



Fonctionnement hydraulique des nappes superficielles de fonds de vallées en interaction avec le réseau hydrographique

Cyril Kao

► To cite this version:

Cyril Kao. Fonctionnement hydraulique des nappes superficielles de fonds de vallées en interaction avec le réseau hydrographique. Autre. ENGREF (AgroParisTech), 2002. Français. NNT : 2002ENGR0006 . tel-00003957

HAL Id: tel-00003957

<https://pastel.hal.science/tel-00003957>

Submitted on 11 Dec 2003

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.



ECOLE NATIONALE DU GENIE RURAL, DES EAUX ET DES FORÊTS

N° attribué par la bibliothèque
/ / / / / / / / / / /

T H E S E

pour obtenir le grade de

Docteur de l'ENGREF

Spécialité : Sciences de l'Eau

présentée et soutenue publiquement par

Cyril KAO

le 25 janvier 2002

à l'Ecole Nationale du Génie Rural, des Eaux et Forêts
Centre de : Paris

Fonctionnement hydraulique des nappes superficielles de fonds de vallées en interaction avec le réseau hydrographique

devant le jury suivant :

M. Gérard Degoutte
Pr. Ghislain de Marsily
Pr. Jean-Michel Grésillon
Pr. André Musy
Dr. Thierry Bariac
Pr. Frédéric Delay
Dr. Marc Voltz
Dr. Daniel Zimmer

Président
Directeur de Thèse
Rapporteur
Rapporteur
Examineur
Examineur
Examineur
Examineur

Remerciements

Qu'on le veuille ou non, un travail de thèse est souvent imaginé comme un exercice solitaire dont l'hermétisme du contenu est au moins aussi impressionnant que le poids du mémoire. Mais s'il est vrai qu'au bout du compte c'est le doctorant qui en retire gloire ou amertume, il est juste de rappeler ce que cet exercice doit à celles et ceux qui en ont accompagné la laborieuse réalisation.

Je tiens tout d'abord à manifester ma profonde gratitude à Pierre PERNES et à Daniel ZIMMER qui dès 1992, alors que je n'étais qu'un anonyme étudiant de l'INA-PG, m'ont accordé leur confiance. Mais bien plus que cela, ils ont été des initiateurs et des formateurs. Patients et résolus. Merci à Benoît LESAFFRE d'avoir aussi contribué à ce long cheminement et encouragé mon affectation au Cemagref à ma sortie de l'ENGREF.

Ghislain de MARSILY a accepté de diriger cette thèse. Je lui suis très reconnaissant d'avoir toujours été présent et attentif au déroulement du travail. Sa profondeur de vue et son enthousiasme m'ont été d'un grand secours. Je suis fier de compter parmi ses élèves.

Je remercie Jean Michel GRESILLON et André MUSY d'avoir accepté de rapporter ce travail, ainsi que Marc VOLTZ, Frédéric DELAY et Thierry BARIAC de faire partie du Jury.

Durant la thèse, un Comité de Pilotage s'est réuni régulièrement afin de valider les principales orientations du travail. Ces mises au point m'ont en particulier poussé à formaliser les résultats obtenus, ce qui fut très utile. Merci donc à :

Chantal GASCUEL-ODOUX pour son expérience des systèmes humides bretons et nos nombreuses discussions autour des outils de modélisation. Merci aussi à Jérôme MOLENAT, Philippe MEROT, Patrick DURAND, Catherine GRIMALDI et Pierre CURMI. J'espère pouvoir continuer mes réguliers et fructueux voyages à Rennes.

Philippe ACKERER pour ses « doutes » et ses questions ! Par sa rigueur et son expérience il a su - à juste titre ! - tempérer des ardeurs de début de thèse qui auraient été difficiles d'assumer. Merci aussi à François LEHMANN pour son aide sur la détermination des paramètres hydrodynamiques de la maquette.

Gérard DEGOUTTE qui suit mon travail depuis 1993 et un stage chez EDF dans notre cher pays Provençal ! Merci de ta confiance et de ton aide.

Merci enfin à Jean Paul LAURENT, Rémi POCHAT et Alain DELACOURT pour leurs conseils et leur participation au Comité.

Ma reconnaissance va aussi à Claude MILLIER, Directeur Scientifique de l'ENGREF, et à Françoise MARY qui ont toujours facilité le bon déroulement de cette thèse.

Le travail présenté dans ce mémoire a été réalisé au sein de l'Unité de Recherche « Ouvrages pour le Drainage et l'Étanchéité » du Cemagref à Antony. Le terme d'« Unité » caractérise d'ailleurs parfaitement cette équipe ! Malgré les thèmes de travail très variés des uns et des autres, j'ai pu profiter des compétences de tous, en toute simplicité. Je dois beaucoup à cette communauté de travail. Merci donc à tous, et en particulier à :

Sami BOUARFA, véritable « compagnon d'arme » dont l'aide a été déterminante à plus d'un titre. J'espère que le départ pour Montpellier ne mettra pas fin à une aussi fructueuse et amicale collaboration.

Cédric CHAUMONT sans qui peu de résultats expérimentaux auraient pu être acquis. Un très grand MERCI pour tout !

Marie Pierre ARLLOT pour tout le travail fait en commun afin de structurer l'activité scientifique de l'équipe.

Yves NEDELEC pour nos longues heures de travail sur la modélisation et pour sa grande disponibilité.

Antoine « Toni » CUCCINELLA dont les nombreux talents ont été déterminants pour la mise au point de la maquette. Merci aussi à Michel ANIS et ses « doigts de fée ».

Jean Michel BOUYE et Sylvain MOREAU pour avoir mis leurs compétences en Métrologie au service de la maquette.

Roland GALLO et Didier CROISSANT pour leurs nombreux dépannages et coups de mains (le transfert de la maquette restera dans les annales !).

Christian DUQUENNOI, Nathalie TOUZE-FOLTZ, Christine BORDIER, Rosanne CHABOT et Nathalie BRAHIC pour toute la réflexion de fond menée sur les outils numériques dans l'équipe (Vive le groupe GENISSE !).

Michel POIRSON pour son efficacité et son travail sur la résolution numérique de l'équation de Boussinesq.
Monique SLIWOWSKI et Elisabeth MARCHAL pour leur aide précieuse dans toutes les tâches administratives.

Ce tour d'horizon ne serait pas complet sans y associer les stagiaires, CDD, objecteurs et autres services verts qui se sont succédés dans l'équipe et qui ont participé de près ou de loin à ce travail. Merci donc à (dans le désordre !) Véronique AGU, Christophe MALVEZIN, Christelle DERE, Sylvie TANG, Ludovic LEDOYEN, Julie LIONS, Aurélie MESTRES, Frédéric HENDRICKX, Philippe VIDON, Nenad NIKOLIC, Marie-Laetitia MELLIAND, Thais PARIS, David DELAJON, Solange ROBERT, Nathalie CHAUMOND, Jean Max LE FILLEUL, Hamida BOUGUEROUA, Nicolas BERTHE, Nicolas JARRIN...
J'espère qu'ils garderont tous un bon souvenir de leur passage à l'Unité et que le travail que nous avons fait ensemble leur sera utile.

L'expérimentation menée sur le bassin du Ru de Cétrais a initialement été rendue possible grâce au travail engagé dans le cadre du thème mobilisateur Cemagref « Concilier Agriculture et Environnement ». De nombreuses personnes ont contribué au succès de ce projet. Mes plus vifs remerciements à :

Pierre LEPAROUX, de la Chambre d'Agriculture de Loire Atlantique pour sa confiance et sa patience face aux lenteurs de la Science ! Merci à toute l'équipe de la CA 44 pour son aide.
Mes collègues du Cemagref : Nadine TURPIN, Nadia CARLUER, Véronique GOUY, Claude SOULLIER, Jean Joël GRIL, François BIRGAND, Laurent PIET, Françoise VERNIER. Que nos collaborations continuent encore longtemps !
Gérard MOGUEDET de l'Université d'Angers pour son aide et sa fidélité à l'équipe depuis l'époque héroïque de La Jaillière.

Un important et passionnant travail sur les zones humides a aussi été mené en collaboration avec le Laboratoire de Géologie Appliquée de l'Université Paris VI et le BRGM. Merci donc à Philippe WENG, Hocine BENJOURI, François GIRAUD et Anne COUDRAIN-RIBSTEIN de leur accueil et de leur amitié.

Enfin, à l'heure de conclure cette longue « tranche de vie », je voudrais manifester ma profonde affection à tous les miens. Aux tout petits et aux bien plus grand(e)s. A ceux d'ici et ceux d'Ailleurs. C'est par eux et pour eux que tout prend un Sens.

Cyril KAO

Octobre 2001

RESUME

L'objectif de cette thèse est de contribuer à une meilleure compréhension du fonctionnement hydraulique d'un système de nappe superficielle de fond de vallée, alimentée par un versant et drainée par un fossé en régime transitoire. Ceci doit aboutir à terme à un outil de modélisation permettant de tester des scénarios de gestion ou d'aménagements de ces zones humides. Le parti (pari ?) choisi a été de fonder les efforts de modélisation sur l'approche " saturée 1D " (équation de Boussinesq), tout en utilisant des modèles plus sophistiqués (Laplace, Richards) afin de servir de référence lors de la discussion et l'élaboration des hypothèses simplificatrices. En particulier, certaines conditions aux limites ont été étudiées : (i) hétérogénéité de la recharge de la nappe ; (ii) déterminisme des phénomènes de surface de suintement ; (iii) l'affleurement ; (iv) une condition aval transitoire. Des expérimentations ont été menées sur modèle physique au laboratoire (maquette MASHyNS) et sur le terrain (bassin versant du Ru de Cétrais, Loire Atlantique). Un modèle (SIDRA 2+), fondé sur une résolution numérique de l'équation de Boussinesq, a été utilisé et adapté à la prise en compte des conditions aux limites particulières évoquées. Le modèle a été calé et validé à partir des données expérimentales et a permis de prédire avec une excellente précision la position de la surface libre de la nappe à différentes distances du ru de Cétrais, en période hivernale.

Mots clés : zone humide, nappe superficielle, modélisation, Dupuit-Forchheimer, Boussinesq, porosité de drainage, infiltration, suintement, affleurement, expérimentation.

ABSTRACT

The main objective of this PhD Thesis is to contribute to a better understanding of the functioning of shallow water-tables drained by a ditch or a stream in humid riparian zones. This should help developing models adapted to improve the management of these zones. The choice has been made to use "1 D-saturated class" models (Boussinesq equation), and more sophisticated models (Laplace, Richards) in order to verify and discuss the main assumed simplifications. Some particular boundary conditions have been studied: (i) water-table recharge heterogeneity; (ii) seepage face phenomenon; (iii) water-table reaching soil surface; (iv) downstream transient condition (free water level). Experiments have been carried out on a physical model in laboratory (MASHyNS apparatus) and at the field scale (Ru de Cétrais watershed, Loire Atlantique). A Boussinesq-based model (SIDRA 2+) has been used and adapted to the various boundary conditions previously cited. This model has been calibrated and validated from field-measurements. The water-table level has been predicted with a very good accuracy at different distances from the ditch.

Key Words: wetlands, riparian zone, modeling, Dupuit-Forchheimer, Boussinesq, drainable porosity, infiltration, seepage face, shallow water-table, experimentation.

Sommaire

Avant Propos	1
Chapitre Introductif. Nappes superficielles et hydrologie des zones humides de fond de vallées. Quels modèles pour quels enjeux ?	3
I. Nappes superficielles et zones humides : réflexions sur quelques définitions.	3
II. Les fonctions des zones humides de fond de vallées.	8
II.1. Fonctions hydrologiques.....	8
II.2. Fonctions biologiques et agronomiques.....	10
II.3. Fonctions de « zones tampons »	10
II.4. Synthèse.....	11
III. Hydrologie de surface et zones humides de fond de vallées : enjeux et outils.....	12
III.1. Hydrologie de surface et nappes superficielles : les approches traditionnelles	12
III.2. Nouveaux enjeux, nouveaux outils ?	16
III. 3. Démarche suivie.....	19
Chapitre 1. Définition du système. Analyse des principaux modèles hydrauliques de nappe. Principes de l'adaptation des modèles saturés. Modèle SIDRA 2+	21
I. Définition du système et conditions aux limites.....	22
II. Les différents classes de modèles de nappes.	24
II.1. Les hypothèses des modèles saturés.....	25
II.1.1. Recharge de la nappe (H5 a).....	25
II.1.2. Le concept de porosité de drainage (H5b).	26
II.2. Simplification des modèles saturés.....	28
II.2.1. L'hypothèse DF et le phénomène de suintement (H7a).	29
II.2.2. Position de l'imperméable. Notion de profondeur équivalente (H7b).	30
II. 3. Conclusions.	31
III. L'équation de Boussinesq : principes de résolution. Généralisation de l'intégration spatiale.....	34
III.1. Etablissement de l'équation de Boussinesq et principes généraux de résolution.	34
III.2. Le potentiel de débit unitaire.....	37
III.3. Généralisation de l'intégration spatiale.	39
III.3.1. Cas du régime permanent.	41
III.3.2. Cas du régime transitoire.....	46
III.3.3. Conclusions.	52

IV. Le modèle SIDRA 2+	53
IV. 1. Présentation de SIDRA 2+	53
IV. 2. Prise en compte de l'évapotranspiration.....	54
IV. 3. Prise en compte du problème de l'affleurement : simulations exploratoires.....	56
IV. 3. 1. Position du problème.....	56
IV. 3. 2. Approches traditionnelles de l'affleurement dans les modèles fondés sur l'hypothèse de DF.....	57
IV. 3. 3. Evaluation de la longueur d'affleurement en régime transitoire : hypothèses simplificatrices possibles. Mode de gestion choisi dans SIDRA 2+	59
IV. 3. 4. Comparaison de calculs de la longueur d'affleurement par SIDRA 2+ et HYDRUS 2D.....	60
IV. 3. 5. Conclusions.....	66
V. Conclusions.....	67
Chapitre 2. Etude théorique des conditions d'écoulements au-dessus d'une nappe drainée par fossé.....	69
I. Introduction	69
II. Steady state analysis of unsaturated flow above a shallow water-table aquifer drained by ditches (C. Kao, S. Bouarfa, D. Zimmer, J. of Hydrology, 2001, (250), 122-133).....	70
II. 1. Introduction.....	70
II. 2. One-dimensional steady state pressure head profile above a fixed water-table.....	71
II. 3. Transition Zone and Capillary Fringe.....	74
II. 4. Numerical study of vertical steady infiltration above a fixed water-table	75
II. 5. Two-dimensional steady pressure head profiles and fluxes above a water-table drained by a ditch.....	78
II. 5. 1. Numerical procedure.....	79
II. 5. 2. Simulation Results	80
II.6. Conclusions	86
III. Evaluation de la part du flux horizontal dans la zone non-saturée dans l'écoulement total : approche analytique.....	87
III. 1. Etablissement d'une expression analytique du ratio $R_{us}(x)$	87
III. 2. Comparaison de la prédiction de $R_{us}(xi)$ à partir de la pente de la nappe calculée par HYDRUS 2D.....	92
III. 3. Comparaison de la prédiction de $R_{us}(xi)$ à partir de la pente de la nappe calculée par l'approche de Dupuit.....	93
III. 4. Conclusions	96
IV. Influence de l'extension latérale du système	97
V. Conclusions et perspectives : vers le régime transitoire ?	100

Chapitre 3. Prise en compte du phénomène de suintement dans la détermination de la position de la surface libre de la nappe. Approches analytique, numérique et expérimentale..... 106

I. Définitions et état des connaissances	107
I.1. Cas du drainage par un fossé vide, avec un niveau d'eau amont fixé : solution de Kozeny (1931, cité par Youngs, 1990) :	108
I.2. Cas du drainage par fossés avec recharge pluviométrique constante (Engelund, 1951)	111
I.3. Conclusions	113
II. Mise en évidence de la relation débit / hauteur de suintement : approche numérique.....	114
II.1. Démarche suivie et outils utilisés.....	115
II.1.1. Traitement du suintement dans le code SWMS 2D (HYDRUS 2D).....	115
II.1.2. Traitement du suintement dans la résolution de l'équation de Laplace avec Free Fem 3.0.....	116
II.2 Simulations réalisées et résultats :	117
II.2.1 Comparaison avec la relation d'Engelund.	118
II.2.2. Influence de la taille du système, cas du fossé vide.	120
II.2.3. Effet des propriétés hydrodynamiques du sol.....	121
II.2.4. Effet de l'anisotropie.	122
II.2.5. Effet d'un niveau d'eau constant dans le fossé.....	124
II.3 Conclusions.....	125
III. Mise en évidence de la relation débit / hauteur de suintement : approche expérimentale sur modèle physique.....	126
III.1 Dispositif expérimental :	126
III.1.1. Principe général	126
III.1.2. Caractéristiques du sol	128
III.1.3. Gestion des débits (aspersion et exutoire).	131
III.1.4. Mesures tensiométriques.....	133
III.2 Protocole expérimental, traitement des données.....	134
III.2.1. Conditions générales de réalisation des expériences.....	135
III.2.2. Traitement des données tensiométriques.....	136
III.3 Résultats et discussions	137
III.3.1. Cas du fossé vide	138
III.3.2. Cas du niveau d'eau aval (H_w) constant.	140
III. 4. Conclusions et conséquences en terme de modélisation	142
IV. Intégration d'une nouvelle condition aux limites dans l'équation de Boussinesq : résultats et conséquences.....	143
IV. 1. Principe de mise en œuvre de la correction	143
IV. 2. Principes de vérification du modèle corrigé.....	144

IV. 3. Application du modèle aux résultats issus de Vauclin et al. (1976)	145
IV. 4. Application du modèle aux résultats issus de Skaggs et Tang (1976).....	149
V. Conclusions	153
Chapitre 4. Etude expérimentale de la zone humide de fond de vallon du bassin versant du Ru de Cétrais (Loire - Atlantique). Analyse des données, calage et validation du modèle SIDRA 2+.	154
I. Présentation de la zone humide du « Pigeon Blanc » (BV du Ru de Cétrais). Aspects physiques. Suivi expérimental.....	155
I. 1. Localisation. Contexte climatique et géologique.	155
I.1.1. Contexte géologique.	155
I.1.2. Caractéristiques pédologiques générales du bassin.	156
I.1.3. Le réseau hydrographique.	159
I.1.4. Le contexte climatique.	160
I.2. Description de la zone d'étude : types de sols, données hydrodynamiques, limites du système considéré.	161
I.2.1. Types de sol.....	161
I.2.2. Données hydrodynamiques.	165
I.2.3. Premiers enseignements et délimitation du système choisi.	166
I.3. Suivi expérimental, qualité des données.	168
I.3.1. Dispositif expérimental.....	169
I.3.2. Qualité et validité des données.....	170
II. Analyse des données expérimentales.....	172
II.1. Fonctionnement de la zone à l'échelle de l'année. Principales phases de fonctionnement. .	172
II.2. Analyse de la dynamique de l'infiltration et de la recharge de la nappe en période hivernale.	178
II. 3. Analyse des phases de tarissement en période hivernale.....	184
II. 3. 1. Influence de la condition aval.....	184
II. 3. 2. Influence de l'évapotranspiration.	186
II. 3. 3. Bilan	189
II. 4. Analyse des interactions entre la nappe et niveau d'eau libre. Phénomène de suintement.	190
II. 5. Synthèse : principaux mécanismes du fonctionnement hydrologique à l'échelle annuelle. .	196
III. Modélisation des interactions entre la nappe superficielle et le Ru de Cétrais.....	199
III. 1. Rappel des hypothèses du modèle. Délimitation du système. Propriétés.....	199
III. 1. 1. Hypothèses du modèle et conditions à la surface libre.....	199
III. 1. 2. Délimitation du système. Conditions aux limites.	200
III. 1. 3. Propriétés hydrodynamiques.	200

III. 1. 4. Synthèse : paramètres retenus pour le calage, variables de forçage	201
<i>III. 2. Choix d'une stratégie et d'une période de calage du modèle.</i>	<i>202</i>
III. 2. 1. Stratégie de calage.	202
III. 2. 2. Période de calage.	203
<i>III. 3. Calage. Etude de sensibilité.</i>	<i>203</i>
III. 3. 1 Calage des paramètres K et μ	204
III. 3. 2. Etude de sensibilité pour les paramètres L, Zsol et p.	208
III. 3. 3. Bilan du Calage.	213
<i>III. 4. Validation.</i>	<i>215</i>
<i>III. 5. Examen critique des autres variables simulées.</i>	<i>217</i>
III. 5. 1. Flux drainés et ruisselés simulés.	218
III. 5. 2. Hauteurs de nappe en amont du système et longueurs d'affleurement simulées.	221
III. 5. 3. Simulation du suintement.	223
III. 5. 4. Bilan.	224
<i>III. 6. Prise en compte d'une porosité de drainage variable.</i>	<i>225</i>
III. 6. 1. Les hypothèses traditionnelles.	225
III. 6. 2. Choix d'un mode de prise en compte d'une porosité de drainage variable.	227
III. 6. 3. Mise en œuvre du modèle avec une porosité de drainage variable. Calage et Validation.	230
III. 6. 4. Conclusions.	233
<i>III. 7. Etude de sensibilité de la qualité des simulations à la dégradation de l'information disponible sur la condition aval. Conséquences opérationnelles.</i>	<i>235</i>
III. 7. 1. Principes de la modification du signal aval.	235
III. 7. 2. Résultats.	236
III. 7. 3. Evaluation de la distance d'influence du ru.	238
III. 7. 4. Bilan.	241
<i>III. 8. Conclusions et perspectives.</i>	<i>242</i>
Conclusion générale	246
I. Contexte, problématique et démarche suivie.	246
II. Principaux résultats.	247
III. Limites identifiées du travail. Perspectives.	251
IV. Réflexions opérationnelles.	253
Bibliographie	256
Annexes	267

Avant Propos

Le travail de thèse présenté dans ce mémoire a été réalisé au sein de l'Unité de Recherche « Ouvrages pour le drainage et l'étanchéité », du Cemagref à Antony. Il concrétise quatre années de recherches menées dans le cadre de différents projets (« Concilier Agriculture et Environnement », PNRZH, AQUAE) qui ont marqué une inflexion significative des thèmes traditionnellement abordés par l'équipe.

En effet, depuis une quinzaine d'années, l'Unité a principalement mené des travaux sur le fonctionnement hydraulique des nappes superficielles à l'échelle de parcelles agricoles drainées par tuyaux enterrés (Lesaffre, 1988 ; Zimmer, 1988). Le but était à la fois de mieux comprendre les processus responsables de la genèse des débits de pointe et de renforcer les bases du calcul de dimensionnement des réseaux. Plus récemment, l'expertise acquise par l'équipe a été étendue au fonctionnement des systèmes irrigués-drainés (Bouarfa, 1995 ; Chabot, 2001) et à la compréhension des transferts de polluants à l'échelle de la parcelle agricole drainée (Arlot, 1999). Le questionnement scientifique qui a supporté ces recherches se pose aujourd'hui sur de nouvelles bases. En effet, il s'agit à présent de raisonner à une autre échelle, celle du petit bassin versant, et de pouvoir caractériser les impacts d'un ensemble plus ou moins complexe d'aménagements hydro-agricoles à cette échelle (Lesaffre et Arlot, 1991).

L'importance stratégique de ces nouveaux enjeux a été renforcée par les demandes d'appui technique qu'enregistre régulièrement l'Unité sur ce thème, émanant des services déconcentrés de l'Etat (DDAF) ou des autres organismes chargés de la gestion des eaux en milieu agricole (chambres d'agriculture, collectivités territoriales, syndicats d'aménagement, etc.) (Nédélec, 1999). Des travaux ont ainsi été initiés dans le but de faire le lien entre le fonctionnement hydrologique des parcelles drainées, le fonctionnement hydraulique des réseaux de fossés et leurs conséquences sur l'hydrologie du bassin versant (Kao et al., 1998 ; Nédélec et al. 1998). Les résultats doivent permettre d'aboutir à terme à un ensemble de préconisations et de règles de dimensionnement en vue de l'implantation d'ouvrages correctifs ou compensateurs d'impacts.

C'est dans ce contexte que les zones humides de fond de vallées nous sont rapidement apparues comme un objet d'étude spécifique. Cela peut sembler, à première vue, paradoxal tant les opérations

de drainage sont justement suspectées d'être responsables de la disparition de tels systèmes (Lefeuvre et al., 2000). L'objet ici n'est pas d'en débattre, même si on peut avancer que l'importance réelle du drainage agricole dans les zones de fond de vallées reste *a priori* faible (Zimmer et al., 1995 a). L'idée est plutôt de considérer ces zones selon deux angles complémentaires :

- D'une part, les zones humides de fond de vallées peuvent voir leur fonctionnement modifié par la présence d'un émissaire à surface libre ayant fait l'objet d'un approfondissement. C'est souvent le cas lors de la mise en place, en amont, de « tranches » de drainage importantes qui nécessitent des opérations de recalibrage du réseau existant ou de création de fossés (assainissement agricole). Dans ce cas, la zone humide peut être considérée comme un système drainé particulier dont il s'agit de caractériser le fonctionnement afin d'évaluer l'impact des opérations menées sur le réseau de surface.
- D'autre part, les zones humides de fond de vallées sont par nature situées en aval des versants (dans les bassins d'ordre 1 à 3), souvent à la confluence de différents émissaires et encadrant le réseau hydrographique : de par cette position elles constituent ainsi naturellement une zone potentielle de stockage des eaux de débordement lors des crues (voir le Chapitre introductif). On peut donc imaginer utiliser ces infrastructures naturelles, au prix d'aménagements légers, comme éléments régulateurs du fonctionnement hydrologique du bassin versant.

Le fonctionnement hydraulique des nappes superficielles de fond de vallées constitue ainsi un objet d'étude à part entière, à l'intersection (ou plutôt à la confluence...) de l'expertise déjà acquise par l'Unité de Recherche dans le contexte traditionnel de l'hydraulique agricole, et des nouvelles questions qui se posent en matière de prise en compte et de compensation des impacts des aménagements hydro-agricoles.

Enfin, plus généralement, nous pensons que le fonctionnement interne de ces zones n'est à l'heure actuelle que partiellement compris. Les conditions locales d'interaction entre la nappe et le réseau de surface, les conséquences des phases d'affleurement, les conditions contrôlant les mécanismes de recharge de la nappe...sont autant de questions qui font encore actuellement débat, comme le montre de récents travaux de thèse (Carlier, 1998 ; Molénat, 1999 ; Le Forner, 2001).

Nous avons l'espoir que le travail présenté ici contribuera à la résolution d'une partie de ces questions.

Chapitre Introductif.

Nappes superficielles et hydrologie des zones humides de fond de vallées.

Quels modèles pour quels enjeux ?

« Regardez toujours...Vous êtes à la campagne, dans quelques haut pays de lacs. Prenez n'importe quel petit sentier - celui que vous voudrez – neuf fois sur dix il vous mènera dans un vallon et il vous laissera près d'un petit miroir de ruisseau. C'est magique ! »

Herman Melville, « *Moby Dick* ».

L'objet de ce chapitre introductif est tout d'abord de rappeler la place originale qu'occupent les zones humides de fond de vallées au sein ce que l'on regroupe sous le vocable très général de « zones humides ». Nous préciserons ensuite selon quels schémas conceptuels ces systèmes sont pris en compte dans l'hydrologie des versants. Nous verrons de plus que l'intérêt porté à ces zones dépasse leur strict rôle dans l'hydrologie et que leurs fonctions potentiellement « tampons » fixent de nouveaux enjeux à la compréhension (et à la représentation) des processus contrôlant leur fonctionnement interne. Nous présenterons alors la démarche que nous avons choisie d'adopter dans le cadre de ce travail.

I. Nappes superficielles et zones humides : réflexions sur quelques définitions.

Le terme de « zone humide » est - entre autre - associé à la présence de nappes superficielles dans un bassin versant. Ces deux notions sont étroitement liées, même si nous allons montrer que les difficultés de définition du terme de « zone humide » sont largement dues au caractère ambigu du qualificatif « superficiel ». En effet, en hydrogéologie, le terme de nappe superficielle ne recouvre pas de notion précise, la qualification même de « superficielle » étant éminemment relative selon les échelles et les phénomènes étudiés. En général, une nappe superficielle est définie comme une nappe libre, dont l'aquifère peut être une formation géologique ou un sol, et dont la surface libre est proche de la surface du sol (quelques cm à dizaines de cm) pendant au moins une période l'année.

A l'échelle des petits bassins versants amonts, on peut ainsi distinguer trois groupes de systèmes de nappes superficielles :

- sur les plateaux, dans le cas de sols ayant un horizon imperméable à faible profondeur (p.e. sols bruns lessivés) des nappes perchées temporaires dont l'origine est essentiellement climatique (excès d'eau de précipitation par rapport aux possibilités de percolation) peuvent être observées en général durant la saison humide. Ces nappes sont contenues dans le premier mètre du sol et n'ont pas forcément d'exutoire identifié ;
- dans le versant, dans le cas de l'existence d'une nappe perchée due à la présence d'un horizon géologique peu perméable, on peut observer des zones d'intumescence de la nappe (mouillères) et/ou des lignes de sources. Dans certains cas (p.e. série d'années particulièrement pluvieuses) ce type de nappe peut s'étendre jusqu'aux zones de plateau ;
- dans les thalwegs ou fonds de vallées, la nappe alluviale est en général permanente, alimentée par l'ensemble du versant et drainée par le réseau de surface (ru, rivières). **C'est ce dernier type de système qui sera particulièrement étudié dans le cadre de ce travail.**

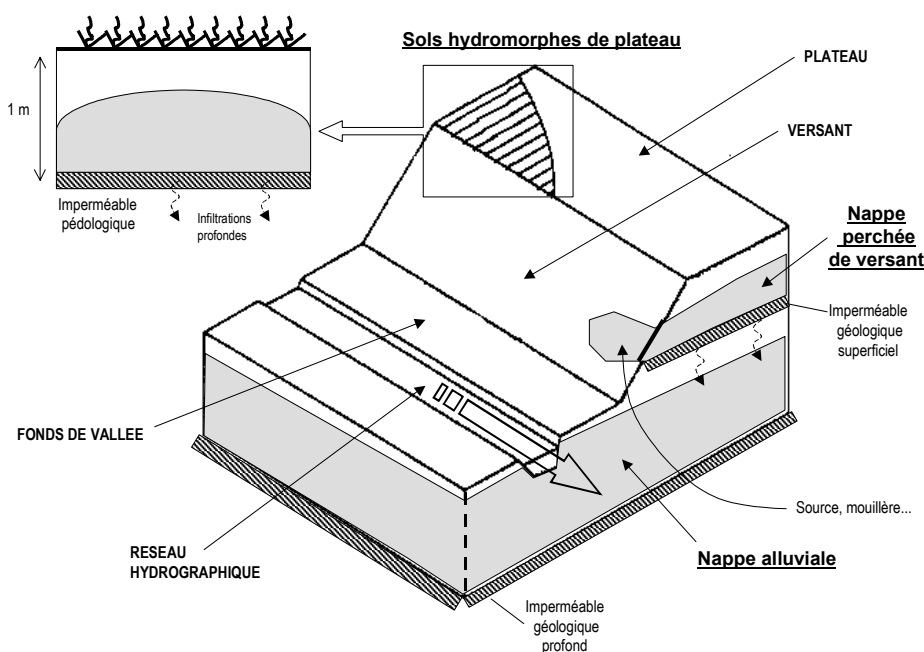


Fig. Ci. I. 1* : Bloc diagramme d'un versant-type et des systèmes de nappes associés

* Dans l'ensemble du document, les figures ont été référencées par Chapitre (Ci, pour Chapitre introductif), puis par section (en chiffres romains, Ci. I) puis par ordre de la figure dans la section (en chiffres arabes, Ci. I. 1).

Les zones humides de fond de vallées sont des infrastructures naturelles présentes de manière diffuse dans les bassins versants amonts d'ordre 1 à 3, encadrant le réseau hydrographique et pouvant occuper des superficies importantes selon le contexte géomorphologique. Mérot et al. (2000) estiment par exemple qu'elles représentent entre 15 et 20 % de la surface des bassins versants amonts dans le grand Ouest.

Tout comme la plupart des terres agricoles, ces zones ont fait l'objet d'une pression d'intensification de la part de l'agriculture depuis quelques décennies. Des opérations de drainage et d'assainissement agricole sont en particulier suspectées d'avoir largement modifié leur caractère humide et leur fonctionnement hydrologique. Or, les zones humides de fond de vallée ont un rôle déterminant dans l'hydrologie des bassins versants, en particulier en tant qu'interface entre les versants et le réseau hydrographique. D'autre part, on confère à ces zones des potentialités « tampons » - c'est à dire susceptibles de jouer un rôle dans la rétention / dégradation de polluants d'origine agricole - au même titre que d'autres infrastructures telles que les haies, les bandes enherbées, les cours d'eaux eux mêmes.

Mais, malgré leur importance, ces zones ne font pas l'objet de mesures de protection, de conservation voire même d'inventaires spécifiques : un des premiers enjeux pour ces systèmes est donc celui de la définition et de la délimitation.

Il existe en effet de très nombreuses définitions de ce qu'est une zone humide, rappelées par exemple par Barnaud (2000). Schématiquement, elles comportent toutes des critères liés à l'hydrologie, à la végétation et à la topographie (localisation).

Sur le plan international, on peut citer à titre d'exemple deux définitions :

- « ...toute zone de transition entre les systèmes terrestres et aquatiques où la nappe phréatique est proche de la surface du sol, ou dans laquelle cette surface est recouverte d'eau peu profonde, de façon permanente et temporaire ... » (UNESCO / MAR, 1973) ;
- « ...des étendues de marais, de fagnes, de tourbières ou d'eaux naturelles ou artificielles, permanentes ou temporaires où l'eau est stagnante ou courante, douce, saumâtre ou salée, y

compris des étendues d'eau marine dont la profondeur à marée basse n'excède pas 6 mètres... » (Convention RAMSAR, 1982).

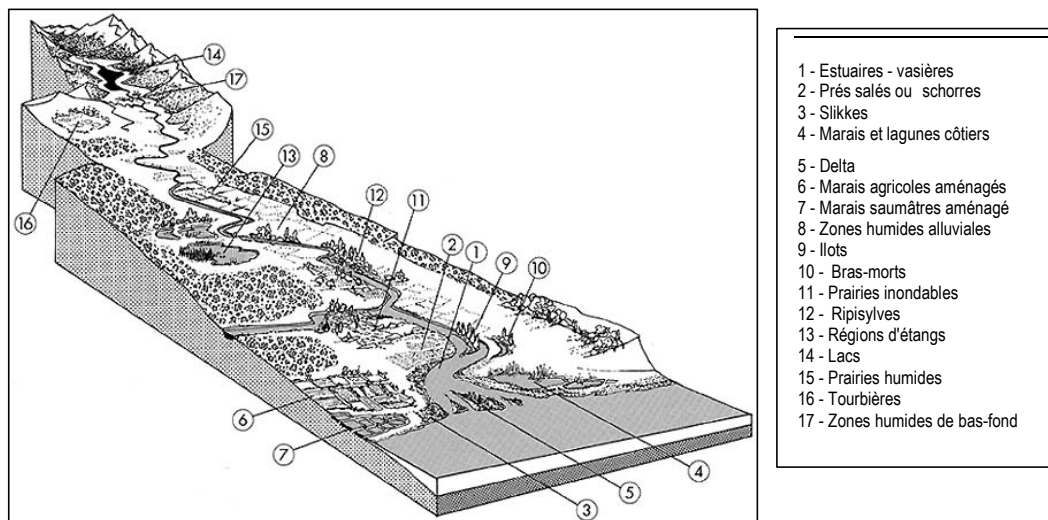


Fig. Ci. I. 2. Principaux systèmes de zones humides (source MATE / IFEN)

Sur le plan national, le cadre de définition de ces systèmes est la Loi sur l'eau du 03/01/1992. Elle précise le terme de zone humide dans l'article 2 : « ...des terrains exploités ou non, habituellement inondés ou gorgés d'eau douce, salée ou saumâtre de façon permanente ou temporaire. La végétation, quand elle existe, y est dominée par des plantes hygrophiles, pendant au moins une partie de l'année... »

Malgré l'intérêt indiscutable de ces définitions, il faut bien reconnaître leurs limites. Si on ne se place que sur le strict plan hydrologique, les définitions proposées recouvrent a priori des surfaces considérables et des systèmes extrêmement différents (Cf. Fig. Ci. I. 2.). D'autre part, les termes et les concepts employés sont difficilement compatibles avec une analyse opérationnelle des systèmes. Comment en effet quantifier (c.a.d mesurer) les notions de « habituellement inondés », « proche de la surface du sol », « temporaire » ?

Confrontés au même type de questions, les services concernés aux USA ont choisi une option de définition hydrologique quantifiée des zones humides, dans le cadre du Clean Water Act. Le critère

retenu a été élaboré à partir du « 1987 U.S Army Corps of Engineers (COE) Wetlands Delineation Manual » et ses différentes mises à jour. Ce critère est le suivant : « ...le sol doit être inondé ou saturé durant la période de croissance des végétaux, pour une durée supérieure à 5% (et jusqu'à 12,5%, selon les cas, N.D.R) de cette période. La saturation est considérée comme acquise si la nappe est au moins à 30 cm de la surface. La période de croissance est définie comme la période comprise entre la dernière date où la température de l'air atteint en moyenne 28°F (-2.2 °C, N. D. R) au printemps et la première date où elle atteint cette température en automne... ». Ce critère a été légèrement modifié en 1995 : la présence de la nappe dans les 30 premiers centimètres doit être atteint pendant au moins 14 jours consécutifs durant la période de croissance précédemment définie (Skaggs et al, 1995).

Force est de constater que cette série de définitions est particulièrement précise et pragmatique. De nombreuses zones humides ont ainsi été délimitées aux USA avec des contraintes très fortes en matière de gestion, de restauration et de protection. Le principal reproche fait à cette définition tient à son extrême sensibilité au choix des critères de temps de résidence de la nappe. En effet, en imposant le critère « temps de présence de la nappe » à 14 jours consécutifs non plus chaque année mais pour une période de retour de deux ans, on augmente significativement les surfaces susceptibles d'être des zones humides, et donc de tomber sous le coup du Clean Water Act (Skaggs, communication personnelle).

Quels que soient leurs défauts ou mérites respectifs, les différentes définitions précédemment évoquées ont toutes été motivées par le souci d'identifier les zones à nappes superficielles en tant qu'infrastructures naturelles et de les inscrire à part entière dans les hydrosystèmes. Une fois définies, elles peuvent donc être délimitées et faire l'objet d'une gestion spécifique. En effet, d'importantes fonctions ont été reconnues à ces zones et elles peuvent être contradictoires avec une gestion strictement agronomique. C'est en particulier le cas pour les zones humides de fond de vallée.

II. Les fonctions des zones humides de fond de vallées.

Ces dernières années, le Programme National de Recherche sur les Zones Humides (PNRZH) initié par le Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement, a permis de fédérer au niveau national les nombreuses recherches menées sur les zones humides. Dans ce cadre, le projet « *Typologie Fonctionnelle des Zones Humides de fonds de vallées en vue d'une régulation de la pollution diffuse* » (TY-FON, Mérot et al. (2000)) a eu comme objectif de préciser les différentes fonctions remplies par ces infrastructures particulières. Une partie de ce travail a contribué à ce projet et nous en rappelons, dans ce qui suit, les principaux résultats.

II.1. Fonctions hydrologiques

Les zones humides de fond de vallées sont en interaction avec l'ensemble du bassin versant. Cette interaction s'exerce à deux niveaux. :

- avec le versant : les zones humides de fond de vallées sont des lieux d'accumulation (stockage) des flux provenant des versants. Ces flux peuvent être superficiels (pluie, ruissellement) ou souterrains (sol, nappe). Cette saturation saisonnière est due à la position topographique de ces zones et en général à la présence en profondeur d'un niveau imperméable de nature pédologique ou géologique ;
- avec le réseau hydrographique : les zones humides de fond de vallées sont le siège de débordements du réseau lors de crues occasionnelles ; d'autre part, c'est le niveau d'eau libre dans le réseau hydrographique qui va en partie contrôler la capacité de drainage du système ; enfin, c'est la nappe présente dans la zone de fond de vallons qui va alimenter le débit d'étiage du cours d'eau du bassin versant.

Ces interactions ont conduit Durand, Gascuel-Oudou, Kao et Mérot (2000, article en annexe) à identifier trois fonctions hydrologiques majeures des zones humides de fond de vallées :

- *Une fonction de stockage transversal.* La zone humide sert de lieu de stockage de l'eau provenant du versant (nappe, ruissellement). Cette fonction dépend de deux types de facteurs : d'une part, la taille de la zone humide par rapport à celle du versant, d'autre part, de la continuité spatiale avec les écoulements provenant du versant.
- *Une fonction de stockage longitudinal.* La zone humide peut servir de lieu de stockage de l'eau provenant de la rivière par *inondation*. Cette fonction est liée à la fréquence des crues inondantes et à la topographie des lits moyens et majeurs.
- *Une fonction de transfert.* La zone humide est une zone de transfert pour différents types d'écoulement. Cette fonction de transfert se décline selon cinq composantes (Figure Ci. II. 1) : 1) le ruissellement (R) et l'exfiltration, écoulements rapides intervenant à l'échelle de la crue ; 2) l'infiltration et l'écoulement superficiel dans la zone humide (ZH) intervenant également à l'échelle de la crue ; 3) l'écoulement de la nappe de versant vers son exutoire (NS + NP), écoulement plus lent conditionné par la recharge de la nappe dans le versant et la capacité de drainage du réseau ; 4) l'écoulement à surface libre dans le réseau hydrographique (H), écoulement rapide, et concentré, très variable selon que l'on se situe pendant la crue ou hors crue ; 5) l'écoulement de surface en période d'inondation (D, débordement), conduisant à une redistribution des eaux en surface sur une période de quelques jours.

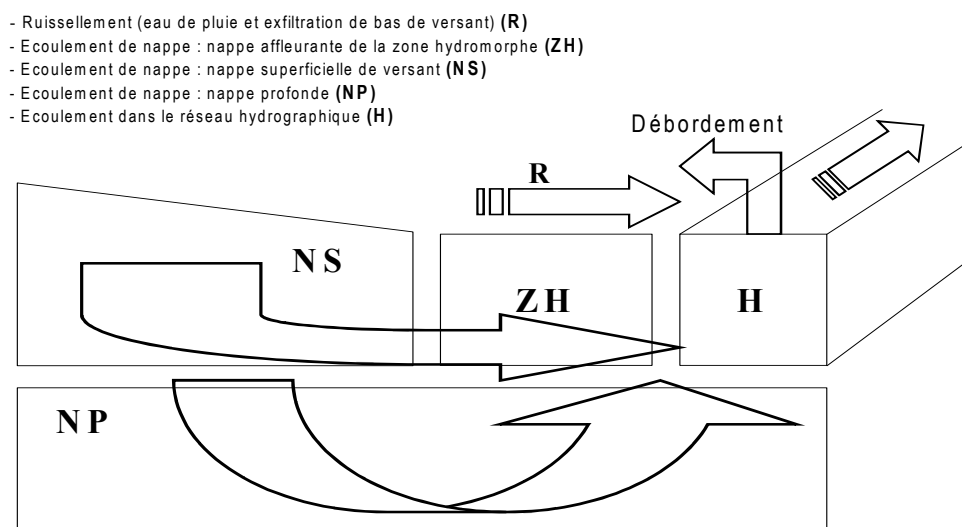


Fig. Ci. II. 1 : Principaux termes du bilan hydrique à l'échelle d'une zone humide de fond de vallon

(D'après Durand et al., 2000)

Comme nous le verrons plus loin, ces différentes fonctions sont au cœur du fonctionnement hydrologique des petits bassins versants amont.

II.2. Fonctions biologiques et agronomiques

Les zones humides constituent en général le support d'écosystèmes très riches, tant du point de vue de leur variété selon le contexte géomorphologique que de leur biodiversité. Le développement d'une activité agricole intensive dans ces zones est donc perçu de ce point de vue comme un appauvrissement. Sur le plan floristique, les écosystèmes humides sont considérés comme des biotopes uniques pour des espèces rares et souvent menacées. Sur le plan faunistique, de nombreuses espèces sont inféodées à ces systèmes et c'est en particulier le cas de poissons et d'oiseaux migrateurs. Que ce soit en matière d'alimentation, de reproduction ou d'abri, les zones humides constituent là encore des écosystèmes dont toute modification peut être fatale pour les espèces considérées. Pouvoir correctement gérer le temps de résidence de la nappe dans les différents horizons du sol ou en surface (p.e. fréquence des cycles de submersions) est dans ce contexte nécessaire pour assurer la pérennité des potentialités écologiques de ces zones (p.e Armstrong, 2000).

II.3. Fonctions de « zones tampons »

L'idée que les zones humides de fond de vallées constituent des systèmes « filtres » ou « tampons » s'est largement développée depuis une vingtaine d'année (Mérot et Durand, 1997). L'idée est que ces zones contribuent activement au maintien, voire à l'amélioration, de la qualité des eaux en jouant le rôle de « filtre physique » (piégeage des matières en suspension) et de « filtre biologique » (dégradation de nutriments sous l'action de bactéries du sol essentiellement). Il existe une abondante littérature sur la mise en évidence de ces fonctions et en particulier sur leur lien avec le fonctionnement hydrologique des bassins versants (voir p.e. les revues de Johnston (1991) et Cirino et McDonnell, (1997)).

Un des processus qui a été le plus largement étudié dans ces zones est leur fonction « puits » vis à vis des flux d'azote d'origine agricole. En effet, la présence de sols engorgés favorisant les conditions d'anoxie et la présence de carbone organique facilement assimilable concourent à la dégradation des nitrates en azote atmosphérique (et parfois en N_2O) par respiration bactérienne (dénitrification) (voir

Kao et Sassus (1993) pour une revue sur les mécanismes). Le déclenchement de ce phénomène est en grande partie contrôlé par les conditions redox dans les horizons superficiels du sol. La variabilité (temporelle et spatiale) des conditions propices au déclenchement de la dénitrification a été rapportée par de nombreux travaux (p.e. Haycock et al. (1997), Pinay et al. (2000)). Néanmoins, les processus biogéochimiques mis en jeu, quelle que soit leur variabilité, sont par essence directement liés à la présence de la nappe dans les horizons pédologiques (Correl, 1997). Le temps de présence de la nappe, la fréquence et l'amplitude de ses fluctuations sont dans ce contexte des variables déterminantes pour évaluer le potentiel dénitrifiant de ces sols.

II.4. Synthèse

Ce rapide tour d'horizon des différentes fonctions impliquant les zones à nappes superficielles n'a pas qu'un intérêt théorique. Leurs ambiguïtés et leurs analogies sont symptomatiques des conflits qui animent aujourd'hui les différents acteurs de l'eau à propos de leur gestion. Mais pour l'objet qui nous intéresse – les zones humides de fond de vallées - l'intérêt de ces définitions est ailleurs : il nous permet d'esquisser un premier « cahier des charges » en matière de modélisation.

- ✓ Premièrement, le concept de zone humide de fond de vallée est relié à la notion d'interface entre les eaux souterraines et de surface. Ceci a des conséquences en particulier pour la prise en compte de certaines conditions aux limites telles que le drainage des nappes par le réseau hydrographique, le phénomène d'affleurement, les interactions avec les conditions atmosphériques...
- ✓ Deuxièmement, la notion de « temps de présence de la nappe proche de la surface du sol » est systématiquement un critère de définition, même s'il n'est pas quantifié. Cela a comme conséquence que le caractère « humide » d'une zone peut être temporaire, ce qui pose la question de l'éventuelle détermination de seuils. Ceci nous intéressera pour déterminer les classes de variables à modéliser.
- ✓ Enfin, si les zones à nappes superficielles sont déterminantes dans le fonctionnement hydrologique des bassins versants (hydrosystème), elles ont aussi d'autres fonctions importantes à l'échelle de l'agrosystème et de l'écosystème. La prise en compte de ces fonctions impose de nouveaux enjeux pour la modélisation hydrologique de ces zones.

III. Hydrologie de surface et zones humides de fond de vallées : enjeux et outils.

L'objectif de cette section est de rappeler selon quels mécanismes la présence de nappes superficielles de fond de vallées est traditionnellement réputée interagir avec le fonctionnement hydrologique des bassins versants. Nous ne chercherons pas à faire une revue exhaustive de la littérature concernant les conceptions classiquement admises en hydrologie, de tels travaux, très richement documentés, existant déjà (p.e. Freeze, 1972a et 1972b ; Sklash et Farvolden, 1979 ; Pearce et al., 1986 ; Beven, 1991a ; Grésillon, 1994 ; Montgomery et Dietrich, 1995 ; Carluer, 1998 ; Molénat, 1999). Nous proposons plutôt d'évoquer les trois principales phases qui ont concouru à une prise en compte spécifique du fonctionnement des nappes superficielles dans l'hydrologie des bassins versants et au développement d'outils de modélisation associés.

III.1. Hydrologie de surface et nappes superficielles : les approches traditionnelles

Dans un premier temps on a cherché essentiellement à décomposer l'hydrogramme de crue en différentes composantes plus ou moins rapides. L'objectif était de prévoir et de quantifier les pics de crues dans une perspective de protection. C'est ainsi que s'est développée la théorie dite Hortonienne (Horton, 1933) : la composante « rapide » de la crue est expliquée par le ruissellement généralisé (au sens d'écoulement de surface non concentré), initié par des intensités pluvieuses supérieures à la capacité d'infiltration des sols. La composante « lente » de l'écoulement est selon ce schéma le résultat de l'alimentation du réseau par les nappes profondes. Nous ne reviendrons pas en détail sur le schéma Hortonien et les modèles développés dans ce cadre (théorie de l'hydrogramme unitaire) dans la mesure où ils ne prennent pas spécifiquement en compte la dynamique des nappes superficielles (voir p.e. Huggins et Burney (1982) pour une revue). De même, nous ne nous étendons pas sur les autres classes de modèles hydrologiques conceptuels (p.e. les modèles type GRx (Edijatno et al., 1999) qui visent à rendre compte de la relation « pluie-débit » sans faire d'hypothèses particulières sur la contribution des nappes superficielles.

Cette vision de l'hydrologie a longtemps prévalu et, si elle a largement démontré son efficacité, elle a été progressivement complétée par une autre approche : le concept des « surfaces contributives ». Le

principe de base de ce concept, initié par Cappus (1960) et prolongé en particulier par Dunne et Black (1970), est que les débits de crues observés à l'exutoire des bassins versants sont expliqués par le ruissellement générés sur des surfaces saturées (i.e. d'affleurement de la nappe) dont l'extension est variable dans le temps et l'espace. Ce concept a été très prolifique et il implique deux avancées conceptuelles majeures : (i) les zones générant des écoulements rapides peuvent être localisées ; (ii) on peut expliquer les débits à l'exutoire comme un résultat de l'interaction entre des écoulements de surface et souterrains. Les zones humides de fond de vallée (ZHFV) ont été assimilées aux zones contributives à surface variable.

TOPMODEL (Beven et Kirkby, 1979) est le plus utilisé des modèles fondés sur ce concept (Mérot, 1988 ; Ambroise et al., 1996...). Outre le fait qu'il considère que le ruissellement n'est généré qu'au niveau des surfaces contributives qui sont assimilables à des zones d'affleurement de la nappe, il postule de plus que l'extension des surfaces contributives peut être prédite par le biais d'un indice topographique. Les différentes hypothèses de ce modèle sont rappelées par Molénat (1999). Il est en particulier important de noter, pour ce qui nous concerne, que dans TOPMODEL le réseau de surface n'est pas spécifiquement pris en compte et que le gradient hydraulique dans la « nappe » est par construction égal au gradient topographique. Il permet en revanche de proposer une localisation *potentielle* des ZHFV (Durand et al., 2000)

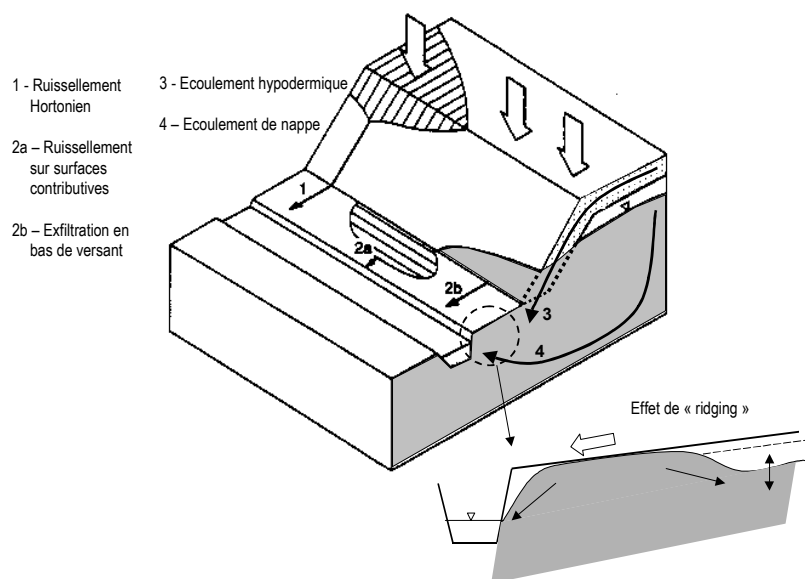


Fig. Ci. III. 1. : Principaux mécanismes de transfert d'eau à l'échelle d'un versant.

Si la théorie Hortonienne est issue de la volonté de distinguer les composantes rapides et lentes de l'écoulement observé à l'exutoire, la théorie des surfaces contributives a naturellement conduit à en

distinguer les composantes souterraines et de surface. Il est néanmoins intéressant de noter que même dans le schéma conceptuel des surfaces contributives, la part de l'écoulement rapide reste générée par le ruissellement de surface. Ces approches ont donc abouti à la définition de « compartiments » qui s'appuient schématiquement sur deux types de découpage : (i) le cycle de l'eau à l'échelle des versants (infiltration, percolation, ruissellement, drainage des nappes par le réseau de surface...); (ii) les structures pédologiques et géologiques du versant (surface, subsurface, souterrain,...). Ce découpage en compartiments aboutit classiquement à associer dans le versant des zones avec un type d'écoulement prépondérant (versant et infiltration ; fond de vallée et ruissellement ; nappe phréatique et écoulement de base du réseau hydrographique).

A partir de cette vision compartimentée du versant et de la distinction entre des zones plutôt dominées par l'infiltration et d'autres par le ruissellement de surface et l'émergence des nappes, de nombreux travaux ont visé à retrouver une partition des écoulements dans la signature géochimique et/ou isotopique des eaux de crues. La distinction entre les « eaux jeunes » et « anciennes » lors des débits de pointe doit en effet permettre de plus ou moins bien identifier les compartiments mis en jeu lors de la genèse de la crue. En particulier, que ce soit dans le cadre du schéma conceptuel Hortonien ou celui des surfaces contributives, une part prépondérante d'eau « jeune » (ruissellement direct) est *a priori* attendue...Mais dans la majorité de ces travaux (voir p.e. Molénat, 1999 pour une revue) il est apparu qu'une part importante d'eau « ancienne » était présente dans les eaux de crues, c'est à dire des eaux provenant *a priori* du compartiment souterrain (sol et/ou sous-sol). Premier résultat surprenant.

Un deuxième résultat posant question est l'observation de fluctuations très rapides du niveau des nappes superficielles en périodes de crues, ce qui suppose des écoulements souterrains rapides et pouvant donc contribuer significativement à la constitution des débits à l'exutoire. Le concept des zones contributives (et les modélisations associées type TOPMODEL) ne rend que partiellement compte de ce genre de phénomène.

A partir de ces constats, des mécanismes supplémentaires de genèse des écoulements ont été proposés, donnant le « premier rôle » au compartiment intermédiaire entre la surface du sol et la nappe phréatique. Nous ne citerons que les principaux, mais il est intéressant de constater qu'ils visent finalement en général à expliquer la composante rapide de l'hydrogramme de crue en attribuant une part prépondérante non plus au ruissellement mais aux écoulements sub-superficiels. On peut schématiquement distinguer :

- ✓ Les travaux attribuant à des écoulements de « sub-surface » ou « hypodermiques » la part rapide des écoulements. Deux types de mécanismes sont évoqués dans ce contexte : (i) des écoulements générés par une part de l'infiltration ne pouvant percoler en profondeur du fait de la présence d'une formation pédologique moins perméable, et circulant rapidement parallèlement à la pente (Grésillon, 1994) ; (ii) la présence dans les horizons pédologiques d'écoulements dits « préférentiels » souvent plus ou moins explicitement associés à la présence de macropores (voir Carlier, 1998 pour une revue). Dans ces approches, le statut de la nappe n'est pas très clair : dans un certain nombre de cas ces écoulements de subsurface sont supposés saturés, c'est à dire qu'ils peuvent en fait désigner des nappes (très) superficielles, transitoires et souvent mal définies en terme de conditions aux limites ; dans d'autre cas ces écoulements sont réputés non saturés (dans la macro-porosité p.e.) et sont évoqués pour expliquer des recharges rapides de nappes plus profondes ou des écoulements latéraux rapides dans les versants. On parle même parfois de « court-circuit »...moyen somme toute commode de donner une explication « physique » à des phénomènes très transitoires, difficiles à mesurer ;

- ✓ Les travaux s'intéressant à une augmentation brutale du niveau de la nappe proche du réseau hydrographique (effet de « ridging », Fig. Ci III 1). Le principe de ce concept a été initialement émis par Ragan (1968) puis très largement développé par l'équipe de R. W. Gillham (Gillham, 1984 ; Abdul et Gillham, 1984 ; Novakowski et Gillham, 1988 ; Abdul et Gillham, 1989 ; Jayatilaka et Gillham, 1996 ; Jayatilaka et al., 1996). Il consiste à considérer que l'existence d'une frange capillaire (voir Chapitre 2 pour une définition) au dessus du toit de la nappe explique qu'une faible quantité de pluie engendre une élévation rapide et « inattendue » (sic) des nappes superficielles proches du réseau hydrographique. Il en résulterait deux phénomènes qui peuvent apparaître comme contradictoires : (i) l'affleurement de la nappe se fait rapidement, ce qui a comme conséquence l'extension rapide de zones contributives de ruissellement en connexion avec le réseau hydrographique ; (ii) les gradients hydrauliques locaux dans la nappe augmenteraient (alors qu'il y a affleurement ?) ce qui expliquerait une contribution importante du compartiment souterrain à l'écoulement du versant en crue. Cette approche a fait l'objet d'un certain nombre de critiques (McDonnell et Buttle, 1998) fondées sur le réalisme physique des mécanismes invoqués.

En résumé, les zones à nappes superficielles de fond de vallons sont le siège de processus déterminants dans le contrôle de l'hydrologie des versants. Leur prise en compte dans la littérature est variable selon les schémas conceptuels retenus et il existe en conséquence des classes de modèles

variées. Toutes ces approches ne sont pas équivalentes et leur efficacité dépend des objectifs assignés à la simulation (prévision de débits, des hauteurs de nappes, de l'humidité du sol...) et du contexte physique de leur utilisation.

Si le concept de surface contributive permet une localisation *potentielle* des ZHFV, les hypothèses constitutives des modèles associés tels que TOPMODEL ne rendent pas parfaitement compte des processus déterminant le fonctionnement interne de telles zones. De plus les nouvelles fonctionnalités reconnues à ces zones rendent nécessaires des approches de modélisation spécifiquement dédiées au fonctionnement de la nappe.

III.2. Nouveaux enjeux, nouveaux outils ?

Si on adopte une vision quelque peu historique de l'évolution des problèmes posés à l'hydrologie et aux outils qu'elle a développés, on s'aperçoit qu'il existe toujours un lien fort entre la question du « que modéliser ? » et du « comment le modéliser ? ». Pendant longtemps, l'hydrologie a été une science d'ingénieurs et les outils de modélisation un support pour des calculs de dimensionnement. De plus, les moyens de calculs n'ont été longtemps qu'analytiques. Cette conjonction d'objectifs et de moyens a abouti au développement de modèles « simplifiés » dont la qualité première était – et reste – leur praticité opérationnelle (Lorre et Lesaffre, 1994). Il faut donc rappeler que les zones à nappes superficielles ont avant tout été considérées comme des surfaces potentiellement vouées à l'activité agricole. Dans ce contexte, on s'est donc naturellement intéressé à développer des outils de dimensionnement des réseaux de drainage. Les variables clés à prédire sont alors : (i) les débits à évacuer, pour une certaine gamme d'événements climatiques durant la saison humide ; (ii) la hauteur de nappe maximale jugée compatible avec les contraintes des itinéraires techniques agricoles. Ces outils de dimensionnement reposent sur une modélisation dite « saturée » du fonctionnement de la nappe qui ne prend pas explicitement en compte la zone non-saturée (voir Chapitre 1). Plus récemment, le fait de reconnaître aux zones à nappes superficielles un impact potentiel sur la qualité des eaux a poussé les chercheurs à ne plus considérer ces systèmes selon le seul point de vue de l'ingénierie hydraulique. De manière concomitante, l'émergence d'outils informatiques de calcul numérique a rendu possible la résolution d'équations plus complexes, voire le couplage entre différents modèles mathématiques décrivant des processus hydrauliques, chimiques, biochimiques, etc.

Néanmoins, quelle que soit la complexité et la variété des mécanismes considérés, la prise en compte des interactions entre le fonctionnement hydraulique des nappes superficielles et les fonctions hydrologiques, biologiques et biogéochimiques de ces zones impose de nouveaux objectifs à la modélisation : (i) permettre d'évaluer la position de la nappe à l'échelle de tout le système, et non plus simplement à son point d'élévation maximum ; (ii) permettre de prendre éventuellement en compte le fonctionnement hydrique de la zone non-saturée (iii) intégrer les interactions avec un réseau hydrographique de surface naturel ; (iv) pouvoir être éventuellement couplée avec des outils de prédictions de la qualité des eaux et/ou de développement du couvert végétal.

En ce qui concerne la nature des variables à modéliser, nous avons vu qu'il existe des enjeux forts autour de la définition de ces zones à des fins de délimitation. Le critère « hydrologique » est essentiel dans ce cadre et la modélisation doit permettre d'éclaircir les termes du débat. La localisation de la nappe dans les horizons superficiels et la quantification des temps de présence sont dans ce sens deux types de variables clés. De même nous avons vu que les zones à nappes superficielles ont des fonctions multiples intégrant le fonctionnement hydrologique, biologique et biogéochimique des sols. La modélisation hydraulique doit permettre de caractériser des « variables de passage » entre ces différentes fonctions. Par « variables de passage » nous entendons des variables pouvant être prédites par les modèles à base hydraulique et qui peuvent servir de base à la caractérisation de ces zones vis à vis de leurs potentialités d'amélioration de la qualité des eaux, de leur fonction d'habitat pour la faune, etc. A titre d'exemple, la durée et la fréquence de submersion de certaines zones humides (évaluables donc par des modèles hydrauliques) sont des variables qui déterminent directement la qualité du peuplement prairial, et en conséquence les principales fonctions biologiques des populations d'anatidés inféodés à ces zones (Duncan et al., 1999). On peut donc envisager de « passer » de la connaissance du fonctionnement hydraulique de la zone humide à la prise en compte de fonctions mettant en jeu la biologie et la biogéochimie de ces systèmes.

En terme d'outils, on peut distinguer les approches qui vont privilégier le fonctionnement du bassin versant dans sa globalité de celles qui vont considérer la ou les nappes en tant que systèmes à part entière. Les modèles reposant sur le concept de surface contributive tel que TOPMODEL ou plus déterministes comme MODFLOW voire SHE (Abbot et al., 1996) vont permettre de localiser les zones présentant des nappes proches de la surface, essentiellement en relation avec la topographie, et d'évaluer plus ou moins grossièrement les flux transitant dans ces systèmes. Ils sont en revanche moins adaptés pour rendre compte des processus locaux qui peuvent contrôler le fonctionnement

hydraulique des sols à nappes superficielles (drainage, interactions nappe / rivière, ...) (Jayatilaka et Gillham, 1996 ; Stewart et al., 1999).

Afin de rendre compte du fonctionnement interne des zones humides de fond de vallée il est ainsi nécessaire d'avoir recours à une modélisation spécifique des interactions entre la nappe superficielle, les versants et le réseau hydrographique. On peut à ce stade distinguer deux classes de modélisation :

- Les outils qui permettent de comprendre ou d'aider à la compréhension de processus, et qui reposent sur une modélisation de nature mécaniste et dont les paramètres sont éventuellement mesurables ;
- Les outils qui intègrent et simplifient les processus afin de rendre compte de phénomènes complexes, fondés sur une approche de nature conceptuelle. Ces outils peuvent (et doivent ?) reposer sur des modèles du premier type énoncé.

Ce travail de thèse s'inscrit dans cette dialectique : contribuer à établir une approche conjointe entre des outils de modélisation du fonctionnement hydrique des sols à nappes superficielles sur une base mécaniste robuste et suffisamment généraliste pour être utilisés dans des situations de terrains variées, mais aussi économes en terme de nombre de variables et de paramètres à déterminer, quitte à simplifier voire conceptualiser certains processus.

Dans ce contexte, une tendance est actuellement de construire des outils que Gold et Kellog (1997) qualifient de « modèles hybrides ». Ils sont en général fondés sur les modèles de nappe déjà développés dans le cadre de l'hydraulique agricole et sont plus ou moins modifiés et adaptés au contexte fonctionnel désiré. Ainsi Skaggs et al. (1995) utilisent DRAINMOD comme modèle de référence pour étudier le critère le plus pertinent pour définir le caractère « humide » des zones à nappes superficielles. Armstrong (2000) utilise l'équation de drainage de Hooghoudt (Ritzema, 1994) pour estimer indirectement la « dureté » du sol de zones humides et évaluer ainsi la capacité qu'auront les oiseaux à en extraire leur nourriture. Perrochet et Musy (1992) utilisent sensiblement la même classe de modèles pour évaluer la distance de protection optimale entre des terres agricoles drainées et des zones à intérêt écologique. Enfin, Giraud (1992) couple un modèle de drainage agricole (SIDRA, Lesaffre et Zimmer (1998)) avec un modèle d'écoulement à surface libre pour évaluer les termes du bilan hydrique des marais de Moëze et proposer différents scénarios de gestion hydraulique de la zone.

L'intérêt de ces approches est qu'elles reposent sur des modèles mécanistes en général simplifiés et par essence adaptés à des problématiques de terrain (détermination des paramètres, variables mesurables...). Ils peuvent de plus être intégrés à des modèles hydrologiques classiques (TOPMODEL et l'équation de Boussinesq, par exemple, pour Troch et al. (1993)) ou couplés à des modèles d'écoulement à surface libre (p.e. Crebas et al., 1984).

III. 3. Démarche suivie.

Le développement des « modèles hybrides » est une voie qui nous semble prometteuse, mais jusqu'à présent l'adaptation des modèles issus de l'hydraulique agricole aux situations complexes rencontrées dans les systèmes naturels tels que les zones humides de fond de vallées n'a été que partiellement faite.

Le fil directeur de notre travail sera donc l'étude des conditions d'application de modèles de nappes simplifiés à un système de zone humide de fond de vallée drainée par un réseau à surface libre. La discussion des hypothèses fondatrices de cette classe de modèles nous amènera à les comparer à des modèles plus complets (équations de Richards, de Laplace) et à en discuter les performances respectives. L'étude théorique et expérimentale de certains processus nous permettra de proposer des éléments originaux de correction ou d'adaptation.

Afin de préciser les termes de l'approche conjointe précédemment évoquée, nous allons dans un premier temps (Chapitre 1) présenter les différentes classes de modèles de nappe et évaluer les contraintes des différents niveaux de simplifications faites par les modèles issus de l'hydraulique agricole. Nous présenterons alors une première adaptation de ces modèles fondés sur la résolution de l'équation de Boussinesq. Nous décrirons les hypothèses fondatrices du modèle SIDRA 2+ mis en œuvre dans ce travail, et nous serons en particulier amenés à discuter de la prise en compte de l'affleurement.

Nous nous intéresserons alors à deux types de conditions aux limites particulières : les conditions de recharge au toit de la nappe et le phénomène de suintement à l'interface fossé/nappe. En effet, la prise en compte de ces conditions aux limites est présentée jusqu'à présent comme une faiblesse pour ce type de modèle.

Le Chapitre 2 sera ainsi consacré à une étude théorique en régime permanent de la partition des flux dans la zone non-saturée au dessus de la nappe et à l'évaluation de la part de ces flux qui ne participe pas à la recharge de la nappe. Nous serons capables de proposer une prise en compte simplifiée de ces flux, et nous proposerons des pistes de réflexions pour l'appliquer dans le cas général.

Le Chapitre 3 abordera le problème de la détermination de la hauteur de suintement générée à l'interface entre la nappe drainée et le niveau d'eau libre dans l'émissaire. Le phénomène de suintement peut être à l'origine d'erreurs dans la détermination de la position de la surface libre de la nappe dans les modèles simplifiés. Nous mettrons en évidence là encore qu'une correction simple est possible et nous en évaluerons les performances. La mise en évidence de cette correction s'appuiera sur des expérimentations réalisées à l'échelle d'un modèle physique mis au point dans le cadre de ce travail (Maquette de Simulation de l'Hydraulique des Nappes Superficielles, « MASHyNS »).

Enfin, dans le Chapitre 4, nous aborderons l'étude expérimentale d'une zone humide de fond de vallée située en Loire-Atlantique (bassin versant du Ru de Cétrais). Après avoir analysé les principaux mécanismes de transfert d'eau dans ce système, nous tenterons de modéliser avec SIDRA 2+ l'évolution temporelle de la position de la nappe. A l'examen des résultats obtenus nous tirerons un certain nombre de conclusions sur les processus majeurs qui contrôlent le fonctionnement d'un tel système.

Chapitre 1.

Définition du système.

Analyse des principaux modèles hydrauliques de nappe.

Principes de l'adaptation des modèles saturés. Modèle SIDRA 2+.

Dans le cadre de ce travail de thèse, nous focaliserons notre étude sur les conditions de fonctionnement d'une nappe superficielle à l'interface entre le versant, la surface du sol, et le réseau hydrographique. Suite à l'analyse réalisée dans le Chapitre introductif, c'est cette échelle qui nous paraît déterminante pour relier le fonctionnement hydraulique de la nappe avec à la fois l'hydrologie du versant (qui est la condition à la limite amont de notre système) et les conditions locales qui en contrôlent le fonctionnement.

Nous nous plaçons donc dans la situation d'un fond de vallon, à topographie quasi-plane et dont la nappe est drainée par le réseau hydrographique. Ce réseau peut avoir des caractéristiques extrêmement variées selon le contexte géomorphologique, son ordre hydrologique et le type d'activité agricole présent sur le bassin versant. Dans un souci de simplicité nous avons choisi de considérer que le réseau de surface « type » qui nous intéresse est un ruisseau de gabarit métrique (photo C1. 1) qui représente la situation la plus courante rencontrée sur des bassins versants agricoles de quelques dizaines de km².



Photo C1. 1 : Fossé traversant une zone humide de fond de vallon, bassin versant du Cétrais (44) (Cemagref, DEAN).

Dans ce qui suit, nous allons tout d'abord présenter en détail le système considéré ainsi que les hypothèses et les conditions aux limites particulières qu'il nous faudra prendre en compte pour aborder l'étude de ce type de systèmes. Nous évoquerons alors les différentes options de modélisation possibles et les différents niveaux de simplifications associés. Enfin, nous présenterons une analyse approfondie de l'équation dite de « Boussinesq » qui nous permettra de proposer une base de modélisation visant à simuler le fonctionnement hydraulique des nappes superficielles de fond de vallées.

I. Définition du système et conditions aux limites.

On considère l'écoulement gravitaire plan (x, z) d'une nappe à surface libre dans un sol (Fig. C1. I. 1). Les écoulements sont supposés darcien dans l'ensemble du système (**Hypothèse H1**). Le tenseur de conductivité hydraulique est diagonal dans le système d'axes (x, z). On considérera dans le cas général le sol anisotrope, homogène horizontalement et hétérogène verticalement (**H2**). De plus, le sol et l'eau seront supposés incompressibles et il n'y aura ni perte ni production d'eau dans la zone saturée (**H3**).

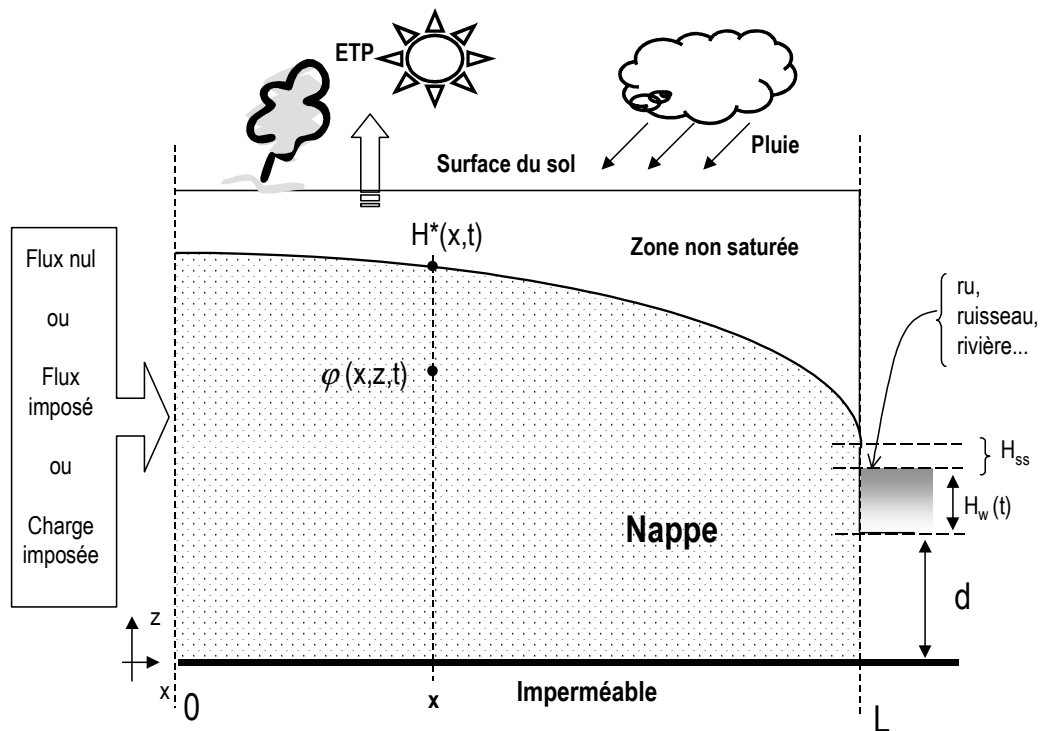


Fig. C1. I. 1 : système hydraulique et conditions aux limites

Le système considéré est décrit par la figure C1. I. 1. Il est constitué d'un aquifère présentant une nappe à surface libre, reposant sur un imperméable horizontal (**H4**, condition de flux vertical nul) et drainée par un émissaire de surface (que nous appellerons « fossé » par la suite) dont la paroi sera considérée comme verticale. Le fond du fossé ne repose pas nécessairement sur le plancher imperméable (distance d).

La surface libre de la nappe est définie comme une limite isobarique telle que $\varphi(x, z, t) = z$, avec $\varphi(x, z, t) = h(x, z, t) + z$, charge hydraulique totale et h le potentiel matriciel de l'eau dans le sol (**H5**). Nous verrons en particulier que dans le cas des modèles « saturés », la surface libre de la nappe ($H^*(x,t)$) constitue la limite supérieure du domaine, et nous serons amenés (section II. 1) à préciser les conditions aux limites particulières à adopter dans ce cas (**H5a** sur le terme de recharge, et **H5b** sur le terme de porosité de drainage). Si on adopte une modélisation dite « complète » ou « variablement saturée », la limite supérieure du système est la surface du sol.

La condition aval du système est le niveau d'eau à l'équilibre hydrostatique (H_w) dans le fossé (condition $\varphi(L,t) = H_w(t)$), pouvant être variable dans le temps (**H6a**). La surface libre de la nappe ne se raccorde pas exactement à la surface d'eau libre : il existe une « surface de suintement » de hauteur $H_{ss}(t)$ à travers laquelle l'eau sort à la pression atmosphérique (Muskat, 1946 ; Schneebeli, 1966). Nous reviendrons sur cette condition par la suite.

La condition amont de la nappe (à une distance L du fossé) peut être de différentes natures (**H6b**) : flux horizontal nul, dans le cas d'un axe de symétrie ; flux imposé, dans le cas d'un apport amont (de versant par exemple) ; charge imposée, dans le cas d'un niveau d'eau amont constant (fossé amont de niveau fixe, ou affleurement p.e).

Le système ainsi défini est un système drainant classique et n'est pas spécifique au cas des ZHFV : on peut le rencontrer dans des situations variées telles que les périmètres irrigués / drainés ou les zones humides littorales (Marais côtiers) par exemple. C'est bien plus la nature des différentes conditions aux limites qui en fait son intérêt, dans la mesure où leur combinatoire va contrôler le fonctionnement global du système : la position du toit de la nappe va être déterminée par les conditions de recharge (amont par le versant et/ou local par l'impluvium), mais aussi par la condition aval qui est de nature transitoire (surface de suintement et niveau d'eau libre) et dont la dynamique va être en partie indépendante du fonctionnement local du système. De plus, le phénomène d'affleurement éventuel de la nappe va

contribuer à modifier le bilan hydrique en générant les conditions propices à du ruissellement (principe des surfaces contributives).

Les hypothèses H1 à H6 sont assez peu contraignantes et, pour rendre compte du fonctionnement d'un tel système, il existe plusieurs approches possibles en terme de modélisation. Nous allons les présenter brièvement et préciser leurs hypothèses fondatrices respectives. Notre objectif ne va pas être d'opposer ces différents modèles mais de présenter leurs conditions d'applications et leur efficacité attendue. A partir de cet examen, nous détaillerons la stratégie suivie dans le cadre de ce travail.

II. Les différents classes de modèles de nappes.

L'approche la plus classique pour simuler les écoulements monophasiques de l'eau dans un sol sous le corps d'hypothèses précédemment défini repose sur la modélisation dite « saturée - non saturée » ou « complète » (Kacimov, 2000) qui considère l'ensemble du système constitué par la nappe et la zone non saturée entre la surface du sol et le toit de la nappe. Dans ce cas, le modèle est fondé sur l'équation dite de Richards (1931), et nécessite – outre la définition des conditions aux limites - la connaissance de deux fonctions décrivant les propriétés hydrodynamiques du sol (relation pression - teneur en eau, relation conductivité hydraulique - teneur en eau). L'équation de Richards permet de déterminer les champs de potentiels (charge hydraulique totale) et la répartition de la teneur en eau dans le sol, la position de la nappe n'étant déterminée qu'*a posteriori* comme étant la zone où la pression de l'eau est supérieure à la pression atmosphérique. L'équation de Richards permet de décrire les écoulements dans les trois dimensions de l'espace. C'est une équation non-linéaire dont la résolution nécessite des moyens numériques appropriés et aujourd'hui maîtrisés (code SWMS 2D (HYDRUS 2D) par exemple, Simunek et al. (1996)). La résolution de l'équation est néanmoins très sensible à la détermination des relations décrivant les paramètres hydrodynamiques, en particulier proche de la saturation (Vogel et al., 2001).

La première étape de simplification consiste à ne considérer comme système que la nappe (on parle alors généralement de modélisation « saturée »), délimitée dans sa partie supérieure par sa surface libre dont la position est inconnue *a priori*. Dans ce système, la charge hydraulique totale vérifie l'équation dite de « Laplace » (Vauclin et al., 1976) et le principe de résolution en régime transitoire consiste à la déterminer en tout point en prenant en compte les mouvements d'une limite libre pour le

toit de la nappe. Là encore, le problème peut être résolu dans les trois dimensions de l'espace. L'influence de la zone non-saturée (recharge de la nappe par infiltration, prélèvement par évapotranspiration) est prise en compte grâce à des fonctions de débits surfaciques appliquées le long de la surface libre. La nature transitoire du problème est prise en compte au toit de la nappe, l'équation de Laplace étant fondamentalement indépendante du temps. Toute la difficulté de la résolution repose donc sur l'établissement d'une équation non linéaire de mouvement de la surface libre (Kacimov, 2000). Le bilan hydrique à cette frontière lors des fluctuations (stockage-déstockage) est pris en compte à travers l'introduction du concept de porosité de drainage (voir section II. 1. 2 pour une définition et une critique de ce concept). Tout comme pour l'équation de Richards, la résolution du problème nécessite l'utilisation d'outils numériques spécifiques en général fondés sur des éléments finis et un maillage pouvant se déformer avec le domaine (Romano et al., 1999 ; Jarrin, 2001). Des solutions analytiques ont été élaborées par certains auteurs en régime permanent (Polubarinova-Kochina, 1962) dans des contextes particuliers. Il n'existe en revanche pas à notre connaissance de code numérique commercial dévolu à la résolution de cette équation.

II.1. Les hypothèses des modèles saturés.

Les modèles « saturés » ne gèrent pas les écoulements dans la zone non saturée, le système ayant comme limite supérieure la surface libre de la nappe. Afin de boucler le bilan hydrique à la frontière libre du domaine, certaines hypothèses sont faites concernant (i) la prise en compte de la recharge pluviométrique ou les prélèvements par l'évapotranspiration ; (ii) la variation de stock dans le milieu poreux lors des fluctuations de la nappe.

II.1.1. Recharge de la nappe (H5 a)

Dans les modèles saturés, la recharge de la nappe est souvent assimilée au terme de pluie nette ($P - ETP$) sous la forme d'un terme de débit surfacique appliqué à la frontière du domaine constituée par la surface libre de la nappe (Tableau C1. II. 1). Ceci peut aboutir à une surestimation significative par les modèles des flux transitant dans la nappe (en régime et transitoire) dans la mesure où une partie de ces flux peut s'écouler dans la zone non-saturée, sans participer à une recharge de la nappe (Clement et al., 1996). A cette surestimation des flux est aussi associée une surestimation des hauteurs de

nappes compte tenu du fait que l'ensemble des flux infiltrés dans les modèles transite dans le système (Fig. C1. II. 1.).

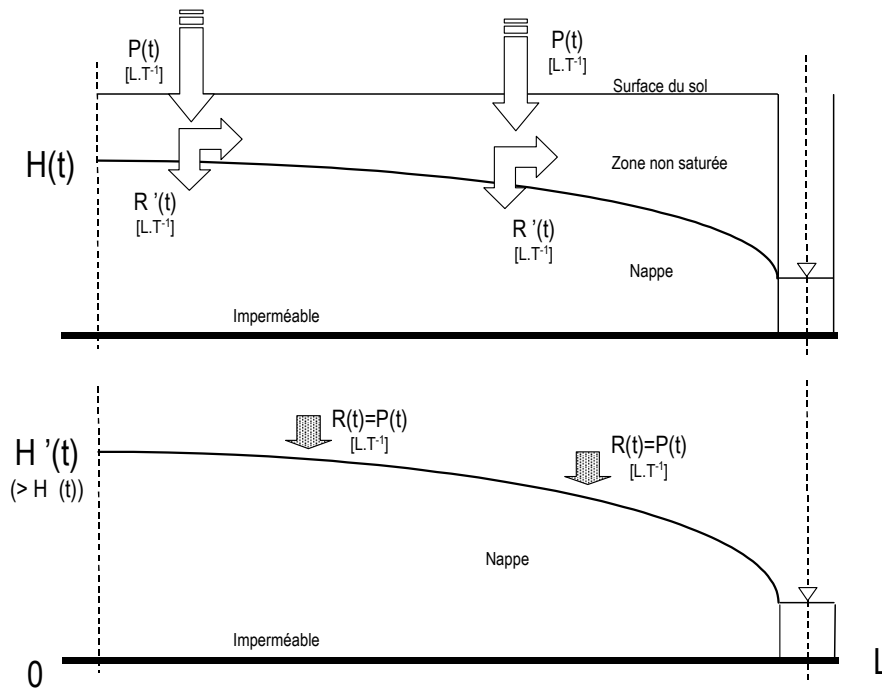


Fig. C1. II. 1 : Mode de gestion de la recharge dans les modèles saturés et conséquence sur la hauteur de nappe.
 $P(t)$ = pluie nette ; $R(t)$ = recharge de la nappe

Ces erreurs, intrinsèquement liées à la définition même de ces modèles, ont fait l'objet de travaux, le plus souvent dans le cas particulier du régime permanent (Clement et al., 1996). Nous proposons dans le cadre de ce travail une contribution originale à ce problème (Chap. 2).

II.1.2. Le concept de porosité de drainage (H5b).

Dans les modèles saturés, la détermination de la position de la surface libre de la nappe en régime transitoire repose sur l'introduction dans l'équation de continuité d'un paramètre appelé porosité de drainage.

La définition et la validité de ce paramètre ont fait l'objet de nombreux débats dans la littérature (Youngs, 1960 ; Childs et Pouloussilis, 1962 ; Vachaud, 1968 ; Raats and Gardner, 1974 ; Zimmer, 1988 ; Lehman et al., 1998), et nous renvoyons à la récente contribution de Youngs (1999) pour une synthèse complète.

Historiquement ce paramètre a été considéré comme constant par Boussinesq (1904) ainsi que par les auteurs qui se sont inspirés de son travail. D'un point de vue agronomique (car rappelons que c'est dans ce cadre que se sont développés les premières théories de l'hydraulique des nappes superficielles), la porosité de drainage est assimilée à la différence entre la teneur en eau à saturation et la capacité au champ. Ces hypothèses sont en général inexactes.

En effet, lors d'un tarissement vertical monodimensionnel, la teneur en eau de la zone non-saturée au dessus du toit de la nappe évolue au cours du temps : le profil de teneur en eau de la zone non-saturée n'atteint pas l'équilibre instantanément après chaque mouvement unitaire du toit de la nappe. La porosité de drainage est donc une fonction du temps, de la distance du toit de la nappe à la surface du sol et des conditions initiales d'humidité dans le profil de sol. Dans l'hypothèse d'un rabattement de nappe lent et long, la valeur de la porosité de drainage tend asymptotiquement vers la différence entre la teneur en eau à saturation et la capacité au champ (zone non-saturée à l'équilibre). De même, dans le cas de nappes superficielles drainées par un fossé, l'écoulement n'est pas strictement vertical dans la zone non-saturée au dessus de la nappe (voir section précédente et Chapitre 2) et il existe un flux ayant une composante horizontale dans la zone non-saturée. De plus le toit de la nappe a une forme géométrique variable dans le temps et l'espace, ce qui rend la détermination de la porosité de drainage encore plus complexe et nécessiterait un calcul à l'échelle du système des variations de teneur en eau dans la zone non-saturée lors des fluctuations du toit de la nappe.

Enfin, les prélèvements d'eau dans la zone non-saturée et/ou dans la nappe par évapotranspiration posent un autre type de problème. On peut en effet imaginer la situation où la nappe se tarit sous l'effet combiné du drainage gravitaire et de l'évapotranspiration. Comment définir une porosité de « drainage » dans ce contexte ? Bouarfa (1995) a apporté quelques éléments de réponse en montrant que le terme de porosité de drainage était certes une fonction de la profondeur de la nappe mais aussi de l'intensité du prélèvement. Plus récemment, Chabot (2001) a prolongé cette analyse en s'intéressant aux effets de la répartition spatiale du chevelu racinaire et à la représentation de la fonction « puits » associée.

Dans la pratique, le terme de porosité de drainage peut être réduit à un paramètre de calage du bilan hydrique à la frontière que constitue la surface libre de la nappe. Néanmoins, malgré les lacunes de ce concept en terme de représentativité physique (Vauclin et al., 1976) il reste en revanche très robuste pour un type sol donné lorsqu'il est utilisé dans une gamme de fonctionnement hydrique bien circonscrite (Zimmer, 1988). N'étant pas une propriété intrinsèque du sol, son ordre de grandeur doit

être déterminé expérimentalement au champ par des méthodes normalisées du type « puits / piézomètre » (Guyon, 1976). Nous serons amenés à discuter plus en détail de ce concept dans le Chapitre 4.

II.2. Simplification des modèles saturés

Le deuxième niveau de simplification consiste à introduire l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer (DF) (Hypothèse **H7**) : la pente de la surface libre de la nappe est supposée faible et l'écoulement strictement horizontal dans le système (i.e. les iso-potentielles sont verticales), ce qui peut se justifier dans le cas de nappe ayant une extension latérale importante, et tant que le rayon de courbure de la surface libre est grand (i.e. l'angle qu'elle fait avec l'horizontale est petit). Cette hypothèse permet une simplification importante de la résolution de l'équation de Laplace (voir tableau C1. II. 1) aboutissant dans un certain nombre de cas à des solutions analytiques ou numériques simples. Sous ce corps d'hypothèses, l'équation non-linéaire décrivant la surface libre devient l'équation décrivant l'ensemble du système. Elle est alors appelée « équation de Boussinesq » (Youngs, 1999).

Le dernier niveau de simplification consiste à linéariser l'équation de Boussinesq en faisant l'hypothèse que les fluctuations du toit de la nappe sont faibles par rapport à l'épaisseur de celle-ci. On aboutit alors à une équation linéaire de diffusion simple, largement utilisée par les hydrogéologues et connue sous le nom « d'équation de la diffusivité » (Marsily, 1981).

Les modèles développés à partir de l'hypothèse DF sont largement employés dans les calculs de dimensionnement d'ouvrages hydrauliques, en particulier en raison d'un traitement numérique beaucoup plus simple que dans les approches de type « Richards ». Nous présenterons plus loin une analyse de l'équation de Boussinesq et des modes de résolution traditionnellement adoptés. Nous proposerons de plus dans ce contexte une généralisation de l'approche fondée sur l'intégration spatiale, dont le principe a été initié par Lesaffre (1988) et prolongé par Bouarfa et Zimmer (2000).

Néanmoins, en ignorant la composante verticale de l'écoulement, l'hypothèse DF engendre des erreurs qui peuvent être significatives dans la détermination des hauteurs de nappe, en particulier proche du bord du fossé où les gradients hydrauliques sont les plus élevés. Ces erreurs peuvent avoir trois origines : (i) la non prise en compte du phénomène de suintement ; (ii) la non prise en compte des

écoulements verticaux sous le fond du fossé si l'imperméable est profond ; (iii) la non prise en compte des composantes verticales dans la zone où elles deviennent non négligeables.

II.2.1. L'hypothèse DF et le phénomène de suintement (**H7a**).

L'existence de surfaces de suintement est liée aux pertes de charges verticales dans le système hydraulique, et à la distribution des lignes de courant au voisinage de la condition à la limite aval. L'extension verticale du suintement dépend de la géométrie du système (dimension latérale), des propriétés hydrodynamiques du sol et du flux transitant dans le système (voir Chapitre 3).

Vis à vis de la condition aval, la théorie de DF ignore le problème des surfaces de suintement. La surface libre de la nappe est connectée au niveau d'eau libre dans le fossé qui tient lieu de drain. Historiquement, la majorité des travaux reposant sur l'hypothèse de DF se sont intéressés à la prédiction de débits transitant par la nappe, et / ou au calcul de l'élévation maximale de la nappe. En revanche, peu de travaux se sont penchés sur la prédiction de la hauteur de nappe pour tout point x et sur la caractérisation de l'erreur liée à l'hypothèse de DF, en particulier la non prise en compte de la surface de suintement (Youngs, 1965, 1990)

La question est de savoir si le fait d'ignorer l'existence d'une surface de suintement introduit une erreur importante dans ce calcul du débit transitant par la nappe. Différents auteurs se sont fait très tôt l'écho de cette question et Muskat (1946) synthétise les différentes approches en régime permanent en concluant que le calcul du débit transitant à travers une nappe, en ignorant le problème du suintement et en supposant l'hypothèse de DF valide, est exact, mais de manière qu'il qualifie de « fortuite » (*fortuitous*) et « surprenante » (*surprising*). Youngs (1965) propose une approche analytique rigoureuse de ce problème, à travers le concept de potentiel de débit unitaire, et montre en régime permanent que l'erreur liée à l'hypothèse de DF est compensée exactement par la non-prise en compte de la surface de suintement sur la condition aval. Ces résultats sont importants car ils valident dans la prédiction des débits l'utilisation d'une approche simplifiée et déjà largement développée.

Si l'approche de DF (et donc la non prise en compte de la surface de suintement) semble efficace en matière de débit (en régime permanent), ce n'est a priori pas le cas pour ce qui est du calcul de la position de la nappe, et ceci d'autant plus que l'on se place en un point proche de la condition de drainage aval. La question qui se pose (en première approche pour le régime permanent) est de savoir

si l'on peut caractériser l'erreur faite par l'approche de DF sur le calcul de la hauteur de nappe, ce qui revient à proposer un calcul approché de la hauteur de suintement. Ce sera l'objet spécifique du Chapitre 3 du présent mémoire, et nous proposerons une correction des modèles fondés sur l'hypothèse de DF pour des régimes permanent et transitoire.

II.2.2. Position de l'imperméable. Notion de profondeur équivalente (H7b).

Lorsque le fossé ne repose pas sur l'imperméable du système, l'hypothèse de DF n'est pas acceptable : la convergence des lignes de courants sous le fond du fossé crée une perte de charge additionnelle dans le système et peut donc être à l'origine d'erreurs significatives dans la prédiction des débits et des hauteurs de nappe. Ce problème a été traité en régime permanent par de nombreux auteurs qui proposent une correction géométrique désormais classique et connue depuis les travaux d'Hooghoudt (Ritzema, 1994) sous le nom de « profondeur équivalente » (voir Lesaffre, 1988 et Van der Ploeg et al., 1999, pour des revues).

Le principe est de remplacer la profondeur réelle de l'imperméable par une profondeur plus faible, équivalente à celle du niveau d'eau dans un fossé qui drainerait la nappe, et pour laquelle la hauteur de nappe à la limite amont (inter-drain) est identique (Fig. C1. II. 2.).

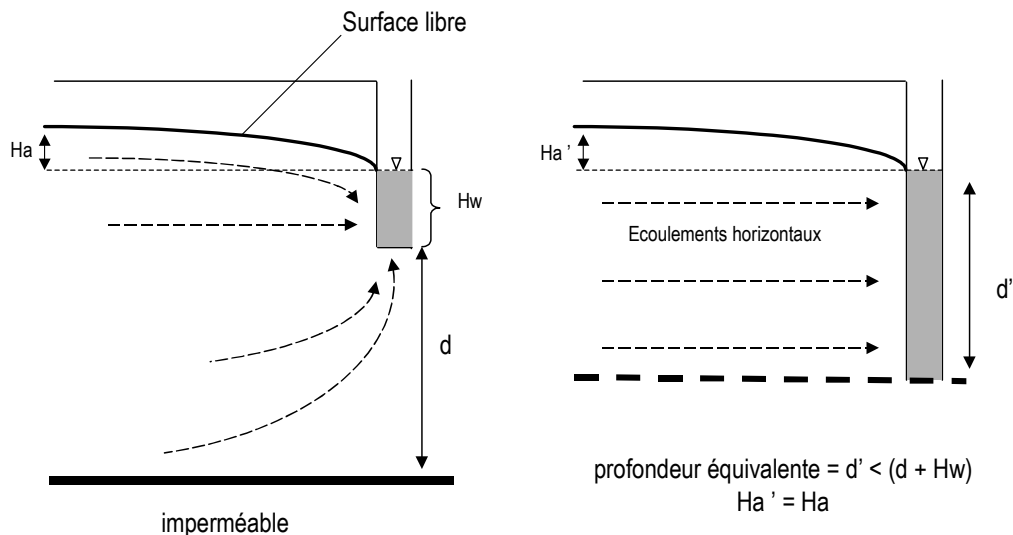


Fig. C1. II. 2. : Concept de profondeur équivalente (d').

Il existe différentes expressions analytiques permettant de calculer une valeur approchée de la profondeur équivalente (d'). Elles ont été développées pour la plupart en régime permanent et dans le

cas où le potentiel imposé dans le système (le niveau d'eau libre dans le fossé) est en fait un drain agricole enterré. Elles dépendent donc pour certaines d'entre elles du rayon « effectif » du drain (rayon plus petit que le rayon réel afin de prendre en compte les pertes de charges singulières liées aux crépinage du drain). Par extension, cette notion est étendue de manière plus ou moins explicite au cas des fossés et certains auteurs (Ritzema, 1994) préconisent d'utiliser les relations mises en évidence dans le cas du drainage agricole en y introduisant le rayon hydraulique du fossé. Cette nouvelle simplification n'a étonnamment jamais fait l'objet de travaux spécifiques.

Bien qu'imparfaites, les différentes solutions analytiques proposées indiquent qu'au delà d'une certaine profondeur limite de l'imperméable, la profondeur équivalente est constante. Cette profondeur limite est proche de $L/2$, L étant la distance (en x) du fossé au plan de flux nul en amont du système considéré. Si, dans le cas du drainage agricole, cette profondeur peut être rapidement atteinte (L de l'ordre de 5 m), ce n'est pas le cas pour des systèmes de nappes superficielles alluviales par exemple, dont l'extension latérale peut être de quelques centaines de mètres.

Quoiqu'il en soit, nous retiendrons que les modèles reposant sur l'hypothèse de DF sont sensibles au choix de la position de l'imperméable, et que les seules corrections actuellement proposées portent sur le régime permanent. Dans la suite de ce travail, nous ne proposerons pas d'examen particulier de ce concept. Nous supposerons qu'il est valide, ou nous nous placerons dans le cas particulier d'un fossé reposant sur l'imperméable.

II. 3. Conclusions.

Dans cette section nous avons présenté les différentes classes de modèles existants pour rendre compte du fonctionnement hydraulique d'une nappe superficielle. Nous avons montré qu'il existait des niveaux successifs de simplifications élaborés à travers certaines hypothèses portant essentiellement sur le statut de la zone non-saturée et sur une direction privilégiée des écoulements dans la nappe. Il est traditionnel de présenter ces différentes classes de modèles selon une « hiérarchie » (Kacimov, 2000) dont l'équation de Richards occuperait le sommet ou la base selon que l'on veuille signifier dans le premier cas que cette équation constitue la modélisation la plus complète ou que, dans l'autre cas, les autres classes de modèles dérivent de celle-ci. Cette vision, si elle peut être utile sur le plan pédagogique, est insuffisante car elle ne pose pas explicitement la question du « compromis » nécessaire entre le nombre de degrés de liberté du modèle (sa complexité), la possibilité de déterminer

(et non pas simplement de caler) les paramètres et le choix des variables à prédire. L'emploi d'un modèle est le résultat d'un choix dont les critères sont spécifiques au problème posé et aux objectifs qui lui sont assignés.

Dans le contexte du fonctionnement hydrologique des zones humides de fond de vallon (ZHFV), nous avons choisi d'étudier en particulier la classe de modèles fondée sur l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer. Nous savons *a priori* que ce type de modèles produit des erreurs aussi bien sur la détermination des débits que des hauteurs de nappe. Il reste en revanche relativement économe en terme de paramètres et moyen de calcul.

Dans ce qui suit, nous allons présenter une adaptation de la résolution de l'équation de Boussinesq à partir de la démarche initiée par Lesaffre (1988) et Bouarfa et Zimmer (2000) dans le cas du fonctionnement du drainage agricole par tuyaux enterrés. Nous proposerons en particulier une généralisation de l'intégration spatiale de cette équation fondée sur le concept de « potentiel de débit unitaire ». Nous montrerons qu'il est possible de prendre en compte analytiquement des apports latéraux provenant des versants et les fluctuations dans le temps du niveau d'eau libre dans le fossé aval, conditions aux limites plus spécifiques aux ZHFV. Nous présenterons alors les principes du modèle SIDRA 2+ que nous avons développé dont nous discuterons les hypothèses fondatrices. Nous présenterons enfin une réflexion sur la prise en compte du phénomène d'affleurement de la nappe et sur ses conséquences en terme de modélisation.

Tableau C1. II. 1 : synoptique des différentes classes de modèles de nappe et de leurs hypothèses constitutives.

	Richards	Laplace	Boussinesq
Hypothèses	Système = le sol H1, H2, H3, H4, H5, H6	Système = la nappe H1, H2, H3, H4, H5a, H5b, H6	Système = la nappe H1, H2, H3, H4, H5a, H5b, H6 + Hypothèse de Dupuit – Forchheimer = H7a et H7b
Equations	Dans tout le système : $\frac{\partial \theta}{\partial t} = \text{div} \left[-\overline{\overline{K}}(\theta) \cdot \overrightarrow{\text{grad}}(\varphi(x, y, z, t)) \right]$	Dans le système, localement : $\text{div} \left[-\overline{\overline{K}}_s \cdot \overrightarrow{\text{grad}}(\varphi(x, y, z)) \right] = 0$ Equation de la surface libre (en 2D) : $\frac{\partial H^*}{\partial t} = \frac{K_s}{\mu} \left[\frac{\partial H^*}{\partial x} \frac{\partial \varphi}{\partial x} - \frac{\partial \varphi}{\partial z} \right] + R(x, z, t)$	A l'échelle du système (pour un sol homogène isotrope) : $\frac{\partial H^*}{\partial t} = \frac{K_s}{\mu} \frac{\partial}{\partial x} \left(H^* \frac{\partial H^*}{\partial x} \right) + \frac{K_s}{\mu} \frac{\partial}{\partial y} \left(H^* \frac{\partial H^*}{\partial y} \right) + R(x, y, t)$
Variables	θ = teneur en eau volumique $\varphi(x, y, z, t)$ = charge hydraulique totale = $h + z$, avec h = potentiel matriciel	$\varphi(x, y, z, t)$ = charge hydraulique totale $H^*(x, y, t)$ = hauteur de nappe / au niveau de l'imperméable $R(x, z, t)$ = fonction recharge / prélèvements [L.T ⁻¹]	$H^*(x, y, t)$ = hauteur de nappe / au niveau de l'imperméable $R(x, y, t)$ = fonction recharge / prélèvements [L.T ⁻¹]
Paramètres	$\overline{\overline{K}}(\theta)$ ou $\overline{\overline{K}}(h)$ = tenseur des perméabilités Paramètre s des relations hydrodynamiques $\overline{\overline{K}}(\theta)$ et $h(\theta)$ selon auteurs (Brooks et Corey, Van Genuchten...)	$\overline{\overline{K}}_s$ = tenseur de conductivité hydraulique à saturation μ = porosité de drainage	K_s = conductivité hydraulique (horizontale) à saturation μ = porosité de drainage
Avantages (↗)	↗ Modèle complet, permet d'accéder à toutes les variables	↗ Ecoulements mono, bi et tridimensionnels	↗ Résolution analytique souvent possible ou outils numériques simples.
Inconvénients (↘)	↗ Prise en compte de la zone non saturée ↗ Ecoulements mono, bi et tridimensionnels ↘ Très sensible aux paramètres hydrodynamiques ↘ Outils de résolution numérique sophistiqués	↗ Peu de paramètres, simples à évaluer ↘ Pas de prise en compte de la zone non saturée ↘ Outils de résolution numérique sophistiqués	↗ Peu de paramètres, simples à évaluer ↘ Pas de prise en compte de la zone non saturée ↘ Ecoulements strictement horizontaux mais... ↗ Existe des corrections possibles

III. L'équation de Boussinesq : principes de résolution. Généralisation de l'intégration spatiale.

Nous allons à présent détailler l'analyse de l'équation dite de « Boussinesq » qui sert en général de base aux modèles utilisés dans le contexte la modélisation du fonctionnement hydraulique des nappes superficielles drainées, et dont nous cherchons à évaluer dans quelle mesure elle peut constituer un outil utile pour l'étude de systèmes particuliers tels que les zones humides de fond de vallée.

L'équation de Boussinesq a fait l'objet de très nombreuses recherches, et notre ambition n'est pas de réaliser ici une revue exhaustive de la littérature à son sujet, d'autant plus que de récents travaux de référence ont fait le point des connaissances relatives à cette classe de modélisation (Youngs, 1999 ; Zimmer, 2001). Nous nous bornerons donc dans un premier temps à rappeler les principes généraux de résolution de cette équation et nous introduirons le concept clé de « potentiel de débit unitaire ». Nous nous appuierons sur cette démarche pour généraliser les principes de l'intégration spatiale de l'équation de Boussinesq dont les bases ont été jetées par Lesaffre (1988) puis prolongées par Bouarfa et Zimmer (2000). Nous présenterons enfin l'outil de modélisation SIDRA 2+.

III.1. Etablissement de l'équation de Boussinesq et principes généraux de résolution.

L'équation développée par Boussinesq (1904) repose sur la combinaison à l'échelle d'un prisme unitaire de nappe (Fig. C1. III. 1.) de l'équation de Darcy et de l'équation de continuité, sous l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer. L'équation fait partie de la classe de modèles dit saturés et réduit donc les interactions avec la zone non-saturée aux termes de débit surfacique représentant la recharge ou le prélèvement d'eau dans la nappe, et à la variation de stock dans le système à travers le terme de porosité de drainage.

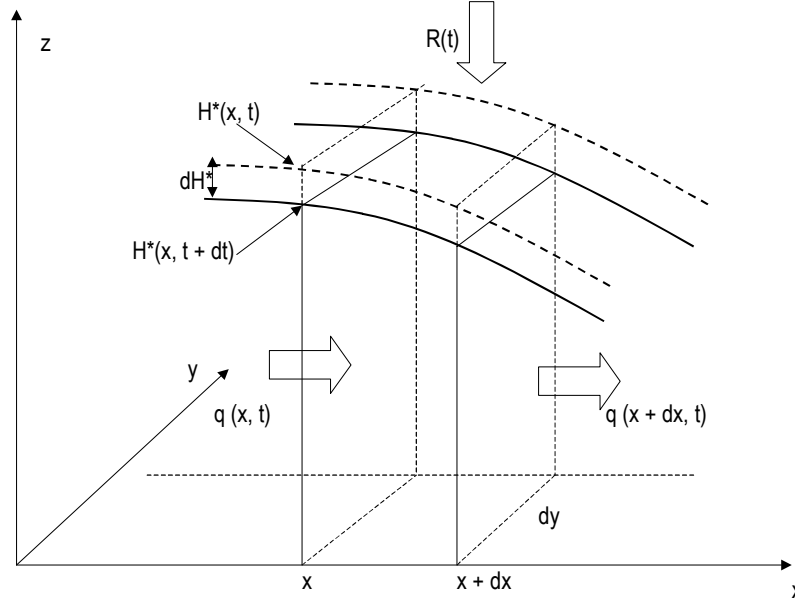


Fig. C1. III. 1. : Bilan hydrique à l'échelle d'un prisme de nappe pour une variation de hauteur de nappe dH^* pendant un temps dt , sous l'hypothèse DF.

Si on considère un système de nappe drainée dans le plan (x, z) et si on fait l'hypothèse que le milieu est homogène, l'équation de Boussinesq a la forme suivante :

$$-\frac{\partial q(x,t)}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K.H^*(x,t) \cdot \frac{\partial H^*(x,t)}{\partial x} \right) = \mu \frac{\partial H^*(x,t)}{\partial t} - R(x,t) \quad (1)$$

avec :

- $q(x,t)$: flux horizontal $[L^2.T^{-1}]$ traversant la face verticale du prisme en x , au temps t .
- K : conductivité hydraulique à saturation $[L.T^{-1}]$.
- $H^*(x,t)$: hauteur de nappe $[L]$ en x , au temps t , référencée par rapport au niveau du plancher imperméable.
- μ : porosité de drainage $[-]$, supposée constante.
- $R(x,t)$: recharge de la nappe $[L.T^{-1}]$ en x , au temps t .

L'équation de Boussinesq peut aussi s'écrire sous la forme :

$$K \left[H^*(x,t) \cdot \frac{\partial^2 H^*(x,t)}{\partial x^2} + \left(\frac{\partial H^*(x,t)}{\partial x} \right)^2 \right] = \mu \frac{\partial H^*(x,t)}{\partial t} - R(x,t) \quad (I \text{ bis})$$

De manière générale, comme toute équation différentielle, l'équation de Boussinesq doit être intégrée dans un système défini par des conditions aux limites et initiales. Cette intégration peut être réalisée par des outils numériques relativement simples (voir section IV de ce Chapitre) et ne pose pas de difficultés. Nous allons néanmoins présenter les principaux types de démarche possibles pour intégrer analytiquement cette équation. Nous évoquerons en particulier les bases de l'utilisation du concept de « potentiel de débit unitaire » dont nous nous servirons pour proposer une généralisation de l'intégration spatiale.

On peut en première approche estimer qu'il existe trois voies principales pour traiter analytiquement l'équation de Boussinesq (Zimmer, 2001).

La première approche est fondée sur le principe de négliger le terme quadratique dans le membre de gauche de l'équation (I bis). Cela aboutit à une linéarisation de l'équation qui rend possible une résolution par des séries de Fourier (p.e voir Youngs (1999) pour une revue). Ce principe de résolution repose sur l'hypothèse que l'aquifère est suffisamment épais pour que les variations de hauteurs de nappe ne modifient pas significativement sa transmissivité ($K.H^*$). C'est une hypothèse qui en général ne peut pas être faite dans le cas des nappes superficielles reposant sur un imperméable proche de la surface. Dans ce type d'approche, les solutions mises au point donnent une hauteur de nappe en tout point du système et l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer est donc faite dans tout le domaine.

La deuxième approche ne repose pas sur une linéarisation de l'équation, et elle est plus adaptée aux aquifères superficiels peu épais tels qu'on peut les rencontrer dans le contexte des zones à sols hydromorphes. Les principales hypothèses faites dans ce type d'approche portent en général sur la forme de la nappe : Boussinesq (1904) a, en effet, fait initialement l'hypothèse simplificatrice que la forme de nappe était invariante lors du tarissement, ce qui lui a permis d'opérer une séparation des variables de temps et d'espace (x et t) sur le terme de hauteur de nappe $H^*(x, t)$. Avec cette approche, les solutions permettant d'évaluer la hauteur de nappe ne peuvent être obtenues que dans des cas particuliers. D'autre part, dans la mesure où une hypothèse est faite sur la forme de la nappe, on ne peut pas dire que la hauteur de nappe soit véritablement prédite.

Enfin, Lesaffre (1988) a proposé une approche fondée sur la notion de « potentiel de débit unitaire ». Elle présente deux particularités intéressantes : (i) dans le cas général (c.a.d pour des aquifères d'épaisseur quelconque et sans hypothèse sur la forme de nappe) elle permet d'établir une forme très générale de l'équation de Boussinesq qui relie le débit drainé à la hauteur de nappe à l'amont du système ; (ii) elle permet de ne faire l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer qu'aux bornes du domaine d'intégration, ce qui permet d'envisager une correction de l'hypothèse de DF seulement à ces bornes (concept de profondeur équivalente en particulier).

Nous allons à présent rappeler les principes de l'approche fondée sur le concept de potentiel de débit unitaire.

III.2. Le potentiel de débit unitaire

Si on considère une section verticale d'abscisse x dans le domaine saturé, comprise entre les cotes 0 (imperméable) et $H^*(x,t)$, le débit unitaire $q(x, t)$ à travers cette section s'écrit dans le cas général, à partir de l'équation de Darcy :

$$q(x,t) = - \int_0^{H^*(x,t)} K_h(z) \cdot \frac{\partial \varphi(x,z,t)}{\partial x} dz \quad (II)$$

avec : $H^*(x,t)$: hauteur de nappe en x (repérée par rapport au niveau imperméable) [L]
 $K_h(z)$: conductivité horizontale (selon z , si le sol est hétérogène verticalement) [L.T⁻¹]

Soit la fonction $F(x,t)$ telle que :

$$F(x,t) = \int_0^{H^*(x,t)} K_h(z) \cdot [\varphi(x,z,t) - z] dz \quad (III)$$

Cette fonction est appelée « potentiel de débit unitaire » car l'opposé de sa dérivée partielle par rapport par rapport à x est égale au débit unitaire (équation dynamique) :

$$q(x,t) = - \frac{\partial F(x,t)}{\partial x} \quad (IV)$$

La notion de potentiel de débit unitaire a été initialement introduite par différents auteurs sous des formes légèrement différentes (Guirinski, 1946 ; Tcharny 1951), nous présentons ici l'expression la plus générale telle que décrite par Zaoui(1964), Youngs (1965) et Lesaffre (1988).

L'équation précédente permet de montrer que la capacité hydraulique du système drainant en une section d'abscisse x peut être mesurée par la variation de débit unitaire $\Delta F(x,t) = F(x, t) - F(L, t)$ entre cette section et le niveau drainant (bords du fossé à l'abscisse L). Ainsi on peut exprimer l'intégrale selon x du débit transitant à l'échelle du système (entre $x = 0$ et $x = L$) sous la forme générale :

$$\int_0^L q(x,t).dx = F(0,t) - F(L,t) \quad (V)$$

Nous serons amené par la suite à utiliser cette forme de l'expression du débit.

L'intérêt de cette approche est quelle ne suppose pas *a priori* que l'hypothèse de DF est vérifiée. Dans le cas où cette hypothèse est faite, on a alors pour un x donné : $\varphi(x,z,t) = H^*(x,t)$. Youngs (1965) montre que l'erreur $\varepsilon(x,t)$ faite se déduit immédiatement de l'expression du potentiel de débit unitaire, et vaut :

$$\varepsilon(x,t) = \int_0^{H^*(x,t)} K_h(z).[\varphi(x,z,t) - H^*(x,t)].dz \quad (VI)$$

Le calcul de cette erreur n'est donc éventuellement à réaliser qu'aux bornes du domaine (voir Youngs (1965) et Zimmer (2001) pour un examen détaillé).

Enfin, l'approche fondée sur le potentiel de débit unitaire permet aussi de prendre en compte très simplement l'éventuelle hétérogénéité verticale de la conductivité hydraulique à travers le concept de « conductivité équivalente » ou « conductivité effective » du système drainant.

Lesaffre (1988) montre en effet que la fonction $\Delta F(x,t)$ peut s'écrire, dans le cas d'un sol hétérogène verticalement, sous la forme :

$$\Delta F(x,t) = \tilde{K}_1(H). \frac{H^2}{2} + \bar{K}_2.(H_w + d).H \quad (VII)$$

avec :

- $H = H^* - (H_w + d)$, niveau de nappe repéré par rapport au niveau d'eau libre dans le fossé.
- $\tilde{K}_1(H) = \frac{1}{2.H^2} \int_0^H K_h(z).(H - z).dz$, la conductivité hydraulique horizontale équivalente pour les horizons au dessus du niveau du miroir du fossé (Wolsack, 1978).
- $\bar{K}_2(H) = \frac{1}{(H_w + d)} \int_{-(H_w + d)}^0 K_h(z).dz$, la conductivité moyenne des horizons sous le niveau d'eau libre dans le fossé jusqu'à l'imperméable.

Dans la suite, par commodité d'écriture, nous développerons les calculs sur la base d'un sol supposé homogène verticalement. Nous retiendrons de ce qui précède que la prise en compte analytique de l'éventuelle hétérogénéité verticale de la conductivité hydraulique ne pose pas de problèmes particuliers.

III.3. Généralisation de l'intégration spatiale.

L'approche fondée sur l'écriture du potentiel de débit unitaire a permis à Lesaffre (1988) puis à Bouarfa et Zimmer (2000) de développer une intégration spatiale de l'équation de Boussinesq permettant un changement d'échelle du niveau local de la nappe à celui du système drainant. Jusqu'à présent, cette méthode d'intégration n'a été appliquée qu'au cas des systèmes de nappes superficielles drainées par des tuyaux enterrés ou des fossés ayant un niveau d'eau fixe. D'autre part, l'hypothèse était faite qu'il existait un axe de symétrie dans le système (drains régulièrement espacés) et qu'on pouvait donc considérer l'existence d'un plan de flux horizontal nul en amont du système ($x = 0$).

Nous proposons de nous inspirer de cette démarche et de la généraliser pour des systèmes drainants plus complexes tels qu'on peut les rencontrer dans les zones humides de fond de vallées. Deux nouvelles conditions à la limite sont à prendre en compte dans ce contexte : (i) la condition à la limite amont n'est pas forcément un plan de flux nul et il peut être nécessaire de prendre en compte un débit latéral $Q_a(t)$ ($[L.T^{-2}]$) provenant des versants (éventuellement estimé par un modèle *ad hoc*) ; (ii) la

condition aval du système n'est pas à niveau constant et il existe un tirant d'eau $H_w(t)$ variable dans le fossé drainant.

Nous considérerons donc le système suivant : on impose un flux horizontal amont Q_a ($[L^2.T^{-1}]$) sur l'ensemble de la hauteur de nappe $H^*(0)$, à une distance L du bord du fossé drainant. Le niveau d'eau libre $H_w(t)$ dans le fossé est considéré comme transitoire. Une recharge $R(t)$ parvient au toit de la nappe. La hauteur de nappe amont, $H^*(0, t)$, sera notée $H_a^*(t)$. L'imperméable du système est placé à une distance d du fond du fossé. Enfin on considérera un massif de sol homogène et isotrope ($K_h = K_v = cste$).

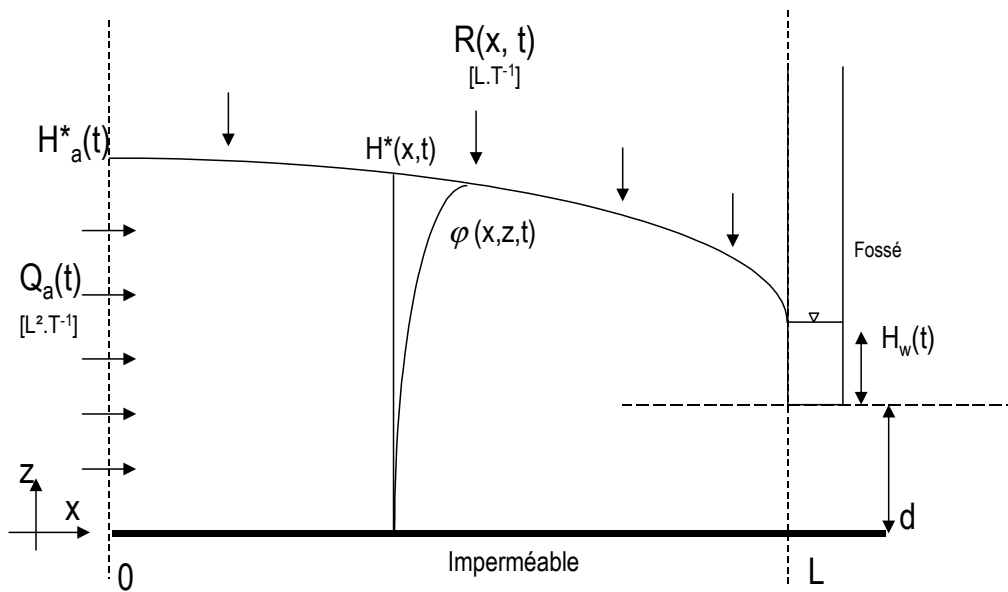


Fig. C1. III. 2. : système hydraulique considéré.

Nous allons dans un premier temps nous intéresser au cas particulier du régime permanent afin d'évaluer l'impact des différentes conditions aux limites sur les formes théoriques de la surface libre de la nappe. Cette première analyse en régime permanent nous sera utile pour aborder le régime transitoire que nous présenterons ensuite.

III.3.1. Cas du régime permanent.

On se place de le cas où : $R(t) = R = \text{constante}$, et $Q_a = \text{cste}'$ et $H_w = \text{cste}''$. On suppose que l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer est vérifiée.

Dans la mesure où on se place dans le cas d'un sol isotrope et homogène, l'équation de continuité en régime permanent peut s'écrire :

$$\frac{\partial q(x)}{\partial x} = R \quad (\text{VIII})$$

soit, en intégrant entre $x = 0$ et x et sachant que la condition à la limite en $x = 0$ est le flux Q_a ($[L^2 \cdot T^{-1}]$) :

$$q(x) = R \cdot x + Q_a = -K \cdot H^*(x) \cdot \frac{\partial H^*(x)}{\partial x} \quad (\text{IX})$$

avec $H^*(x) = H(x) + H_w + d$ si on considère $H(x)$ comme étant la hauteur de nappe repérée par rapport au niveau d'eau libre du fossé. $(H_w + d)$ est ici une constante.

En intégrant entre une abscisse quelconque x et le fossé drainant, il vient :

$$R \cdot \int_x^L x \cdot dx + \int_x^L Q_a \cdot dx = -K \cdot \int_{H(x)}^0 (H + H_w + d) \cdot dH \quad (\text{X})$$

Après intégration et réarrangement des termes, il vient :

$$R = \frac{K \cdot H^2(x) + 2 \cdot K \cdot (d + H_w) \cdot H(x) - 2 \cdot Q_a \cdot (L - x)}{L^2 - x^2} \quad (\text{XI})$$

soit à l'échelle du système, entre $x = 0$ et $x = L$:

$$\frac{K \cdot H_a^2 + 2 \cdot K \cdot (H_w + d) \cdot H_a}{L} - 2 \cdot Q_a - R \cdot L = 0 \quad (\text{XII})$$

Cette expression est un polynôme du second degré en H_a (avec $H_a = H_a^* - H_w - d$), que l'on peut résoudre analytiquement. Reste éventuellement, dans le cas général où le fossé ne repose pas sur l'imperméable, à corriger la valeur du paramètre d par le calcul de la profondeur équivalente d' (Cf. Fig. C1. II. 2, et voir Ritzema (1994) pour un exemple de méthode). Si le fossé repose sur l'imperméable, $d' = H_w$.

III.3.1.a. Cas particulier où le fossé repose sur l'imperméable ($d = 0$).

Dans le cas où le système est drainé par un fossé à niveau constant, reposant sur l'imperméable, on obtient l'expression suivante, en régime permanent :

$$K \cdot \frac{H_a^2}{L} + \frac{2 \cdot K \cdot H_w \cdot H_a}{L} - 2 \cdot Q_a - R \cdot L = 0 \quad (\text{XIII})$$

Cette relation admet une solution unique en H_a , hauteur de nappe à l'amont du système (repérée par rapport au niveau d'eau libre dans le fossé) qui satisfait aux conditions d'apport latéral Q_a , et de recharge R . Cette solution a pour expression :

$$H_a = -H_w + \sqrt{H_w^2 + \frac{2 \cdot L \cdot Q_a + R \cdot L^2}{K}} \quad (\text{XIV})$$

Notons que dans le cas où les apports latéraux sont nuls ($Q_a = 0$), cette expression est identifiable à la relation classique dite d'Hooghoudt (Ritzema, 1994).

III.3.1.b. Examen des formes de nappe.

L'objectif est ici d'investiguer, en régime permanent, la forme théorique de la nappe imposée par les différentes conditions à la limite : $Q_a = \text{cste}$ et $R = \text{cste}$; $Q_a = \text{cste}$ et $R = 0$. On s'est efforcé d'établir une relation générale, comparable aux résultats déjà établis dans le cas $Q_a = 0$ et $R = \text{cste}$ (Lesaffre, 1988).

➤ Cas où la recharge R est constante et non nulle et où l'apport latéral (Q_a) est constant.

Dans la mesure où on se place dans le cas d'un sol isotrope et homogène, on peut aborder l'étude de la forme de nappe à partir de l'expression générale du débit en régime permanent. Comme nous l'avons déjà établi, à l'échelle du système, l'expression du régime permanent est décrite par les équations (XI) et (XII).

En posant les variables adimensionnelles : $X = x / L$, $D = (H_w + d) / H_a$ et $W(X) = H(x) / H_a$, la relation (XII) s'écrit :

$$R = \frac{K.H_a^2 + 2.K.D.H_a^2 - 2.Q_a.L}{L^2} \quad (XV)$$

En faisant le même changement de variables dans (XI) et en identifiant avec (XV), il vient :

$$W^2(X) + 2.D.W(X) = (1 - X^2).(1 + 2.D) + \frac{2.Q_a.L}{K.H_a^2}.(X^2 - X) \quad (XVI)$$

Cette équation est l'expression générale de la forme de nappe, en coordonnées adimensionnelles. On remarque que la fonction $W(X)$ est implicite, la solution n'est pas unique et dépend de la hauteur H_a .

On vérifie bien que si $Q_a = 0$, on obtient la relation classique établie par Lesaffre (1988). Pour mémoire, dans le cas où $D = 0$ (fossé vide reposant sur l'imperméable analogue au cas « drains sur imperméable »), la nappe est elliptique ; dans le cas où $D \rightarrow +\infty$ (imperméable infiniment profond), la nappe est parabolique.

On note enfin qu'il existe *a priori* une condition d'existence de la solution. En effet, $W(X)$ s'exprime sous la forme d'un polynôme du second degré, dont la solution est :

$$W(X) = -D + \sqrt{D^2 + (1 - X^2).(1 + 2.D) + \frac{2.Q_a.L}{K.H_a^2}.(X^2 - X)} \quad (XVII)$$

Il faut donc que : $D^2 + (1 - X^2).(1 + 2.D) + \frac{2.Q_a.L}{K.H_a^2}.(X^2 - X) \geq 0$

On peut montrer que cette condition est toujours remplie, en considérant les deux cas extrêmes suivants :

- Cas où $D = 0$ (fossé vide reposant sur imperméable) :

$$(1 - X^2) + \frac{2.Q_a.L}{K.H_a^2} \cdot (X^2 - X) \geq 0 \quad \text{avec} \quad (X^2 - X) < 0 \quad \text{car} \quad 0 < X < 1. \text{ Cette}$$

inégalité impose a priori des conditions sur le paramètre $\frac{Q_a.L}{K.H_a^2}$. La précédente

inégalité peut se réécrire sous la forme : $\frac{2.Q_a.L}{K.H_a^2} < 1 + \frac{1}{X}$. Or l'expression (XV) du

régime permanent pour $D = 0$ permet d'écrire : $\frac{2.Q_a.L}{K.H_a^2} = 1 - \frac{R.L^2}{K.H_a^2}$ qui est une

grandeur strictement inférieure à 1. L'inégalité est donc toujours vérifiée et la condition d'existence garantie.

- Cas où $D \rightarrow +\infty$ (imperméable infiniment profond) : de même, dans ce cas, aucune condition n'est nécessaire, l'inégalité est toujours vérifiée, pour Q_a , H_a , et L fixés.

➤ Cas où la recharge R est nulle et l'apport latéral (Q_a) constant :

Dans ce cas, l'équation de continuité (XI) devient : $Q_a.(L-x) = K.(H_w + d).H(x) + K.H^2(x) / 2$

A l'échelle du système, on a : $Q_a = \frac{K.H_a^2 + 2.K.(H_w + d).H_a}{2.L}$

et en posant de nouveau $X = x / L$, $D = (H_w + d) / H_a$ et $W(X) = H(x) / H_a$, on a :

$$Q_a = \frac{K.H_a^2.W^2(X) + 2.K.D.H_a^2.W(X)}{2.(L - X.L)} \quad (\text{XVIII})$$

Par identification des deux dernières expressions, on obtient :

$$W^2(X) + 2.D.W(X) + (X - 1).(2.D + 1) = 0 \quad (\text{XIX})$$

Cette expression de $W(X)$ permet donc de calculer la forme théorique de la nappe, en régime permanent, avec apports latéraux uniquement. On note qu'elle est sensiblement différente de l'expression (XVI) qui prenait en compte les apports linéaires de la recharge R selon x . Il n'est pas possible de passer simplement d'une expression à l'autre.

L'équation (XIX) peut être résolue facilement :

$$W(X) = -D + \sqrt{D^2 - (X - 1).(2.D + 1)} \quad (\text{XX})$$

On obtient une expression explicite de la hauteur de la forme de nappe qui ne dépend pas de l'intensité de l'apport latéral Q_a . Il n'y a pas de problème d'existence de la solution, dans la mesure où $0 < X < 1$, et $D > 0$.

- *Cas du fossé vide reposant sur l'imperméable ($D = 0$) :*

L'expression (XX) devient : $W(X) = \sqrt{1 - X}$. La forme de nappe est parabolique. C'est un résultat connu, notamment dans le cas de barrage, dont on maintient une différence de niveaux d'eau amont et aval constante. Le paramètre L (contenu dans $X = x/L$) correspondrait ici à l'épaisseur du barrage.

- *Cas où l'imperméable est infiniment profond ($D \rightarrow +\infty$) :*

L'expression (XX) devient alors : $W(X) = 1 - X$. La forme de nappe est linéaire.

III.3.2. Cas du régime transitoire.

En régime transitoire, le principe de l'intégration spatiale que nous allons présenter repose sur l'écriture de la différence de potentiel de débit unitaire en $x = 0$ et $x = L$. La grandeur $F(0, t) - F(L, t)$ sera établie successivement par une double intégration spatiale de l'équation de continuité puis par la résolution de l'équation dynamique. L'identification des deux formes ainsi obtenues nous permettra d'établir une relation entre le débit drainé, la hauteur de nappe à l'amont du système, le tirant d'eau dans le fossé et les paramètres du système. Dans un premier temps, il n'est pas ici nécessaire de recourir à l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer. Dans ce qui suit nous considérerons une recharge homogène variable dans le temps ($R(t)$), un apport latéral variable dans le temps ($Q_a(t)$) et un niveau aval d'eau libre lui aussi variable ($H_w(t)$).

III.3.2.a. Résolution de l'équation de continuité.

A l'échelle d'un prisme élémentaire de nappe, l'équation de continuité s'écrit :

$$\frac{\partial q(x, t)}{\partial x} = R(t) - \mu \cdot \frac{\partial H^*(x, t)}{\partial t} \quad (\text{XXI})$$

avec μ , porosité de drainage que nous considérerons comme constante.

Le débit latéral $Q_a(t)$ se conservant selon x , il n'apparaît pas dans l'expression différentielle de la conservation de la masse. Il interviendra au niveau de la première intégration.

On peut décomposer la variable $H^*(x, t)$ de la manière suivante :

$$H^*(x, t) = H(x, t) + H_w(t) + d \quad (\text{XXII})$$

La variable $H(x, t)$ représente l'altitude du toit de la nappe, repérée par rapport au niveau d'eau libre $H_w(t)$ dans le fossé drainant. $H(x, t)$ peut donc être négatif (notamment lorsque le fossé alimente la nappe).

L'équation de continuité s'écrit donc :

$$\frac{\partial q(x,t)}{\partial x} = R(t) - \mu \cdot \frac{\partial H(x,t)}{\partial t} - \mu \cdot \frac{d(H_w(t))}{dt} \quad (XXIII)$$

On pose la variable adimensionnelle suivante : $W(x,t) = H(x,t) / H_a(t)$. Contrairement aux cas développés par Lesaffre (1988) et Bouarfa et Zimmer (2000), la variable $W(x, t)$ n'est pas nécessairement ici comprise entre 0 et 1, du fait que la référence en z du système est mobile (niveau d'eau libre dans le fossé).

On peut ainsi écrire :

$$\frac{\partial H(x,t)}{\partial t} = W(x,t) \cdot \frac{\partial H_a(t)}{\partial t} + H_a(t) \cdot \frac{\partial W(x,t)}{\partial t} \quad (XXIV)$$

L'équation de continuité devient :

$$\frac{\partial q(x,t)}{\partial x} = R(t) - \mu \cdot W(x,t) \cdot \frac{\partial H_a(t)}{\partial t} - \mu \cdot H_a(t) \cdot \frac{\partial W(x,t)}{\partial t} - \mu \cdot \frac{d(H_w(t))}{dt} \quad (XXV)$$

➤ Première intégration spatiale:

On intègre une première fois selon x l'expression (XXV) :

$$q(x,t) = \int_0^x \frac{\partial q(u,t)}{\partial u} du = \int_0^x R(t) du - \mu \cdot \frac{dH_a(t)}{dt} \cdot \int_0^x W(u,t) du - \mu \cdot H_a(t) \cdot \frac{\partial}{\partial t} \left(\int_0^x W(u,t) du \right) - \mu \cdot \int_0^x \frac{d(H_w(t))}{dt} du \quad (XXVI)$$

On procède au changement de variable : $x \rightarrow X = x / L$, et on intègre entre $x = 0$ et $x = L$. La recharge $R(t)$ étant supposée homogène, il vient, en considérant $q(0, t) = Q_a(t)$:

$$q(L,t) = R(t) \cdot L - \mu \cdot L \cdot \frac{dH_a(t)}{dt} \int_0^1 W(X,t) dX - \mu \cdot L \cdot H_a(t) \cdot \frac{\partial}{\partial t} \left(\int_0^1 W(X,t) dX \right) - \mu \cdot L \cdot \frac{d(H_w(t))}{dt} + Q_a(t) \quad (XXVII)$$

Le débit latéral apparaît à ce stade comme une constante d'intégration, dans la mesure où même s'il est variable dans le temps, il est conservatif vis à vis de l'intégration spatiale dont il constitue une condition à la limite amont.

On pose : $B(t) = \int_0^1 W(X,t).dX$ premier facteur de forme de nappe [-]

Soit :

$$q(L,t) = R(t).L - \mu.B(t).L.\frac{dH_a(t)}{dt} - \mu.L.H_a(t).\frac{\partial B(t)}{\partial t} - \mu.L.\frac{d(H_w(t))}{dt} + Q_a(t) \quad (XXVIII)$$

➤ Deuxième intégration spatiale :

L'expression de $q(x, t)$ obtenue précédemment est intégrée une deuxième fois selon x , entre 0 et L :

$$\int_0^L q(x,t).dx = \int_0^L R(t).x.dx - \mu.L^2.\frac{dH_a(t)}{dt} \int_0^1 W(U,t).d^2U - \mu.L^2.H_a(t).\frac{\partial}{\partial t} \left(\int_0^1 W(U,t).d^2U \right) - \mu.L.\int_0^L \frac{d(H_w(t))}{dt}.dx + \int_0^L Q_a(t).dx \quad (XXIX)$$

Soit :

$$\int_0^L q(x,t).dx = R(t).\frac{L^2}{2} - \mu.C(t).\frac{L^2}{2}.\frac{dH_a(t)}{dt} - \frac{dC(t)}{dt}.\mu.\frac{L^2}{2}.H_a(t) - \mu.\frac{L^2}{2}.\frac{d(H_w(t))}{dt} + Q_a(t).L \quad (XXX)$$

avec : $C(t) = 2.\int_0^1 \int_0^1 W(U).d^2U$ deuxième facteur de forme de nappe [-]

On obtient ainsi une expression de $F(0, t) - F(L, t)$ (V). On a défini deux nouveaux paramètres ($B(t)$ et $C(t)$) qui caractérisent la forme de la nappe. Nous allons à présent évaluer la différence de potentiel de débit unitaire aux bornes du domaine en écrivant l'équation dynamique.

III.3.2.b. Résolution de l'équation dynamique.

Dans cette partie de la résolution, on va directement calculer le débit total transitant dans le système comme étant la différence de la fonction potentiel de débit unitaire aux bornes du domaine.

Rappelons que le flux horizontal dans la nappe à une abscisse x est obtenu en intégrant l'équation de Darcy entre le plancher imperméable et le toit de la nappe :

$$q(x,t) = -K \cdot \int_0^{H^*(x,t)} \frac{\partial \varphi(x,z,t)}{\partial x} dz \quad (II)$$

avec : $\varphi(x, z, t)$ la charge hydraulique totale.

Nous rappelons de plus qu'en utilisant l'approche du potentiel de débit unitaire précédemment introduite, on peut écrire :

$$F(x,t) = \int_0^{H^*(x,t)} K [\varphi(x,z,t) - z] dz \quad (III) \quad \text{et} \quad q(x,t) = -\frac{\partial F(x,t)}{\partial x} \quad (IV)$$

Soit en intégrant le débit entre $x = 0$ et $x = L$ (bords du fossé) :

$$\int_0^L q(x,t) dx = F(0,t) - F(L,t) \quad (V)$$

En introduisant la fonction $J(t)$ telle que $J(t) = \frac{2}{L^2} [F(0,t) - F(L,t)]$ et en combinant avec l'équation (XXX), on obtient :

$$J(t) = R(t) - \mu \cdot C(t) \cdot \frac{dH_a(t)}{dt} - \frac{dC(t)}{dt} \cdot \mu \cdot H_a(t) - \mu \cdot \frac{d(H_w(t))}{dt} + \frac{2 \cdot Q_a(t)}{L} \quad (XXXI)$$

En combinant cette équation avec l'équation (XXVIII) dans le but de faire disparaître le terme $\frac{dH_a(t)}{dt}$, on obtient finalement :

$$\boxed{q(L,t) = A(t) \cdot L \cdot J(t) + [1 - A(t)] \cdot L \cdot R(t) - \mu \cdot L \cdot H_a(t) \cdot C(t) \cdot \frac{\partial A(t)}{\partial t} + [1 - 2 \cdot A(t)] \cdot Q_a(t) - [1 - A(t)] \cdot L \cdot \mu \cdot \frac{d(H_w(t))}{dt}} \quad (XXXII)$$

avec : $A(t) = B(t) / C(t)$ troisième facteur de forme de nappe

Cette expression est une équation différentielle décrivant le fonctionnement du système. Elle relie le débit drainé par un fossé de niveau variable à une somme de termes dépendants de la hauteur de nappe amont (H_a), des variables de forçage du système ($R(t)$, $Q_a(t)$, $H_w(t)$), des paramètres physiques du système (K , μ , L) et de facteurs de forme de nappe. Nous avons choisi d'exprimer cette relation en fonction de la hauteur de nappe amont repérée par rapport au niveau d'eau libre aval par souci d'analogie avec les précédentes expressions mises au point par Lesaffre (1988). Ce choix a comme conséquence l'apparition d'un terme de correction géométrique de la forme $[1 - A(t)]L\mu \frac{d(H_w(t))}{dt}$ qui fait intervenir la dérivée temporelle de $H_w(t)$, ce qui correspond physiquement à la vitesse des fluctuations du niveau d'eau libre dans le fossé. On vérifie aisément que dans le cas où ces fluctuations sont lentes et si on suppose que les apports latéraux sont négligeables, l'expression (XXXII) se ramène à l'équation classique détaillée par Bouarfa et Zimmer (2000).

Il est intéressant de relever qu'à ce stade, nous n'avons pas encore fait l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer pour réaliser cette intégration spatiale. $J(t)$ est une fonction de la charge hydraulique totale mais elle est inconnue dans le cas général. Comme le rappellent Bouarfa et Zimmer (2000), l'intérêt de cette approche est que l'hypothèse de DF n'est finalement nécessaire qu'en deux points ($x = 0$ et $x = L$) et nous avons déjà évoqué le fait que la prise en compte des erreurs associées peut être réduite à ces deux abscisses (Youngs, 1965).

Tout repose donc sur l'expression $J(t)$ qui, comme nous allons le montrer, peut être facilement identifiée à l'expression du débit calculé dans le cas du régime permanent détaillé précédemment. En faisant l'hypothèse DF on va remplacer le terme de charge hydraulique par la hauteur de nappe, respectivement à l'aval et à l'amont du système.

- A l'aval du système, l'hypothèse DF implique qu'on va ignorer le phénomène de suintement. Comme l'indique Youngs (1990) cette hypothèse est d'autant plus vraie que le système a une extension latérale importante et que le niveau d'eau libre dans le fossé est grand. Nous reviendrons en détail sur cette condition dans le Chapitre 3. D'autre part, au bord du fossé, la présence d'eau libre immobile sur une hauteur H_w impose une charge invariante selon la verticale et l'hypothèse de DF est par définition vérifiée. Enfin sous le fossé, la convergence des filets liquides peut, le cas échéant, être prise en compte par le concept de « profondeur équivalente » précédemment défini (section II. 2. 2 de ce Chapitre).

- A l'amont du système, le fait d'imposer un flux horizontal $Q_a(t)$ est peu contraignant vis à vis de l'hypothèse DF qui suppose des isocharges verticales. Dans la mesure où les flux latéraux seront faibles et le système aura une extension latérale importante, nous ferons aussi l'hypothèse que la condition de DF est satisfaite.

Ces préalables étant posés, l'expression générale de la fonction de potentiel de débit unitaire est alors :

$$F(x,t) = \int_0^{H^*(x,t)} K(\varphi - z).dz = K \cdot \int_0^{H^*(x,t)} [H^*(x,t) - z].dz \quad (XXXIII)$$

Cette expression générale est de la même forme si la référence des cotes est choisie au niveau de la surface libre du fossé drainant, $H_w(t)$:

$$F(x,t) = K \left(\frac{(H(x,t) + H_w(t) + d)^2}{2} \right) \quad (XXXIV)$$

avec $H(x,t) = H^*(x,t) - H_w(t) - d$.

A l'amont du système (en $x = 0$, c.a.d à la distance L du bord du fossé drainant), on peut donc écrire :

$$F(0,t) = K \left(\frac{(H(0,t) + H_w(t) + d)^2}{2} \right) = K \left(\frac{(H_a(t) + H_w(t) + d)^2}{2} \right) \quad (XXXV)$$

avec $H_a(t)$, hauteur de nappe à l'amont, repérée par rapport au niveau d'eau libre $H_w(t)$ dans le fossé.

Au bord du fossé drainant, en $x = L$, on écrit :

$$F(L,t) = K \cdot \frac{(H_w(t) + d)^2}{2} \quad (XXXVI)$$

Finalement, on peut écrire :

$$\int_0^L q(x,t).dx = F(0,t) - F(L,t) = K \left[\frac{H_a^2(t)}{2} + (H_w(t) + d).H_a(t) \right] \quad (\text{XXXVII})$$

et :

$$J(t) = J(H_a) = \frac{K.H_a^2(t) + 2.K.(H_w(t) + d).H_a(t)}{L^2} \quad (\text{XXXVIII})$$

Cette dernière expression est analogue à celle du régime permanent mise en évidence précédemment telle que : $J(H_a) = R + 2.Q_a / L$. Dans le cas où les apports latéraux peuvent être négligés, on retrouve l'analogie entre la fonction $J(H_a)$ et la fonction classique d'Hooghoudt (Ritzema, 1994) reliant en régime permanent débit drainé et hauteur de nappe amont.

III.3.3. Conclusions.

Dans cette section, nous avons présenté le contexte général de l'établissement de l'équation de Boussinesq. Nous avons montré en particulier qu'il est possible de généraliser l'intégration spatiale de cette équation à partir de l'utilisation du concept de potentiel de débit unitaire afin de prendre en compte des conditions aux limites particulières : apports amonts de versant et fluctuation de niveau d'eau libre aval. Ce travail généralise donc la démarche élaborée initialement dans le cadre du drainage agricole par Lesaffre (1988) puis Bouarfa et Zimmer (2000).

Néanmoins, l'intérêt de notre approche analytique reste avant tout théorique. L'expression du débit drainé dépend en particulier de facteurs de forme de nappe ($A(t)$, $B(t)$ et $C(t)$) qui sont inconnus a priori et doivent être déterminés numériquement. Notre intégration spatiale ne permet donc pas de résoudre l'équation de Boussinesq dans le cas général, elle en propose plutôt une reformulation à l'échelle du système drainant. Dans la pratique, il est donc nécessaire de résoudre l'équation de Boussinesq par des outils numériques (différences finies, éléments finis linéaires...) afin de déterminer à chaque pas de temps l'expression des facteurs $A(t)$, $B(t)$ et $C(t)$. C'est l'objet du modèle SIDRA 2+ que nous présentons dans la section suivante.

IV. Le modèle SIDRA 2+.

La première version du modèle de Simulation du DRAINage (SIDRA) est due à Lesaffre et Zimmer (1988) et reposait sur l'hypothèse de pseudo-séparation des variables faite initialement par Boussinesq (1904). Comme nous l'avons vu, cette hypothèse permet de fixer la forme de la nappe et simplifie significativement les calculs (les facteurs de forme de nappe A, B et C sont constants). Le modèle SIDRA qui en a dérivé est fondé sur une résolution numérique très simple (Runge-Kutta d'ordre 4) des équations (XXXI) et (XXXII). Ce modèle a permis à ces auteurs de prédire de manière satisfaisante les débits et hauteurs de nappe de systèmes drainés par tuyaux enterrés.

Le modèle SIDRA 2 (Bouarfa, 1995 ; Bouarfa et Zimmer, 2000) a été développé dans le but de fonctionner sans avoir recours à l'hypothèse de pseudo-séparation des variables. Il est fondé sur une résolution numérique de l'équation de Boussinesq, nécessaire pour déterminer l'évolution temporelle des facteurs de formes de nappe. La résolution numérique peut être faite par une méthode aux différences finies ou par une méthode aux éléments finis linéaires. C'est cette dernière technique qui a été initialement utilisée par Bouarfa (1995). Tout comme SIDRA, SIDRA 2 a été conçu pour prédire les hauteurs de nappe et les débits d'une parcelle drainée par tuyaux enterrés ou fossés à niveau constant. Ce modèle ne prend donc pas en compte des niveaux drainant variables (fluctuations du niveau d'eau libre) et sa condition à la limite amont est de type « flux nul » (à l'inter-drain, par symétrie). Introduire ces deux conditions aux limites est l'un des objectifs du modèle SIDRA 2+ mis au point dans le cadre de ce travail.

IV. 1. Présentation de SIDRA 2+.

SIDRA 2+ est une adaptation du modèle SIDRA 2, étendue au fonctionnement de systèmes drainants naturels tels que les zones humides de fond de vallée, avec des conditions aux limites quelconques. Il est fondé sur une résolution numérique de l'équation de Boussinesq (équation (I)). La méthode numérique utilisée a été initialement les éléments finis linéaires, adaptée par Bouarfa (1995), d'un code résolvant à l'origine l'équation de la chaleur. Plus récemment, nous avons pu disposer d'un code aux différences finies dont la discrétisation spatio-temporelle est faite par le schéma de Preissman (Poirson,

2001). Quel que soit le schéma retenu, la résolution de l'équation de Boussinesq ne pose en général pas de difficultés numériques. Nous avons néanmoins principalement utilisé le code aux différences finies qui – ayant été développé spécifiquement dans le cadre de ce travail - s'est avéré beaucoup plus rapide et souple d'utilisation.

Les différentes conditions aux limites sont prises en compte sous la forme de chronique de recharge de la nappe (égale à la pluie efficace assimilée à la grandeur $(P - ETP)(t)$), de débit latéral amont ($Q_a(t)$ en $[L.T^{-2}]$) et de niveau d'eau libre aval ($H_w(t)$), lues dans un fichier spécifique.

Les variables calculés à chaque pas de temps sont les hauteurs de nappe en tout point du maillage et les débits drainés par le système. Les débits drainés sont évalués par le calcul de l'équation dynamique de Darcy entre les deux derniers nœuds en aval du système. Les différents termes du débit exprimés par l'équation (XXXII) sont aussi calculés à titre indicatifs.

La prise en compte éventuelle de l'hétérogénéité du sol peut être faite par l'introduction de fonctions $\mu(H^*)$ et $K(z)$ que le code va discrétiser par interpolation linéaire et intégrer dans le calcul.

IV. 2. Prise en compte de l'évapotranspiration.

Le modèle SIDRA 2+ est fondé sur la résolution de l'équation de Boussinesq et fait donc partie de la classe de modèles dits « saturés ». Il ignore le comportement réel de la zone non-saturée et impose donc une conceptualisation du fonctionnement soit des mécanismes d'infiltration (Kao et al., 1998 ; voir aussi Chapitre 2 du présent mémoire), soit des processus de prélèvements d'eau dans le sol par le biais de l'évapotranspiration.

Compte tenu du contexte d'application retenu dans notre travail (les zones humides de fond de vallon) et en général de la forte saisonnalité des processus (excès d'eau essentiellement hivernal), nous avons choisi de gérer la demande évapotranspiratoire de la manière la plus simple possible. Nous avons donc repris l'approche définie par Lesaffre (1988). L'idée générale est que lorsque la nappe est proche de la surface, la demande liée à l'évapotranspiration peut conduire à prélever de l'eau dans la nappe. En revanche, à partir d'une certaine profondeur, la réserve de la zone non-saturée suffit à alimenter l'évapotranspiration qui n'est alors plus puisée dans la nappe. C'est le concept de « profondeur de

stockage », discuté en particulier par Lesaffre (1988) et Zimmer (1988). Nous serons aussi amené à analyser ces mécanismes dans le cadre du Chapitre 4 consacré à l'application du modèle à des données de terrain.

Ainsi en terme de modélisation, on considère deux types de situations :

- Lorsque pour un x donné, la nappe est au-dessous de la profondeur de stockage (qui est donc un nouveau paramètre du modèle), l'évapotranspiration agit uniquement sur la zone non-saturée, sans influencer le tarissement de la nappe ; la pluie (recharge positive) suivante est censée réhumecter la zone non saturée (qui est donc assimilée à un réservoir que l'on vide et que l'on remplit) avant de recharger la nappe.
- Lorsque la position du toit de la nappe se situe au-dessus de cette profondeur, l'évapotranspiration contribue au rabattement de la nappe (flux imposé négatif égal à $P-ETP^1$).

Cette gestion simplifiée de la demande climatique est relativement classique mais aboutit inévitablement à des erreurs, d'autant plus importantes que l'on cherche à utiliser le modèle dans des périodes durant lesquelles l'évapotranspiration est significative. Les mécanismes d'interactions entre la zone non-saturée et la nappe dans ces situations sont très complexes à représenter dans un modèle saturé et des travaux spécifiques sont par ailleurs menés (Bouarfa, 1995 ; Chabot, 2001 ; Brahic, 2001).

Le modèle SIDRA 2+ est capable de prendre en compte des conditions aux limites variées et transitoires qui permettent d'envisager de l'appliquer dans le contexte de systèmes de nappes superficielles alimentées par un versant et drainées par un émissaire à surface libre. En revanche, jusqu'à présent, la position de la surface du sol a été ignorée, la limite supérieure du système étant la surface libre de la nappe. Afin de pouvoir disposer d'un outil utilisable dans le contexte de nappes très proches de la surface nous avons étudié le problème spécifique posé par le phénomène d'affleurement.

¹ ($P - ETP$) : on fait implicitement l'hypothèse que l'évapotranspiration réelle (ETR) est assimilable à l'évapotranspiration potentielle (ETP). En période hivernale, en conditions non limitantes et sans stress lié à l'excès d'eau, cette hypothèse est raisonnable (Bouarfa, 1995).

IV. 3. Prise en compte du problème de l'affleurement : simulations exploratoires.

IV. 3. 1. Position du problème.

Le problème de l'affleurement est un phénomène capital à prendre en compte dans le fonctionnement hydraulique des nappes superficielles drainées. La situation pour laquelle le toit de la nappe atteint la surface du sol est courante et il faut donc tenter de la représenter correctement.

En terme de bilan hydrique, la phase d'affleurement constitue une situation limite particulière où la capacité de drainage du système devient limitante et où il y a un défaut de stockage possible dans le sol. Un ruissellement peut donc être induit, et il faudra s'interroger sur sa prise en compte.

En terme de modélisation, la situation d'affleurement constitue un cas particulier à traiter spécifiquement et ce quel que soit le type de modèle de nappe considéré. L'affleurement de la nappe va en effet contraindre à modifier les conditions aux limites du système et différentes stratégies peuvent être suivies.

Dans les modèles fondés sur l'équation de Richards, la surface du sol constitue une des limites du système et l'affleurement est traité la plupart du temps par un test sur la valeur de la pression calculée aux nœuds de surface. Par exemple, dans le code de calcul HYDRUS 2D utilisé dans notre travail (Simunek et al., 1996), si un nœud à pression positive est détecté en surface, la condition à la limite est modifiée, passant d'une condition de flux (s'il y a un pluie incidente) à une condition de charge imposée dont la valeur peut être choisie par l'utilisateur. Cet artifice repose sur deux hypothèses : (i) le ruissellement généré est transmis instantanément hors du système (il y a un défaut du bilan hydrique) ; (ii) une lame d'eau est entretenue en surface (de hauteur égale à la charge imposée) et elle est supposée se maintenir quel que soit le flux qui y parvient (eau en rétention).

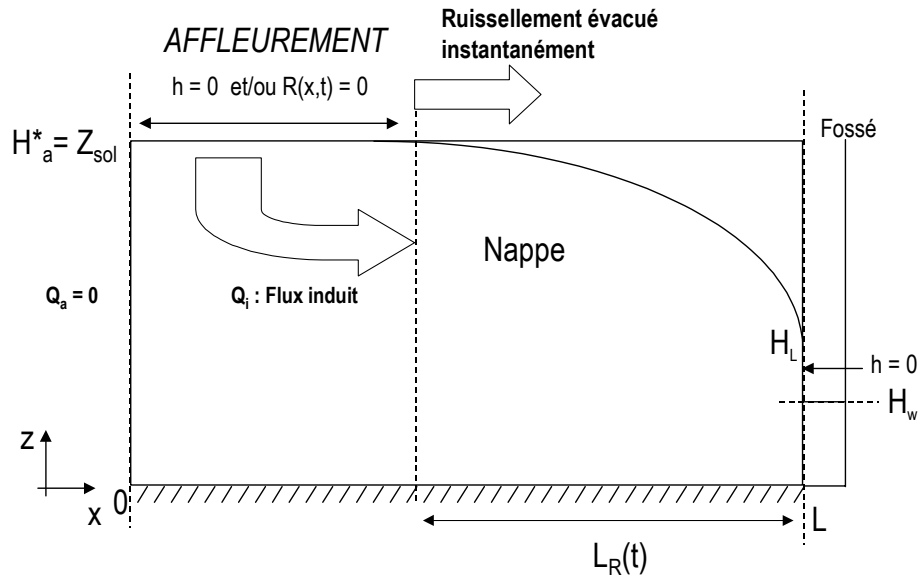


Fig. C1. IV. 3 : conditions aux limites induites lors d'un affleurement

Dans les modèles saturés, la limite supérieure du système est le toit de la nappe. En terme de résolution, la prise en compte de l'affleurement revient donc à fixer une hauteur de nappe limite à partir de laquelle on applique une condition de charge imposée égale à la cote de la surface du sol (Z_{sol}). Là encore, on fait généralement l'hypothèse la plus simple : le ruissellement généré est immédiatement transféré hors du système.

A ce stade, il faut distinguer les conséquences de cette gestion de l'affleurement sur les flux dans le système. Que ce soit pour le modèle de Richards ou pour l'approche saturée 2D (basée sur l'équation de Laplace), le fait d'imposer une charge sur une partie de la surface du système va générer nécessairement un flux (Q_i) dans la partie affleurante de la nappe (Fig. C1. IV. 3). En revanche pour les approches fondées sur l'hypothèse de DF tel que SIDRA 2+, aucun flux ne peut être généré, les isocharges étant verticales et égales entre elles dans la partie affleurante. Cette différence de flux peut donc être à l'origine d'erreurs dans le traitement de l'affleurement par des modèles fondés sur l'hypothèse de DF. C'est ce point que nous allons à présent investiguer.

IV. 3. 2. Approches traditionnelles de l'affleurement dans les modèles fondés sur l'hypothèse de DF.

Le problème de l'affleurement de la nappe a été traité de manière spécifique par un certain nombre d'auteurs dans le contexte de l'hydraulique agricole. En effet, nous avons déjà évoqué les enjeux liés

au dimensionnement d'ouvrages de drainage et les conséquences sur les types de modélisation qui en ont découlé. Dans ce contexte, le cas particulier de l'affleurement de la nappe, qui est une situation limite d'un système à nappe superficielle drainé, a été traité selon différentes approches.

Il faut citer tout d'abord les travaux de Kirkham (1949) qui a cherché à quantifier analytiquement le débit évacué par un système drainant (par fossés ou par tuyaux) soumis à une saturation complète sur l'ensemble du système. Ces travaux ont abouti à des expressions utilisables dans des situations qui restent particulières uniquement, mais elles donnent une indication sur le fonctionnement limite d'un sol drainé entièrement saturé.

D'autres travaux ont porté sur l'affleurement en tant que condition initiale à un processus de tarissement non influencé (sans pluie incidente). C'est une situation classique que l'on peut rencontrer en particulier suite à un débordement du réseau et une saturation complète du système. Un des enjeux dans ces situations est de pouvoir prédire le temps de rabattement de la nappe jusqu'à une profondeur seuil et ce à différentes distances du fossé drainant. De nombreux auteurs ont donc cherché à décrire le comportement de la nappe en rabattement gravitaire à partir d'une situation initiale de nappe plate et de saturation complète du système (Salem et Skaggs, 1998). La condition aval du système (niveau d'eau dans le fossé) a été traitée essentiellement en faisant appel au concept peu réaliste du « rabattement soudain » (sudden drawdown) qui permet de développer des solutions analytiques simples de l'équation de Boussinesq. D'autres types de conditions aval ont aussi été traitées : descente linéaire du niveau d'eau dans le fossé, fluctuations harmonique...(Ritzema, 1994 ; voir aussi Chap. 4, section III. 7. 3)

Enfin, des travaux plus récents ont visé à décrire la dynamique d'affleurement d'une nappe soumise à une recharge constante. Ces travaux, développés en particulier par Perrochet et Musy (1992), ont en général cherché à quantifier la distance d'influence d'un système drainant dans une perspective de protection de zones présentant un intérêt écologique et pour lesquelles la position de la nappe ne doit pas être affectée par la présence du système drainant. Ce genre d'approche peut tout aussi bien être utile pour quantifier la dynamique de l'affleurement dans un système de zones humide de fond de vallon drainé par le réseau hydrographique dont le niveau d'eau libre sera considéré comme constant.

IV. 3. 3. Evaluation de la longueur d'affleurement en régime transitoire : hypothèses simplificatrices possibles. Mode de gestion choisi dans SIDRA 2 +.

Si on adopte l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer et que la surface du sol est horizontale nous avons vu que la partie affleurante de la nappe est analogue à un réservoir d'eau immobile. Aucun flux n'est généré au niveau du massif de sol entièrement saturé ($Q_i = 0$). En régime transitoire cela revient à considérer qu'un plan de flux horizontal nul se déplace dans le système (en $x = L - L_R(t)$ sur la figure C1. IV. 3).

Une hypothèse supplémentaire peut être faite concernant la forme de la nappe dans sa partie non affleurante en la considérant comme constante et égale à la forme de nappe en régime permanent (par exemple elliptique dans le cas d'un système drainant par fossé vide reposant sur l'imperméable).

En faisant ces deux hypothèses et en estimant que le ruissellement est évacué instantanément du système, Perrochet et Musy (1992) proposent une intégration de la conservation de la masse et de la loi de Darcy qui aboutit à une expression de la longueur $L_R(t)$ (adaptée au cas d'un fossé ayant un niveau d'eau constant H_w et reposant sur l'imperméable) :

$$L_R(t) = \sqrt{\left(L_R^2(0) - \frac{K \cdot (Z_{sol}^2 - H_w^2)}{R} \right) \cdot e^{-\left(\frac{8R}{\mu \cdot (\pi - 4) \cdot (Z_{sol} - H_w)} \right) t} + \frac{K \cdot (Z_{sol}^2 - H_w^2)}{R}} \quad (XXXIX)$$

avec :

$L_R(0)$: distance entre le fossé et le point d'affleurement initial ($t = 0$).

Z_{sol} = altitude du sol repérée par rapport à l'imperméable.

H_w = niveau d'eau libre dans le fossé, constant.

R = Intensité constante de la recharge [$L \cdot T^{-1}$]

μ = porosité de drainage [-].

Et dans le cas où $R = 0$ (tarissement non influencé) et pour $L_R(t) < L$:

$$L_R(t) = \sqrt{L_R^2(0) + \frac{8K \cdot (H_w + Z_{sol})}{\mu \cdot (4 - \pi)} \cdot t} \quad (XL)$$

L'intérêt de ces solutions analytiques est qu'elles permettent a priori de calculer assez simplement la position de la partie affleurante dans le système. De plus elles permettent de vérifier que la dynamique de l'affleurement, pour un système donné (Z_{sol} et H_w fixés) et pour un régime de recharge donné (R / K fixé) ne dépend que du rapport K / μ comme le suggère l'expression analytique de l'équation de Boussinesq (Cf. section III. 1 de ce chapitre).

Nous avons choisi d'adopter une gestion comparable de l'affleurement dans SIDRA 2+. Le sol sera donc considéré horizontal et sa cote par rapport au plancher imperméable constituera un paramètre du modèle. Lorsque les hauteurs de nappe calculées par le modèle seront égales à la cote du sol (Z_{sol}) la recharge de la nappe sera considérée comme nulle sur l'ensemble de la zone affleurante. SIDRA 2+ reposant sur l'hypothèse de DF, la partie affleurante de la nappe sera donc analogue à une réservoir d'eau immobile ($Q_i = 0$). L'excès d'eau n'ayant pu ainsi participer à la recharge de la nappe sera assimilé à du ruissellement et transmis instantanément hors du système. SIDRA 2+ calculant la hauteur de nappe pour chaque abscisse, il n'y a en revanche aucune hypothèse qui est faite sur la forme de la nappe, comme c'est le cas dans l'approche analytique de Perrochet et Musy (1992).

Cette approche repose sur des hypothèses relativement restrictives que nous proposons à présent d'étudier à partir d'une comparaison avec les modèle fondés sur l'équation de Richards et sur celle de Boussinesq telle que développée dans SIDRA 2+.

IV. 3. 4. Comparaison de calculs de la longueur d'affleurement par SIDRA 2+ et HYDRUS 2D.

IV. 3. 4. a. Principes de la comparaison.

L'examen des conditions d'écoulement dans la nappe en phase d'affleurement a été fait à partir de simulations réalisées avec le code HYDRUS 2D résolvant l'équation de Richards par la méthode des éléments finis, ainsi qu'avec le modèle SIDRA 2+.

Nous considérerons tout d'abord le cas du régime permanent. Le but des simulations sera d'évaluer les longueurs d'affleurement et le flux (Q) généré au sein de la partie affleurante de la nappe à partir des résultats du modèle complet. Nous vérifierons dans quelle mesure une correction du modèle saturé est

envisageable sur ce point. Dans un deuxième temps nous étudierons un exemple de régime transitoire en suivant en particulier l'évolution de la longueur d'affleurement d'une nappe initialement en équilibre hydrostatique avec le niveau d'eau libre dans le fossé..

IV. 3. 4. b. Examen du régime permanent.

On considère le cas d'un massif de sol de longueur 15 m et de hauteur 2 m drainé par un fossé reposant sur l'imperméable, avec un niveau d'eau libre égal à $H_w = 0.5$ m. En amont du système ($x = 0$), on considère qu'il n'y a pas de flux latéral ($Q_a = 0$). On applique une recharge constante d'intensité $R = 1$ mm/h. Le sol est considéré homogène et isotrope, de conductivité hydraulique à saturation $K = 0.25$ m/j. Pour les simulations réalisées avec HYDRUS 2D, nous avons arbitrairement considéré les paramètres hydrodynamiques suivants (au sens de Van Genuchten, 1980) : $\theta_r = 0.08$; $\theta_s = 0.43$, $\alpha = 3.6$ m⁻¹ ; $n = 1.56$ qui correspondent à un sol de texture sablo-limoneuse. L'analyse de la courbe de rétention de ce sol nous a permis d'évaluer une porosité de drainage de l'ordre 10 %.

Dans un tel système, si on ignore la position de la surface du sol, on peut estimer le niveau maximum de la nappe par la relation d'Hooghoudt (équation (XIV) avec $Q_a = 0$) pour le régime permanent $R = 1$ mm/h :

$$H_{\max} = -H_w + \sqrt{H_w^2 + \frac{R \cdot L^2}{K}}$$

Soit dans le cas considéré : $H_{\max} = 4.17$ m, soit bien plus que la hauteur de sol de 2 m. Il y a donc nécessairement affleurement dans un tel système.

Si on fait l'hypothèse que lors de l'affleurement la part d'eau ne pouvant s'infiltrer sur la partie affleurante est immédiatement évacuée, le système va atteindre un équilibre tel que le débit de sortie q_{out} soit égal à la somme des flux parvenant à la nappe dans sa partie non affleurante ($R \cdot L_R$) et du débit Q_i induit dans la partie affleurante par la condition de charge imposée dont l'extension est inconnue a priori.

La simulation réalisée grâce à HYDRUS 2D nous permet de décrire la répartition des charges hydrauliques totales dans le système et la position de la surface libre (Fig. C1. IV. 4).

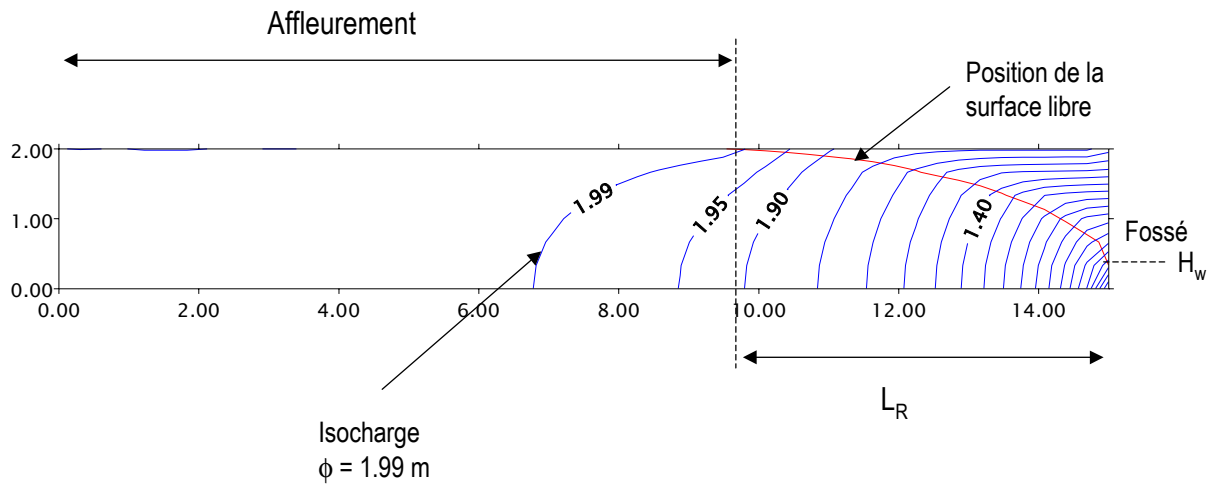


Fig. C1. IV. 4 : allure des isocharges simulées par HYDRUS 2D en régime permanent.

La longueur d'affleurement simulée est de l'ordre de 9.3 m. Compte tenu de la répartition des charges dans le système, on vérifie bien qu'un flux induit (Q_i) est généré au travers de la section transversale droite à la limite de l'affleurement ($x = 9.3$). Ce flux peut être quantifié par le calcul de l'intégrale selon z de la composante horizontale des vitesses calculées par HYDRUS 2D en $x = 9.3$ m, soit dans ce cas $Q_i (x = 9.3) = 0.0247 \text{ m}^2 / \text{j}$.

Le flux total transitant dans le système est $q_{out} = R \cdot L_R + Q_i (x = 9.3) = 0.155 \text{ m}^2 / \text{j}$. Le flux Q_i induit par la condition de charge imposée (conséquence de l'affleurement) représente 16 % du total (q_{out}).

On peut s'intéresser à présent à la répartition spatiale des flux transitant dans le système entre $x = 0$ et $x = L$. Nous allons en particulier voir qu'une faible partie de la zone affleurante est responsable du flux induit Q_i . La figure C1. IV. 5 décrit l'évolution selon x de l'intégrale selon z de la composante horizontale des vitesses calculées par HYDRUS 2D dans le système, rapportée au flux total cumulé selon x (flux relatif cumulé).

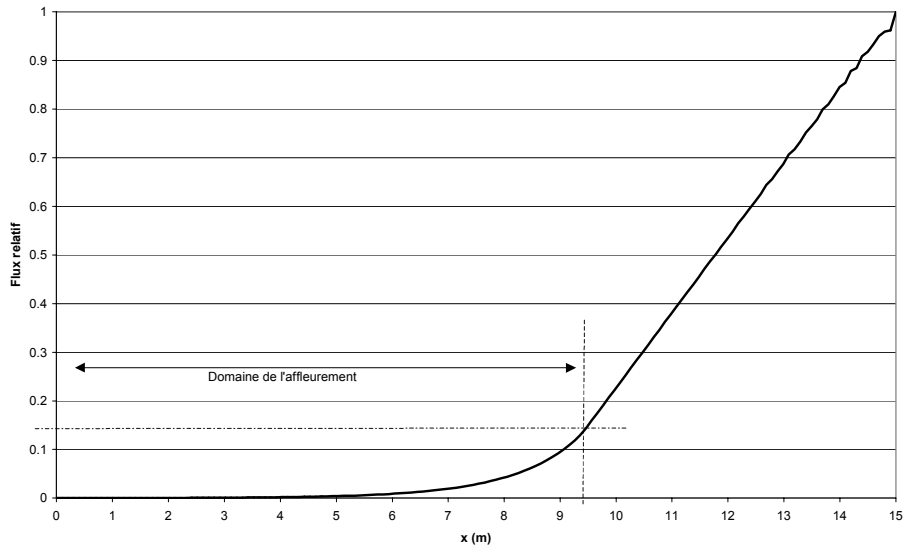


Fig. C1. IV. 5 : évolution selon x de l'intégrale selon z de la composante horizontale de la vitesse rapportée au flux total.

On constate que si la part de flux induit par la condition d'affleurement se limite bien à 16 % du flux total transitant dans le système, la longueur efficace générant ce débit se limite à quelques mètres en amont du point d'affleurement. Ce résultat est intéressant car il indique que lorsque la nappe affleure, la dimension initiale du système importe peu : si le système faisait par exemple 100 m de long le résultat serait identique.

Enfin nous avons confronté ces résultats à l'affleurement prédit par le modèle SIDRA 2+, reposant sur l'hypothèse de DF et négligeant donc l'apport induit par la condition de charge imposée. Comme le montre la figure C1. IV. 6, la hauteur de nappe calculée par SIDRA 2+ est très proche de celle calculée par HYDRUS 2D, avec un léger décalage lié au fait qu'on ne prend pas en compte le flux induit Q_i . Dans les deux cas la longueur d'affleurement est de l'ordre de 9 m. L'expression (XXXIX) issue de Perrochet et Musy (1992) prédit quant à elle une longueur d'affleurement de $L - L_R(t \rightarrow +\infty) = 8.75$ m.

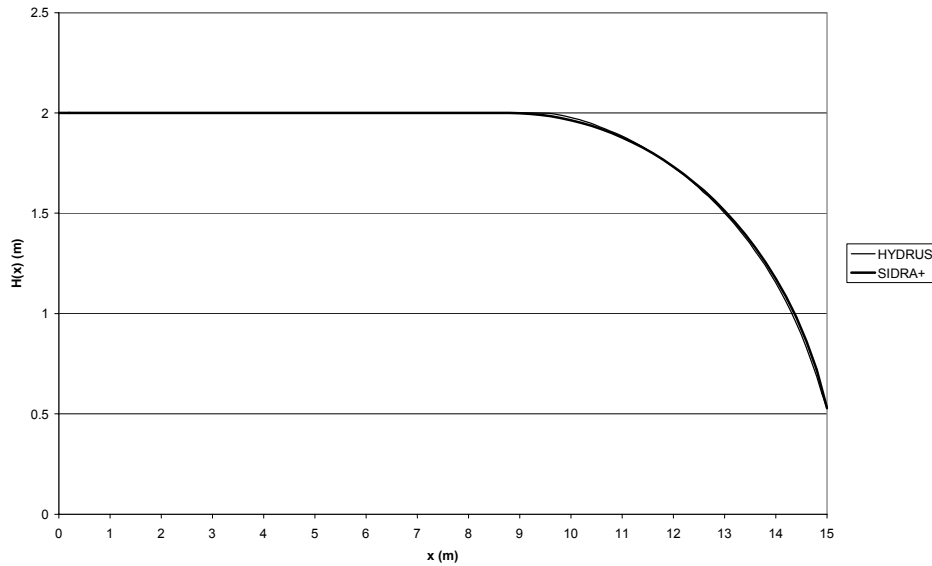


Fig. C1. IV. 6 : comparaison des hauteurs de nappe calculées par HYDRUS et SIDRA 2+ pour $R = 1$ mm/h et $L = 15$ m

L'analyse que nous venons de réaliser en régime permanent permet de conclure que, dans l'exemple considéré, si un flux induit existe bien, il peut être négligé en première approche. Ce résultat renforce la validité de l'hypothèse utilisée par Perrochet et Musy (1992) selon laquelle, lors d'épisodes d'affleurement, la condition amont de la nappe pourra être considérée comme étant un plan de flux horizontal nul mobile selon x .

IV. 3. 4. c. Analyse en régime transitoire.

Le même système est considéré initialement à l'équilibre hydrostatique avec le niveau d'eau du fossé supposé constant ($H_w = 0.5$ m). On apporte une recharge constante ($R = 1$ mm/h). La nappe va s'élever sous l'effet de cette recharge, affleurer et atteindre le niveau d'équilibre décrit dans l'étude du régime permanent qui précède. Les caractéristiques du sol sont les mêmes.

Nous avons comparé les hauteurs de nappes simulées avec HYDRUS 2D et SIDRA 2+. Nous nous sommes en particulier intéressés à la prédiction par les deux modèles de l'évolution de la longueur d'affleurement ($L - L_R(t)$). Nous avons de plus comparé ces résultats avec la longueur d'affleurement prédite par l'expression de Perrochet et Musy (1992).

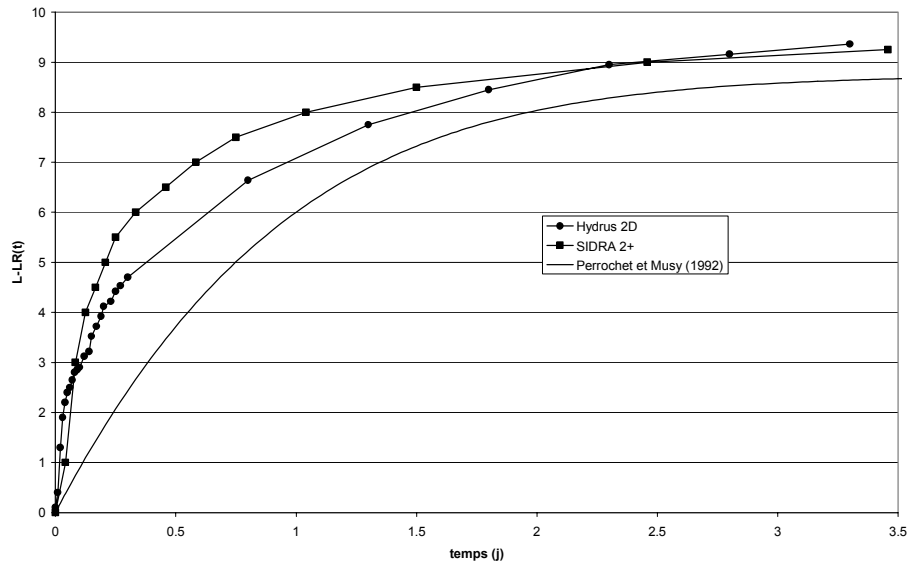


Fig. C1. IV. 7 : comparaison de l'évolution temporelle de la longueur d'affleurement calculée par HYDRUS, SIDRA 2+ et l'expression (XXXIX) (Perrochet et Musy, 1992) ;

A partir des résultats obtenus (Fig. C1. IV. 7) on constate que l'évolution temporelle de la longueur d'affleurement est différente pour les trois méthodes d'estimation. Ces différences mettent en évidence le poids des hypothèses faites par chaque modèle :

- La longueur estimée par l'expression analytique de Perrochet et Musy (1992) est inférieure à la longueur évaluée par HYDRUS 2D. Tout comme SIDRA 2+, l'expression analytique (XXXIX) est fondée sur l'hypothèse de DF (un plan de flux nul se déplace au point d'affleurement) mais aussi sur le fait que la nappe reste de forme constante dans sa partie non affleurante. C'est cette dernière hypothèse qui semble expliquer les différences des simulations observées.
- SIDRA 2+ surestime globalement la longueur d'affleurement calculée par HYDRUS 2D. Une prise en compte plus fine de la porosité de drainage (considérée constante ici) serait nécessaire mais n'a pu être réalisée dans le cadre de ce travail. La prédiction de l'évolution de la longueur d'affleurement faite par SIDRA 2+ reste néanmoins bonne en comparaison des résultats issus d'HYDRUS 2D.

On peut enfin évoquer, pour nuancer ces résultats, que la détermination de la longueur d'affleurement comporte nécessairement une certaine imprécision, et ceci d'autant plus qu'on utilise des modèles numériques dont la précision va dépendre du pas d'espace des maillages choisis. En effet, lors de l'affleurement, le toit de la nappe est quasiment tangent avec la surface du sol et la détermination de la

longueur d'affleurement est très sensible au critère « hauteur de nappe = surface du sol » choisi. Dans la pratique, on peut raisonnablement estimer que lorsque le toit de la nappe est à quelques centimètres de la surface du sol, il y a affleurement, ce qui pose la question du choix du seuil. Perrochet et Musy (1992) ont par exemple montré que pour une différence de seuil de hauteur de nappe de 1 cm, la longueur d'affleurement prédite pouvait varier de plus de 50 %. Il est donc raisonnable de conclure que c'est l'ordre de grandeur de la longueur d'affleurement qui est intéressant, quand bien même les problèmes de sensibilité de la solution peuvent avoir une importance non négligeable sur le bilan hydrique dans la mesure où on fait l'hypothèse que les volumes non infiltrés sur cette longueur sont évacués instantanément. Nous reviendrons sur ces questions dans la section III du Chapitre 4.

IV. 3. 5. Conclusions.

A l'issue de ces quelques simulations exploratoires, nous retiendrons que la gestion du processus d'affleurement dans SIDRA 2+ (déplacement d'un plan de flux nul et déformation de la nappe) peut être considérée comme une approximation acceptable, en comparaison des résultats acquis grâce au code HYDRUS 2D. Nous avons en particulier montré, sur l'exemple considéré, que dès lors qu'il y a affleurement, la nouvelle condition à la limite amont du système impose une certaine déconnexion entre le fonctionnement de la nappe et l'extension latérale totale du système. Cet effet peut être important, en particulier dans le contexte de zones de fond de vallée où les interactions entre les apports amont de versants et le fonctionnement de la nappe dans la zone à topographie plane peuvent être contrôlés par ce processus. Des travaux complémentaires plus exhaustifs seraient nécessaires pour confirmer ces premiers éléments d'analyse dont nous n'accepterons ici que le principe. Notre objectif, dans cette section, était avant tout de vérifier qu'une gestion simple des conditions d'affleurement dans un modèle fondé sur l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer n'introduisait pas de biais trop importants dans le comportement du système.

Enfin, il est utile de rappeler que nous avons considéré que l'excès d'eau ne pouvant s'infiltrer sur la partie affleurant de la nappe était immédiatement évacué du système. Un couplage avec un modèle de transfert de lame d'eau en surface du sol serait nécessaire pour rendre compte de l'éventuelle propagation d'un ruissellement et de la réinfiltration en aval d'une partie de l'eau ainsi générée. De tels couplages ont déjà été tentés dans d'autres contextes (Smith et Woolisher, 1971 ; Huggins et Burney, 1982). Nous ne les avons pas mis en œuvre dans le cadre de ce travail. Nous reviendrons au Chapitre 4 sur les conséquences du mode de gestion retenu.

V. Conclusions.

Ce chapitre nous a tout d'abord permis de définir le système sur lequel nous travaillons. Si le cadre de notre travail est les zones humides de fond de vallée, nous avons choisi de situer notre étude dans le contexte plus général du fonctionnement hydraulique des sols à nappe superficielle, éventuellement alimentée par des apports amonts de versant et drainée par un émissaire à surface libre dont le niveau d'eau peut être variable.

Nous avons rappelé les principales hypothèses traditionnellement faites pour décrire ce type de système et les principales voies de modélisation possibles. Il existe en effet différentes classes de modèles qui visent à représenter le transfert d'eau dans les sols soumis à un processus de drainage gravitaire. Ils sont élaborés à partir d'hypothèses plus ou moins restrictives et leurs niveaux de simplification portent essentiellement sur la prise en compte des flux dans la zone non-saturée et sur la direction privilégiée des écoulements dans la nappe.

Nous avons montré que les modèles de type « saturé » et fondés sur l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer (équation de Boussinesq) pouvaient être adaptés à la prise en compte de conditions aux limites particulières considérées dans les zones humides de fond de vallée. Nous avons dans ce contexte proposé une résolution analytique de l'intégration spatiale de l'équation de Boussinesq dont l'intérêt, même s'il est avant tout théorique, est de prolonger et de généraliser les travaux déjà développés dans le cadre de l'hydraulique agricole.

Enfin, nous avons présenté le modèle SIDRA 2+, fondé sur une résolution numérique de l'équation de Boussinesq et adapté à la prise en compte de conditions aux limites telles que des apports latéraux de versant, un niveau drainant aval fluctuant, le prélèvement direct par l'évapotranspiration et la possibilité de gérer des phases d'affleurement.

Nous allons à présent investiguer en détail deux types de conditions aux limites dont la prise en compte dans les modèles saturés est en général considérée comme insuffisante. Il s'agit tout d'abord des transferts horizontaux dans la zone non-saturée au dessus de la nappe qui ne participent pas à la

recharge de celle ci (Chapitre 2). Nous montrerons en particulier qu'il est possible de proposer, en régime permanent, une correction simple de ces modèles. Nous nous intéresserons ensuite au phénomène de suintement qui est ignoré par les modèles fondés sur l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer. Là encore nous montrerons qu'il est possible de proposer une correction simple dont nous évaluerons les performances (Chapitre 3).

Chapitre 2.

Etude théorique des conditions d'écoulements au-dessus d'une nappe drainée par fossé.

I. Introduction

La compréhension des mécanismes contrôlant les flux d'eau transitant dans la zone non-saturée au-dessus d'une nappe superficielle est déterminante pour évaluer l'importance relative de la part de l'eau infiltrée qui participe à la recharge de la nappe, et de là contribue à ses fluctuations dans le profil de sol. Dans le Chapitre introductif, nous avons vu en quoi le niveau du toit de la nappe est un facteur clé pour expliquer le rôle des nappes superficielles dans l'hydrologie de surface (notion de surfaces contributives p.e.). De plus, nous avons évoqué l'importance des conditions hydriques du profil de sol sur le développement de conditions redox propices à des phénomènes tels que la dénitrification : la fluctuation du toit de la nappe est, dans ce contexte, un élément important de contrôle des mécanismes biogéochimiques associés. En terme d'outils de modélisation, nous avons vu qu'il existe deux grandes familles de modèles de nappe qui se distinguent justement par la prise en compte spécifique ou non de la zone non-saturée au-dessus de la nappe. Mieux comprendre les mécanismes contrôlant les flux au-dessus de la nappe, c'est donc aussi se donner les moyens de choisir plus efficacement le type de modélisation adaptée au problème que l'on est amené à se poser.

Le présent chapitre est une contribution d'ordre théorique au problème de la quantification de la part d'eau parvenant au toit d'une nappe drainée, en régime permanent. Elle a fait l'objet d'une publication* reproduite ici *in extenso*. Nous avons de plus prolongé les résultats présentés dans cet article, en développant une approche analytique permettant de quantifier la part relative des flux non-saturés qui ne participent pas localement à la recharge de la nappe et étendu notre analyse au cas de systèmes d'extension latérale quelconque. Nous verrons enfin en terme de perspectives quelles pistes permettent d'aborder le problème du régime transitoire, sans que celui-ci fasse l'objet d'un travail exhaustif dans le cadre de ce mémoire.

* Kao C., Bouarfa S., Zimmer D., 2001. « Steady state analysis of unsaturated flow above a shallow water-table aquifer drained by ditches ». J. Hydrol. (250) 122- 123.

II. Steady state analysis of unsaturated flow above a shallow water-table aquifer drained by ditches (C. Kao, S. Bouarfa, D. Zimmer, J. of Hydrology, 2001, (250), 122-133).

Abstract

The one dimensional pressure head profile above a fixed water-table was studied for different steady infiltration rates. As shown in previous studies, when the infiltration rate (q_{in}) is less than the soil saturated hydraulic conductivity (K_s), this profile can be divided into two parts: (i) from the water-table surface (z_0) to an elevation z_γ , the pressure head varies from 0 to a value h_γ such as $K(h_\gamma) = -q_{in}$; (ii) above the elevation z_γ the pressure head is constant and equal to h_γ . Above the water-table the zone where the pressure head is variable has been called "transition zone". Its height is shown to be highly variable and to depend on soil properties as well as on the infiltration rate. This transition zone is not the "capillary fringe" as defined by Gillham (1984). Numerical experiments performed with HYDRUS-2D[®] for the case of a water-table drained by parallel ditches have shown that the height of the transition zone is similar in the one-dimensional profile and in the two-dimensional system as long as the local slope of the water-table is small. This result is important since in a two dimensional system, the transition zone is the place where all the horizontal component of the unsaturated flow occurs. The ratio of the horizontal component of the unsaturated flow versus the total horizontal flow in both the unsaturated and saturated zones has been computed. For a given soil, this ratio decreases as the infiltration rate increases; for a given infiltration rate, the soil with the thinnest transition zone transfers the largest amount of water above the water-table.

Key Words: water-table, unsaturated zone, capillary fringe, steady state, modeling.

II. 1. Introduction

Fully saturated flow models have been widely used to evaluate water-table aquifers discharge to rivers, ditches or drains (p.e. Skaggs, 1999; Beckers and Frind, 2000). As pointed out by these authors, this class of models ignores the vadose zone and infiltration of rainfall is considered homogeneous, vertical, and equal to the recharge at the water-table, i.e the horizontal unsaturated flow above the water-table is neglected. This assumption can lead to an over-estimation of the flow in the water-table aquifer and can then induce errors in the location of the water-table surface (e.g. Skaggs and Tang, 1976; Vauclin et al., 1979; Clement et al., 1996). Nevertheless, fully saturated models have demonstrated their efficiency and validity to predict water-table discharge, and in particular those based on the Dupuit-Forchheimer (DF) assumption are still very useful for a wide range of hydraulic designs (e.g. Lorre and Lesaffre, 1994; Youngs, 1990; Skaggs, 1999; Bouarfa and Zimmer, 2000).

The aim of this paper is to assess, for different types of soils and steady state infiltration rates, the horizontal unsaturated flow which does not directly replenish the water-table as recharge. We first propose to describe from the literature the general shape of the one-dimensional steady state pressure head profile above a fixed water-table. Through a numerical analysis we will then illustrate the different situations that can occur. The concept of “capillary fringe” will be discussed from these results. Numerical simulations will be carried out for the two-dimensional case of a water-table aquifer drained by a ditch, under steady infiltration rate. We will show that the one-dimensional pressure head profile is unchanged in that case, as long as the water-table slope is small. Finally, we will determine the influence of both soil type and of infiltration rate on the ratio between the horizontal component of the unsaturated flow above the water-table and the total horizontal flow in the system.

II. 2. One-dimensional steady state pressure head profile above a fixed water-table.

We first consider the case of one-dimensional steady infiltration in a vertical soil column with uniform soil properties, with a fixed depth d to the water-table. In this paper, we only consider the case of an infiltration rate (q_{in}) less than the soil saturated hydraulic conductivity (K_s). This situation corresponds to “Case A” as described by Mein and Larson (1973), for which no runoff occurs and all rainfall infiltrates. We also assume that soil air counterflows without resistance so there is no air pressure buildup between the water table and soil surface.

The shape of the pressure head profile in such a soil column has first been described by Childs (1945). This author demonstrated that for given soil properties, a fixed water-table depth and a steady infiltration rate, the pressure head profile is unique and can be divided into two parts (Fig. 1):

- from the water-table surface (z_0) to an elevation z_γ , the pressure head varies from 0 to a value h_γ ; this zone will be called “Transition Zone” in this paper;
- above the elevation z_γ the pressure head is constant and equal to h_γ , resulting in a vertical hydraulic gradient equal to unity; we define z_γ as the elevation above the fixed water-table where the pressure head $h(z_\gamma) = 0.99 \cdot h_\gamma$

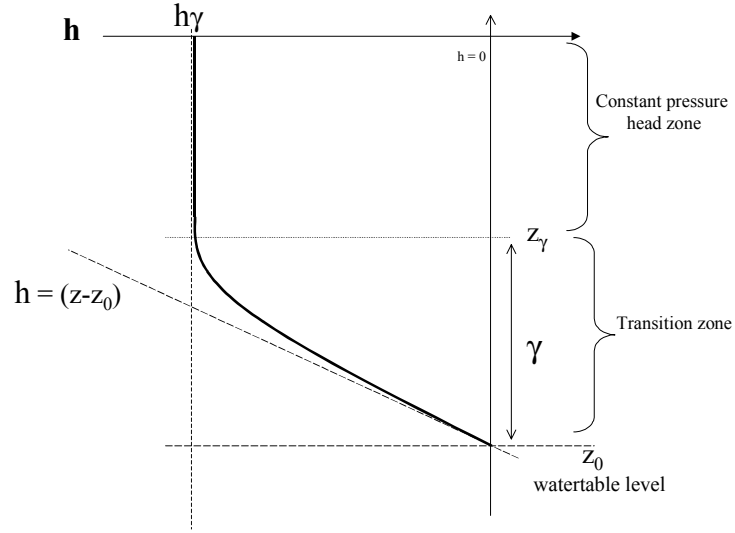


Fig. 1 : Vertical pressure head profile above a constant water-table, for a steady infiltration rate.

Some authors (e.g. Youngs, 1957; Braester, 1973; Raats and Gardner, 1974; Ross and Parlange, 1994; Hinz, 1998) have confirmed this analysis by referring to the particular asymptotic behavior of the Darcy's equation in steady state and for a vertical flow:

$$-\frac{\partial h}{\partial z} = \frac{q_{in}}{K(h)} + 1 \quad (1)$$

with : h , water pressure head (< 0 , [L]);

z , elevation [L];

q_{in} (< 0) vertical infiltration flux [L.T⁻¹];

$K(h)$, unsaturated hydraulic conductivity [L.T⁻¹].

One can easily verify from Eq. (1) that particular solutions can be found:

- For $z > z_\gamma$ $-\frac{\partial h}{\partial z} = 0$ for $h(z) = \text{constant} = h_\gamma$ such that $K(h_\gamma) = -q_{in}$.
- For $z = z_0$ (water-table level), $K(h)$ is equal to K_s . In that case, Eq. (1) may be written :

$$-\frac{\partial h}{\partial z} = \frac{q_{in}}{K_s} + 1$$

- if $(-q_{in} / K_s) \ll 1$, then $-\frac{\partial h}{\partial z} \approx +1$ and the pressure head profile $h(z)$ is close to the hydrostatic equilibrium $h(z-z_0) = -(z-z_0)$.
- if the ratio $(-q_{in} / K_s)$ is close to 1, the slope of $h(z)$ for $z = z_0$ is close to 0, i.e the vertical pressure head distribution is closer to the line $h(z-z_0) = 0$.

In general, the pressure head profile is determined by integrating Eq. (1) following z :

$$z - z_0 = - \int_0^h \left(1 + \frac{1}{K_{rel}(h)} \cdot \frac{q_{in}}{K_s} \right)^{-1} dh \quad (2)$$

with: $K_{rel}(h) = K(h) / K_s$: relative hydraulic conductivity [-];

z_0 : position of the water-table surface [L]

As suggested by Childs (1945), the shape of the pressure head profile (Fig. 1) is determined by the particular behavior of the generalized Darcy's equation in steady state (Eqs. (1) and (2)). This shape is unique and the existence of the "transition zone" previously defined is clearly identified.

For a given soil, the value of h_γ is completely defined by the $K(h)$ relationship, such that $K(h_\gamma) = -q_{in}$, but the height γ depends on the form of the function $K_{rel}(h)$ between 0 and h_γ . The distance $(z_\gamma - z_0)$ i.e. the height γ of the transition zone, where the pressure head is variable, needs to be computed from Eq. (2).

For a given infiltration rate, the height γ potentially varies from a minimum of h_γ if $K_{rel}(h)$ is close to 1 in the pressure range $[0, h_\gamma]$ (in that case the pressure head profile is close to the hydrostatic profile in the "transition zone"), to very large values if $K_{rel}(h)$ decreases rapidly with h for $h < 0$.

This analysis was only suggested by Raats and Gardner (1974) but, to our knowledge, no specific numerical study of Eq. (2) has been made in order to quantify the variability of the height of the transition zone. In Section 4, Eq. (2) will be solved numerically and the height γ will be evaluated for different soil properties and infiltration rates.

II. 3. Transition Zone and Capillary Fringe

The capillary fringe is generally defined as a tension-saturated zone above the water-table, i.e a zone where the pressure head is variable and the water content close to saturation (Gillham, 1984). The capillary fringe thickness depends on the pressure head - water content ($h(\theta)$) relationship of the soil, and is a consequence of the structural and textural properties of the porous medium. For a given soil, the vertical extent of the capillary fringe above the water-table is generally defined for hydrostatic equilibrium conditions and can be theoretically determined from the $h(\theta)$ relationship close to saturation: the height of the capillary fringe is equal to $/h_{CF}/$ such that $\theta(h) \approx \theta_s$ in the pressure range $h \in [0, h_{CF}]$, where θ_s is the saturated water content.

The transition zone previously defined is also a zone of variable pressure head above the water-table. However, unlike the capillary fringe, the vertical thickness γ of the transition zone also depends on the steady infiltration rate, and not only on the soil properties.

However, the transition zone has been identified with the capillary fringe in most of the papers dealing with the description of the pressure head profile above a fixed water-table for a steady infiltration rate (e.g. Childs, 1945 ; Youngs, 1957, Bouwer 1959, Raats and Garner, 1974). In general, this is incorrect : for a given soil and infiltration rate - which determines the value of h_γ - the vertical extent of the transition zone depends on the ratio $K_{rel}(h) = K(h) / K_s$ for h close to the value h_γ . Soils which exhibit thin capillary fringes can therefore have significant transition zones. This fact will be illustrated in section 4.

The transition zone can be identified with the capillary fringe in the particular case where the steady infiltration regime imposes a h_γ value close to the air entry pressure h_{CF} . In this case, $K(h)$ is close to K_s in the pressure range $[0, h_\gamma]$, the pressure head profile above the water-table is close to the hydrostatic profile and the height γ of the transition zone is then $/h_\gamma/ \approx /h_{CF}/$.

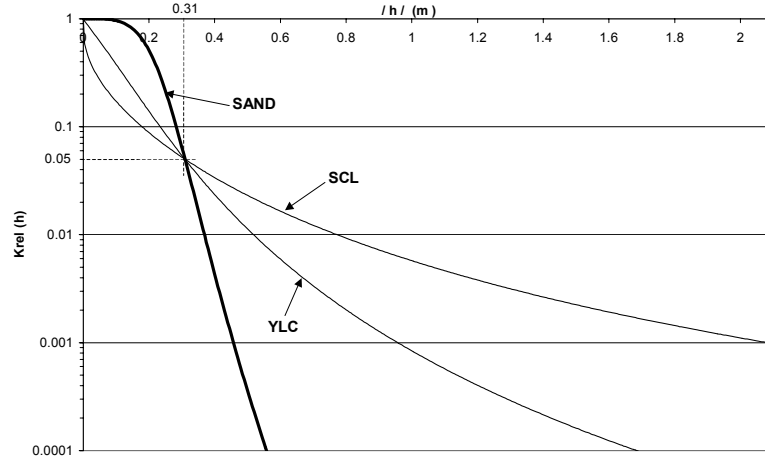
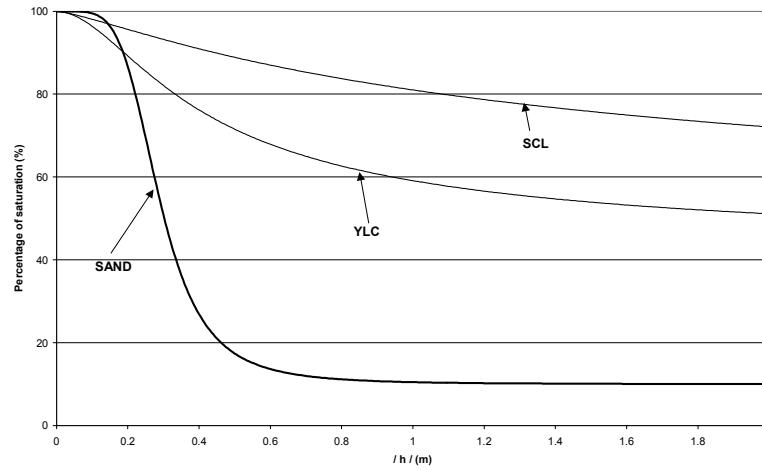
II. 4. Numerical study of vertical steady infiltration above a fixed water-table

In order to evaluate the influence of soil properties on $\mathcal{J}$, three soils and five steady infiltration rates were selected as input to Eq. (2). The three soils have been selected in order to represent classical soil types : a "Silty Clay Loam"(SCL), a "Yolo Light Clay" (YLC) and a "Sandy Soil" (SAND).

Table 1: Soil parameters. K_s : saturated hydraulic conductivity ; θ_s : saturated water-content; θ_r :residual water-content; α and n : Mualem–Van Genuchten (Van Genuchten, 1980) soil parameters.

Soils	K_s (m/h)	α (m ⁻¹)	n (-)	θ_s (-)	θ_r (-)
Silty Clay Loam (SCL)	0.0026	1.9	1.31	0.41	0.10
Yolo Light Clay (YLC)	0.018	3.6	1.9	0.55	0.23
Sandy Soil (SAND)	0.1	3.7	5.0	0.50	0.05

Soil parameters (Table 1, Fig 2a and 2b) were adapted from the UNSODA database developed by the U.S. Salinity Laboratory and incorporated in HYDRUS-2D[®] model (Simunek et al., 1996), and the GRIZZLY database developed at the French LTHER Laboratory (Haverkamp et al., 1997). The soil parameters of YLC and SAND have been slightly modified so that the $K_{rel}(h)$ curves have an intersection point for $h = 0.31$ m, $K_{rel}(h) = 0.05$ (Fig. 2a). This does not modify the shapes of these relationships. SAND exhibits a thicker capillary fringe than YLC and SCL (Fig. 2b), although these last two soils have a finer texture. This apparent paradox can be explained by the fact that soil parameters of YLC and SCL have been adapted from a database representing average soil characteristics (Simunek et al., 1996; Romano et al., 1999). However, this does not interfere with our objective which is to compare different soil properties.


 Fig. 2a : K_{rel} as a function of h for SCL, YLC and SAND soils

 Fig. 2b : Percentage of saturation as a function of h for SCL, YLC and SAND soils

Different steady infiltration rates ($/q_{in} // K_s$) have been applied to the three soils (Table 2). Eq. (2) was solved numerically by Newton's method and the integration was made by the trapezoidal rule.

The computed values of h_γ for which $K_{rel}(h_\gamma) = /q_{in} // K_s$ and the corresponding values of γ are reported in Table 2.

Results illustrate the variability of γ , depending on the soil properties and on the infiltration rate. For the particular case $/q_{in} // K_s = 0.05$, the predicted h_γ is similar (-0.31 m) for the three soils but γ is significantly different (1.09 m, 0.71 m and 0.42 m for SCL, YLC and SAND, respectively). This difference

is related to the difference of slope in the $K_{rel}(h)$ relationships (Fig. 2a) at a pressure head close to $h_\gamma = -0.31$ m. Computed pressure head profiles for $/q_{in} // K_s = 0.05$ are plotted in Fig. 3.

Table 2: Computed values of h_γ (m) and γ (m) for the three soils , and for different infiltration rates $/q_{in} // K_s$.

$/q_{in} // K_s$	0.001		0.05		0.1		0.5		0.9	
	h_γ	γ	h_γ	γ	h_γ	γ	h_γ	γ	h_γ	γ
SCL	-2.08	4.67	-0.31	1.09	-0.18	0.77	-0.01	0.17	-0.006	0.005
YLC	-0.96	1.64	-0.31	0.71	-0.23	0.57	-0.07	0.52	-0.01	0.48
SAND	-0.46	0.53	-0.31	0.42	-0.28	0.41	-0.20	0.61	-0.126	2.09

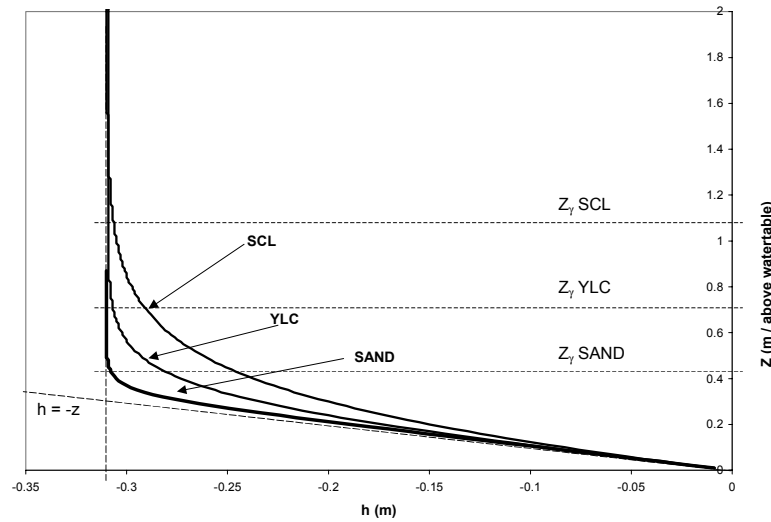


Fig. 3: Pressure head profiles for SCL, YLC and SAND, with $/q_{in} // K_s = 0.05$.
For a given soil, z_γ represents the height where $h(z_\gamma) = 0.99.h_\gamma$

More generally, this numerical analysis shows that, for a given soil, the thickness of the transition zone depends on the infiltration rate. The height γ always decreases when the steady infiltration rate increases, for SCL and YLC soils. For the SAND soil, however, γ decreases for $/q_{in} // K_s < 0.1$ and then increases for higher infiltration rates. This is consistent with the fact that for a high infiltration rate (i.e. $/q_{in} // K_s$ close to 1), the value h_γ is closer to 0 for the SCL and YLC soils than for the SAND soil. For low infiltration rates, the transition zone can be of a great extent ($\gamma = 4.7$ m for the SCL soil at

$/q_{in} // K_s = 0.001$). Finally, for a given infiltration rate, the vertical extent of the transition zone depends only on the variation of $K_{rel}(h)$ close to h_γ , which is specific for each soil type.

II. 5. Two-dimensional steady pressure head profiles and fluxes above a water-table drained by a ditch.

We consider the case of a shallow water-table aquifer drained by a series of parallel lateral ditches, under a steady infiltration rate ($/q_{in} //$). The ditches are assumed to rest on an impervious layer (Fig. 4). The system is two-dimensional and the soil is assumed homogeneous and isotropic. Such simplifying assumptions have been classically used in comparable theoretical studies (p.e. Clement et al., 1994 and 1996; Romano et al., 1999).

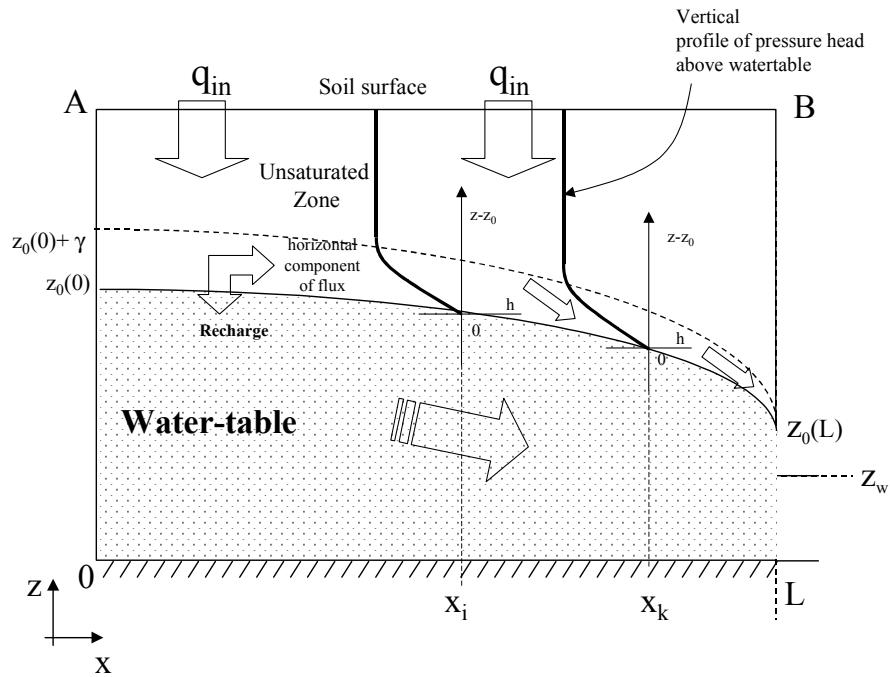


Fig. 4: Water-table aquifer drained by a ditch, in steady state. $q_{in} (< 0, [L.T^{-1}])$ is the steady infiltration rate; $z_w [L]$ is the water depth in the ditch; $z_0(x_i)$ is the water-table elevation at the distance x_i on the horizontal axis.

In steady conditions, the water-table shape is elliptic (e.g. Youngs, 1990). For given soil properties, the water-table elevation depends on the ditch spacing and on the horizontal recharge distribution, i.e the part of total infiltrated flow reaching the water-table surface. Several authors (e.g. Vauclin et al. 1979,

Clement et al., 1996, Romano et al., 1999) pointed out that a significant part of the infiltration flows horizontally in what is generally assumed to be the capillary fringe.

The part of infiltrated water, which participates in the horizontal unsaturated flow above the water-table depends on the total hydraulic head distribution in the unsaturated zone. This distribution closely depends both on the drainage capacity of the system and on the soil hydraulic properties close to saturation.

Numerical experiments have been made to quantify the part of the horizontal unsaturated flow which takes place above the water-table in an aquifer drained by an empty ditch. Soil types were similar to those used in section 4 for the one-dimensional case. Three infiltration rates ($q_{in} / K_s = 0.001, 0.05$ and 0.1) were tested.

II. 5. 1. Numerical procedure

Numerical experiments have been carried out using the numerical code HYDRUS-2D[®], the Windows[®] version of SWMS-2D (Simunek et al, 1996). It is a two-dimensional transient variably saturated flow model solving the Richards equation with the finite element method. The geometry described in Fig. 4 was used with the following boundary conditions:

1. For $x = 0$, and $0 < z < A$: no horizontal flux.
2. For $z = \text{soil surface (AB)}$, and $0 < x < L$, prescribed steady infiltration flux = $q_{in} (< 0)$.
3. For $z = 0$, and $0 < x < L$, no vertical flux.
4. For $x = L$, and $0 < z < z_0(L)$, seepage face (with an empty ditch, $z_w = 0$) i.e $h(z) = 0$.
5. For $x = L$, and $z_0(L) < z < B$, no horizontal flux.

The lateral length L of the system is 10 m. The height (OA) of the system was chosen in order that a complete vertical pressure head profile above the water-table (transition zone and constant pressure zone) could be calculated. The domain was described using a grid with $\Delta z = 0.05$ m, $\Delta x = 0.1$ m, with a local refinement in the last meter close to the seepage face ($\Delta x = 0.01$ m).

II. 5. 2. Simulation Results

II. 5. 2. 1. Pressure head profiles above the water-table.

We have compared computed pressure head profiles above the water-table for the distances $x = 0$, $x = 5$, $x = 7$ and $x = 9.5$ m, for each soil type and for each infiltration rate. An example of the computed profile is shown on Fig. 5 for the “Silty Clay Loam” soil and with $q_{in} / K_s = 0.05$.

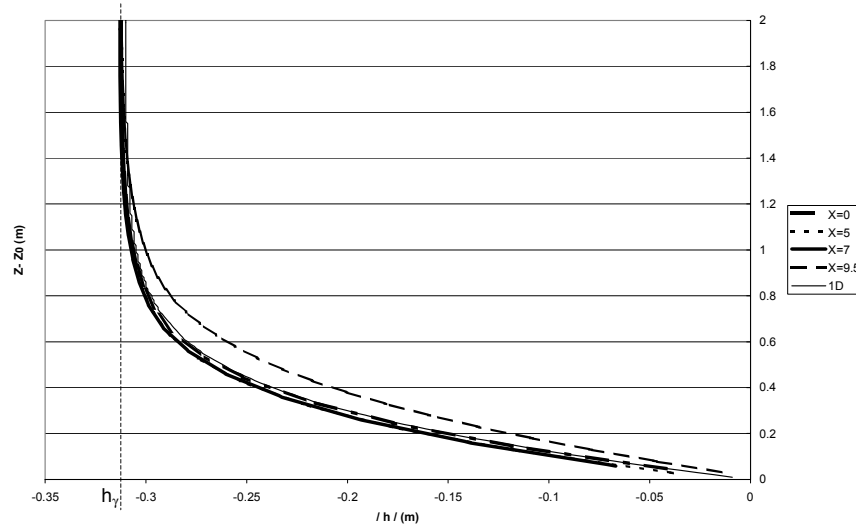


Fig. 5 : Pressure head profiles above the water-table surface ($z_0(x_i)$) for different distances x_i , computed with HYDRUS-2D®. The soil type is “Silty Clay Loam” and $q_{in} / K_s = 0.05$. “1D” profile is the computed solution of Eq. (2).

Vertical pressure head profiles above the drained water-table calculated with the two-dimensional model are very similar to the profile calculated in the one-dimensional approach detailed in Section 2 (1D profile in Fig. 5), as long as the slope of the water-table is small. This result is in agreement with the analysis of Raats and Gardner (1974). Nevertheless, close to the seepage face ($x \geq 9.5$), the pressure head profile is slightly different because of a greater water-table local slope, but the asymptotic value h_γ remains unchanged. The value $\mathcal{Y}(x)$ of the vertical extension of the transition zone above the water-table is thus constant, except close to the downstream seepage face.

At the system scale, this implies that horizontal unsaturated flow above the water-table can only occur in the transition zone. Indeed, in this zone, the horizontal hydraulic gradient is not zero (variable pressure zone) and is directly determined by the local water-table slope. On the contrary, above the

transition zone, the pressure head is homogeneous and the unsaturated flow is strictly vertical with a horizontal hydraulic gradient equal to 0.

II. 5. 2. 2. Soil type and infiltration rate influence on horizontal unsaturated flow.

For the three studied steady infiltration rates ($q_{in}/K_s = 0.001, 0.05$ and 0.1), for the three soil types (SAND, YLC and SCL), and for each distance x_i of the system, the ratio of the unsaturated horizontal flow above the water-table to the total horizontal flow in the saturated and unsaturated zone (q_{in}/x_i) has been evaluated from the simulations with HYDRUS-2D[®].

For a vertical section at a given distance x_i , the total horizontal unsaturated flow $Q_{US}(x_i)$ above the water-table is :

$$Q_{US}(x_i) = \int_{z_0}^{z_{ss}} K(h) \cdot \frac{\partial \varphi(x, z)}{\partial x} \cdot dz \quad (3)$$

with : z_0 = water-table elevation

z_{ss} = soil surface elevation

$\varphi = h + z$ = total hydraulic head

For a given x_i , the total flow, $Q_T(x_i)$, through a vertical section is :

$$Q_T(x_i) = \int_0^{z_{ss}} K(h) \cdot \frac{\partial \varphi(x, z)}{\partial x} \cdot dz = |q_{in}| \cdot x_i$$

The ratio (%) of unsaturated horizontal flow above the water-table, for a given distance, is then :

$R_{US}(x_i) = \frac{Q_{US}(x_i)}{Q_T(x_i)} * 100$. Computed values of this ratio for selected distances are presented in Table 3.

Table 3 : Water-table elevation ($H(x_i)$ in m) and ratio ($R_{us}(x_i)$ in %) of unsaturated horizontal flow above the water-table versus total horizontal flow for different infiltration rates and soil types and at different distances x_i .

		/ q _{in} / (m/h)	Water-table elevation (m)							Rus (xi) in %					
			H(xi =0)	H(xi=1)	H(xi =3)	H(xi=5)	H(xi =7)	H(xi=9)	H(xi=10)	xi=1 m	xi=3 m	xi=5 m	xi=7 m	xi=9 m	xi=10 m
- q _{in} / K _s = 0.1	SAND	1.0 E-2	3.11	3.1	2.97	2.7	2.25	1.46	0.8	6.20%	6.50%	7.00%	8.30%	11.80%	0.00%
	YLC	1.8 E-3	3.2	3.19	3.07	2.8	2.34	1.56	0.82	2.90%	2.90%	3.30%	3.90%	6.00%	0.00%
	SCL	2.6 E-4	3.25	3.23	3.11	2.84	2.39	1.6	0.83	1.50%	1.50%	1.60%	1.80%	3.00%	0.00%
- q _{in} / K _s = 0.05	SAND	5.0 E-3	2.12	2.11	2.02	1.83	1.51	0.94	0.4	8.90%	9.20%	10.10%	12.50%	17.50%	0.00%
	YLC	9.0 E-4	2.2	2.18	2.1	1.9	1.57	0.98	0.4	4.00%	4.20%	5.00%	6.50%	10.80%	0.00%
	SCL	1.3 E-4	2.25	2.24	2.15	0.96	1.63	1.03	0.4	2.20%	2.50%	2.80%	3.50%	5.60%	0.00%
- q _{in} /K _s = 0.001	SAND	1.0 E-4	0.18	0.17	0.16	0.14	0.1	0.05	0	54.20%	55.80%	59.40%	66.50%	81.50%	0.00%
	YLC	1.8 E-5	0.23	0.23	0.22	0.19	0.14	0.07	0	31.50%	32.00%	36.10%	42.40%	58.90%	0.00%
	SCL	2.6 E-6	0.26	0.26	0.25	0.22	0.17	0.1	0	19.70%	22.20%	23.30%	28.40%	45.40%	0.00%

In all cases, a significant part of the total flow occurs above the water-table e.g. for $q_{in} / K_s = 0.05$ (Fig. 6), from 9 to 22 % for SAND, from 4 to 14 % for YLC and from 3 to 7 % for SCL. This confirms that the occurrence of horizontal unsaturated flow is not limited to soils exhibiting a thick capillary fringe.

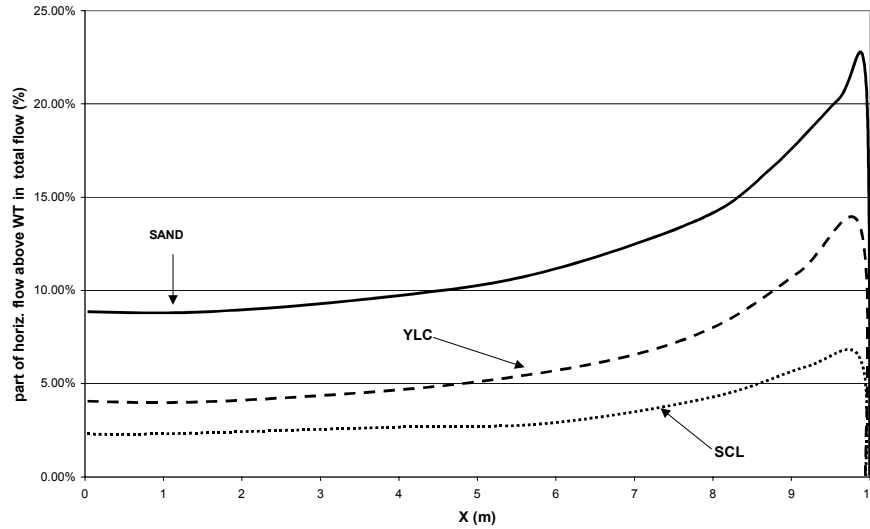


Fig. 6 : Horizontal distribution of the ratio of horizontal unsaturated flow above the water-table to the total horizontal flow. Infiltration rate is $q_{in} / K_s = 0.05$.

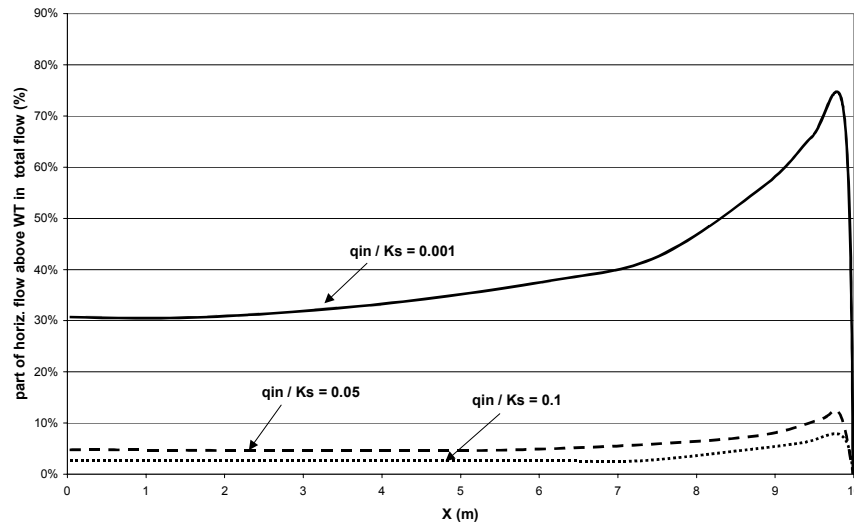


Fig. 7 : Horizontal distribution of the ratio of horizontal unsaturated flow above the water-table to the total horizontal flow. Infiltration rates are 0.001, 0.05 and 0.1[-]. Soil type is YLC.

The ratio $R_{US}(x_i)$ increases in the direction of flow: there is a cumulative effect through the system linked with the fact that the water-table slope increases. As discussed above, the slope of the water-table controls the horizontal gradients in the transition zone and generates horizontal unsaturated flow.

For all the simulations, $R_{US}(x_i)$ sharply decreases in the vicinity of the downstream seepage face. This effect is very local and is due to the fact that water has to reach the water-table in order to flow out (no flow boundary condition above the water-table for $x = L$, and $z_0(L) < z < B$, see section 5.1).

For a given infiltration rate, the soil with the thinnest transition zone (SAND) has the highest rate of total horizontal unsaturated flow above the water-table. This suggests that the vertical distribution of horizontal flow in the transition zone is not homogeneous (see Sub-Section 5.2.3), and that a thin transition zone is more “efficient” than a thick one to transfer water above the water-table (for a given infiltration rate).

Finally, for a given soil type and for a given x_i , the ratio $R_{US}(x_i)$ greatly increases when the infiltration rate decreases. As illustrated in Fig. 7 for the YLC soil, for the case $q_{in}/K_s = 0.001$, the major portion of the total flow occurs above the water-table, in the transition zone. Unlike what is observed for the different soil types, the proportion R_{US} of horizontal unsaturated flow above the water-table to the total horizontal flow is in this case higher when the thickness of the transition zone is larger.

II. 5. 2. 3. Vertical distribution of horizontal unsaturated flow above the water-table

We have previously shown that the transition zone as defined in Section 2 is a zone of variable pressure head where horizontal unsaturated flow can *potentially* occur because of the existence of horizontal hydraulic gradients controlled by the water-table slope. In sub-section 5.2.2, we have shown that for a given infiltration rate, the soil with the smallest transition zone vertical extent (SAND) is the most efficient to transfer water above the water-table. Finally, we have also pointed out that for a given soil, the lower the infiltration rate, the thicker the transition zone, and the larger the horizontal unsaturated flow.

These results suggest that the vertical distribution of this horizontal unsaturated flow at a given abscissa x_i is not homogeneous. Actually, the major part of the horizontal unsaturated flux should be located near the water-table, where $K(h)$ is close to K_s .

From the simulations performed with HYDRUS-2D[®], we have determined the vertical distribution of the cumulative proportion of the horizontal component of the unsaturated flow

$\left(\int_{z_0}^z q(x_i, z) = \int_{z_0}^z K(h) \cdot \frac{\partial \phi(x, z)}{\partial x} \cdot dz \right)$ as a ratio to the total horizontal unsaturated flow ($Q_{US}(x_i)$, see Eq. (3))

above the water-table. We have evaluated this distribution for different distances and for the previously defined soil types and infiltration rates. An example of results for the YLC soil is shown in Fig. 8.

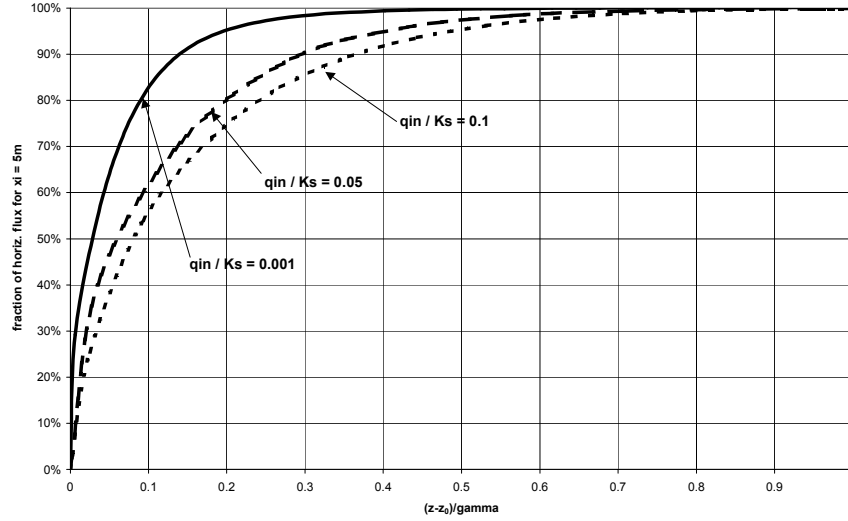


Fig. 8 : Vertical distribution of the cumulative part of horizontal unsaturated flow above the water-table, for $x_i = 5$ m. The horizontal axis is the relative elevation in the transition zone (height γ). z_0 is the water-table elevation. Soil type is YLC.

Results are similar for the three soils, and again confirm that, at a given abscissa x_i , horizontal unsaturated flow only occurs in the transition zone. One can also verify that the vertical distribution of the horizontal unsaturated flow is heterogeneous. As previously reported by Raats and Gardner (1974, pp 356-357): “The flow above the water-table increased with a decreasing rate as the thickness of the region was increased”. Actually, their so-called “region” is strictly the transition zone as we defined it. In all computed cases, the major part of the horizontal unsaturated flow is concentrated in a fraction of the transition zone. For the case presented in Fig. 8, 90 % of the horizontal unsaturated flow occurs in less than 40 % of the transition zone thickness.

For a given soil, the vertical heterogeneity of the horizontal flow is determined by the shape of the $K(h)$ relationship in the pressure range $[0, h_\gamma]$. This pressure range is specific of the soil type but also strongly depends on the infiltration rate (see Section 2). This implies that the vertical distribution of horizontal flow varies with the infiltration rate and that, for a given soil, the thickness of the zone where horizontal unsaturated flow occurs is not unique.

II.6. Conclusions

The analysis of the one-dimensional pressure head profile presented in Section 2 and numerically confirmed in Section 4, indicates that for a given steady infiltration rate q_{in} and a fixed water-table level, there is a transition zone above the water-table where the pressure head is variable in the range $[0, h_g]$ such that $K(h_g) = -q_{in}$. Above this transition zone, the pressure head is constant $h(z) = h_g$. The thickness of the transition zone is variable and, for a given soil, only depends on the infiltration rate.

For a drained two dimensional system, the transition zone is the only zone where horizontal unsaturated flow can occur because of the existence of horizontal hydraulic gradients controlled by the water-table slope.

Numerical experiments have shown that, for a given infiltration rate, the soil with the thinnest transition zone transfers the largest amount of water above the water-table. This result can be explained by the heterogeneity of the vertical distribution of the horizontal unsaturated flow in the transition zone above the water-table linked to the $K(h)$ relationship in the pressure range $[0, h_g]$. We have also shown that, for a given soil, the proportion of unsaturated horizontal flow above the water-table decreases when the infiltration rate or the recharge intensity increases.

These results can be useful to evaluate the error made in using fully saturated models that generally consider water-table recharge as homogeneous and equal to the net rainfall infiltration. In particular, we clearly showed that this error (i.e the proportion of horizontal unsaturated flow above the water-table) depends on soil properties but also on the infiltration rate. For a system with a large horizontal extent (i.e the slope of the water-table is small) and for high steady infiltration rates $|q_{in}|/K_s > 0.1$, one can assume that the discrepancy between rainfall infiltration and water-table recharge is negligible.

Further work should be carried out to extend this analysis to transient infiltration cases and to evaluate the evolution of the transition zone in such conditions.

Acknowledgments

The authors wish to thank Pr G. de Marsily, Pr. R. W Skaggs and Dr. P. Ackerer for their comments on the manuscript. Authors also thank reviewers for their important contribution to the improvement of the manuscript. This research was partly supported by grants from the Ile-de-France Regional Council and the French Ministry of Agriculture (DERF).

References

Les références bibliographiques de cet article sont regroupées au sein de la bibliographie générale du mémoire.

III. Evaluation de la part du flux horizontal dans la zone non-saturée dans l'écoulement total : approche analytique.

Dans l'article présenté dans la section précédente, nous avons mis en évidence que, dans le cas d'une nappe drainée, les profils verticaux de pression au-dessus du toit de la nappe sont identiques aux profils déterminés dans le cas d'écoulement strictement vertical, et ce sur la quasi-totalité du système. Ce n'est qu'à proximité du fossé que les profils de pression sont modifiés, mais dans des proportions faibles. Nous en avons conclu que le flux horizontal dans la zone non-saturée ne pouvait être généré que dans la « zone de transition », et que dans cette zone le gradient hydraulique horizontal était contrôlé par la pente locale de la nappe et la distribution verticale des pressions (Cf. Fig. C2. III. 1).

III. 1. Etablissement d'une expression analytique du ratio $R_{us}(x)$.

A partir de cette analyse, une quantification de la partition des flux au-dessus de la nappe peut être proposée, en écrivant pour une abscisse x_i donnée la composante horizontale Q_{us} du flux transitant dans la zone non-saturée au dessus de la nappe :

$$Q_{us}(x_i) = \int_{z_0}^{z_0+\gamma} K(h) \cdot \frac{\partial \varphi}{\partial x} dz \quad (5^*)$$

avec $\varphi = h + z =$ charge hydraulique totale [L]

Pour un z donné, on a :

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{h(x+dx, z) - h(x, z)}{dx} \quad (6)$$

Considérant la différence de niveau du toit de la nappe entre x et $x + dx$, on a : $z_0(x+dx) = z_0(x) - dz_0$.

* Dans un souci de continuité, la numérotation des équations des sections suivantes de Chapitre poursuit celle de l'article présenté.

En faisant l'hypothèse que le profil vertical de pression se conserve selon x (Cf Fig. C2. III. 1), on a donc :

$$h(x+dx, z) = h(x, z+dz_0) \quad (7)$$

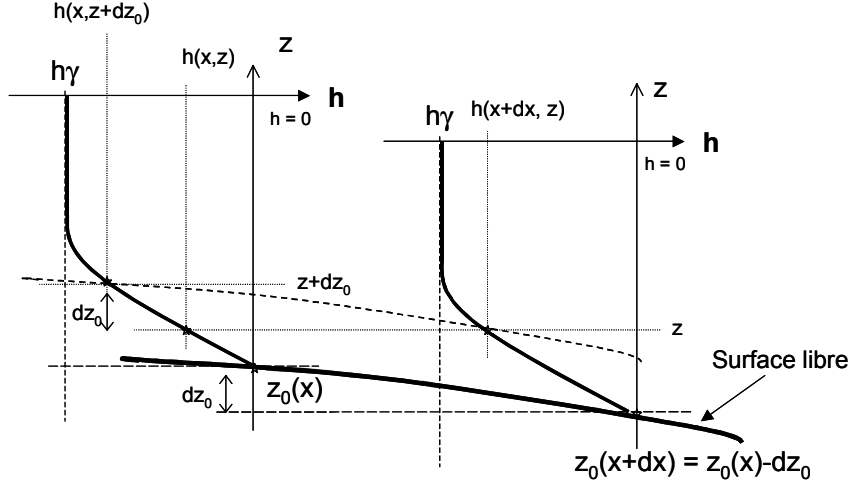


Figure C2. III. 1 : profils verticaux de pressions ($h(z)$) au dessus de la nappe, pour deux positions $z_0(x)$ et $z_0(x+dx)$ du toit de la nappe.

Alors, le gradient horizontal de charge se réduit à :

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{h(x, z+dz_0) - h(x, z)}{dx} \quad (8)$$

En introduisant l'expression de la pente locale de la nappe :

$$i(x) = \frac{dz_0}{dx} \quad (9)$$

Et en écrivant que :

$$dh = \frac{\partial h}{\partial x} dx + \frac{\partial h}{\partial z} dz = 0 \quad \text{si :} \quad dz = i(x).dx$$

Il vient donc :

$$-\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial z} . i(x) \quad (10)$$

Finalement, l'expression de la composante horizontale du flux dans la zone non-saturée au dessus de la nappe peut s'écrire :

$$Q_{us}(x_i) = \int_{z_0}^{z_0+\gamma} K(h).i(x). \frac{\partial h}{\partial z} . dz \quad (11)$$

Or, la composante verticale de la loi de Darcy généralisée s'écrit :

$$-\frac{\partial h}{\partial z} = \frac{q_{in}}{K(h)} + 1 \quad (1)$$

Ainsi, en introduisant cette équation dans l'expression de $Q_{us}(x_i)$, on peut écrire :

$$Q_{us}(x_i) = -i(x_i) \left(\gamma \cdot q_{in} + \int_{z_0}^{z_0+\gamma} K(h_{(z)}) \cdot dz \right) \quad (12)$$

Le ratio, $R_{us}(x_i)$, entre la composante horizontale du flux dans la zone non-saturée au dessus du toit de la nappe (d'altitude z_0) et le flux total transitant dans le système entre $x = 0$ et $x = x_i$ peut donc s'écrire :

$$R_{us}(x_i) = \frac{Q_{us}(x_i)}{Q_{Total}(x_i)} = \frac{Q_{us}(x_i)}{|q_{in}| \cdot x_i} = -\frac{i(x_i)}{x_i} \cdot \left(\frac{\int_{z_0}^{z_0+\gamma} K(h) \cdot dz}{|q_{in}|} - \gamma \right) \quad (13)$$

Cette relation est intéressante car elle permet de calculer analytiquement la part d'eau ne participant pas à la recharge de la nappe, et elle montre que cette grandeur dépend de deux groupes de variables et de paramètres :

- Le ratio $-\frac{i(x_i)}{x_i}$ ([L⁻¹]) entre la pente locale de la nappe et l'abscisse, qui est déterminé par la forme de la nappe et donc, en régime permanent, par les propriétés géométriques du système drainant.

- Le terme $\Gamma = \left(\frac{\int_{z_0}^{z_0+\gamma} K(h) \cdot dz}{|q_{in}|} - \gamma \right)$ ([L]) qui, pour un sol et un régime d'infiltration donnés, est une constante. Le terme intégral sur $K(h)$ et γ peuvent être facilement évalués à partir du profil vertical de pression au-dessus de la nappe déterminé dans le cas d'un écoulement monodimensionnel (Tableau C2. III. a).

Tableau C2. III. a : valeurs de la constante Γ (m), pour différents régimes d'infiltration et types de sols.

	$/q_{in} // K$		
	0.001	0.05	0.1
Silty Clay Loam (SCL)	61.13	1.04	0.353
Yolo Light Clay (YLC)	94.56	1.95	0.917
Sandy Soil (SAND)	194.07	4.04	1.9

Les valeurs prises par la constante Γ sont très variables, en particulier pour un sol donné, selon le régime d'infiltration considéré. Plus le régime d'infiltration est faible, plus la constante Γ est grande. Ceci est à mettre en relation avec l'évolution du rapport entre le terme intégral et le flux infiltré : pour des flux q_{in} faibles, la valeur absolue de la pression limite h_γ est grande ainsi que la hauteur γ de la zone de transition (Tableau 2 de l'article) et donc le terme intégral est grand.

Si le terme Γ est relativement variable pour un régime d'infiltration donné, le terme $-\frac{i(x_i)}{x_i}$ est en revanche comparable pour les différents types de sols étudiés. Nous avons en effet comparé les valeurs prises par le terme $-\frac{i(x_i)}{x_i}$ calculées à partir de la position de la surface libre de la nappe évaluée par HYDRUS 2D pour les cas traités précédemment, en comparant les trois types de sols pour un régime d'infiltration donné. La figure C2. III. 2 présente un exemple pour $q/K = 0.05$.

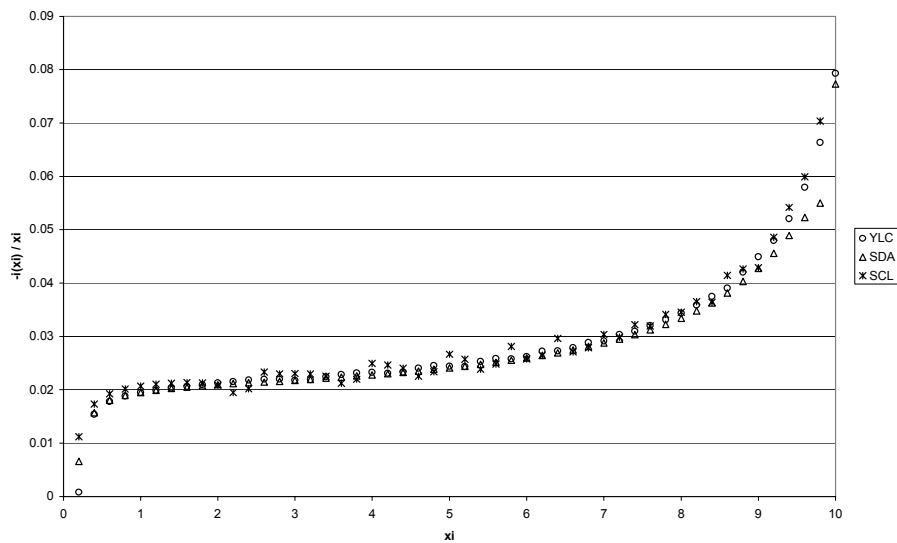


Figure C2. III. 2 : Ratio $-i(x) / x$ en fonction de x pour les trois types de sols YLC, SAND et SCL, pour $L = 10$ m, $/q_{in} // K = 0.05$.

A l'examen de la figure C2. III. 2, on constate tout d'abord que pour un x_i donné, les valeurs du ratio pour les trois types de sols sont très proches. Cela signifie que, dans les trois exemples, la forme de la nappe est quasi-identique, ce qui est cohérent avec le fait que cette forme est surtout contrôlée par le régime d'infiltration (q_{in} / K_s), égal à 0.05 pour le cas présenté, et par la taille du système ($L = 10$ m). La partition des flux entre la zone saturée et non-saturée semble donc n'interagir que peu avec la forme de la nappe.

De plus, on observe que la valeur du ratio semble tendre vers 0, pour $x = 0$. Si la pente $i(x)$ de la surface libre de la nappe est effectivement nulle en $x = 0$ (condition à la limite de flux horizontal nul et donc tangente horizontale au toit de la nappe), rien ne permet de prédire la valeur du ratio $-\frac{i(x_i)}{x_i}$ en ce point, et il n'y a aucune raison particulière pour qu'il tende vers 0. Il faut avoir à l'esprit que le calcul de ce ratio est très sensible à la précision de la détermination de la position de la surface libre (et donc au maillage), et ce d'autant que x tend vers 0 et le ratio vers une forme indéterminée.

Enfin, on vérifie que la valeur du ratio tend vers de grandes valeurs quand x tend vers $L = 10$ m : en effet la pente de la nappe augmentant rapidement lorsqu'on se rapproche du fossé drainant, le ratio $\frac{i(x_i)}{x_i}$ augmente aussi. On ne pourra donc pas rendre compte de la décroissance rapide de la fonction $R_{us}(x_i)$ proche du fossé, constatée dans la section précédente.

Nous avons utilisé la relation (13) pour estimer analytiquement la valeur des ratio $R_{us}(x_i)$ dans les cas décrits dans la section précédente et les comparer aux ratios effectivement calculés grâce aux flux issus des simulations avec HYDRUS 2D (Tableau 3 et figures 6 et 7 de l'article). Pour ce faire, nous avons procédé en deux temps : (i) en calculant le premier terme de la relation à partir de la position du toit de la nappe $H(x)$ calculée par HYDRUS 2D ; (ii) en évaluant le terme $\frac{i(x_i)}{x_i}$ à partir d'une estimation de la position du toit de la nappe par une relation simplifiée issue de l'approche de Dupuit-Forchheimer.

III. 2. Comparaison de la prédiction de $R_{us}(x_i)$ à partir de la pente de la nappe calculée par HYDRUS 2D

Nous avons dans un premier temps comparé l'évaluation du ratio $R_{us}(x_i)$ en calculant le terme $\frac{i(x_i)}{x_i}$ à partir de la position de la surface libre de la nappe donnée par les simulations réalisées par HYDRUS 2D. Un exemple de résultats est présenté sur la figure C2. III. 3.

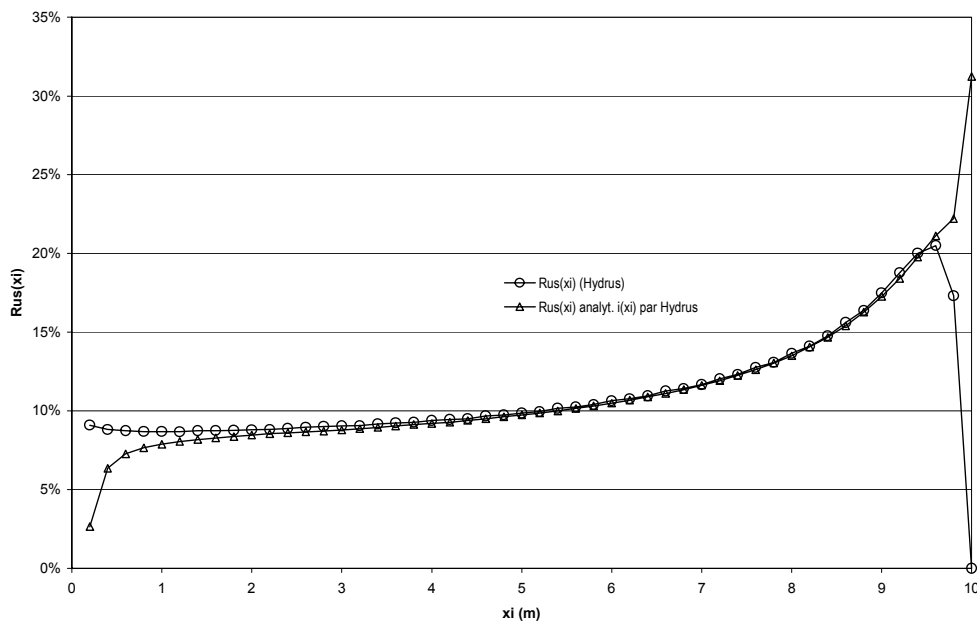


Figure C2. III. 3 : Valeurs du ratio $R_{us}(x)$ en fonction de x , calculés respectivement par HYDRUS, et par l'expression analytique avec le terme $i(x)/x$ évalué d'après la nappe calculé par HYDRUS. Cas : SAND $|q_{in}|/K_s = 0.05$.

Les résultats montrent que l'estimation est très correcte sur une grande part du système. Deux faits méritent toutefois un examen particulier.

Tout d'abord pour x_i proche de zéro, le ratio $R_{us}(x_i)$ calculé par la méthode analytique tend vers 0 alors que ce n'est semble-t-il pas le cas pour le ratio calculé directement à partir des flux évalués par HYDRUS : la raison est d'ordre numérique, le maillage utilisé lors des simulations n'étant pas assez fin et engendrant des erreurs dans l'évaluation du ratio $-\frac{i(x_i)}{x_i}$ pour x proche de zéro, ce qui se répercute dans le calcul de $R_{us}(x)$. Des simulations complémentaires nous ont permis de vérifier que le ratio $R_{us}(x=0)$ est bien constant dans le cas général.

Pour les abscisses x_i proches de $L = 10\text{m}$ (bord du fossé drainant), les ratios estimés augmentent constamment alors que le calcul issu d'HYDRUS montre un ratio qui s'annule. La raison de cette erreur est liée aux hypothèses initiales du calcul analytique, à savoir que les profils verticaux de pression au dessus de la nappe drainée sont identiques aux profils établis dans le cas monodimensionnel. Nous avons déjà vu que ce n'est pas le cas proche du niveau aval, et la relation analytique n'est donc pas valable dans ce cas.

L'estimation présentée précédemment est correcte sur la majeure partie du domaine mais elle nécessite de connaître la pente de la surface libre de la nappe. Nous l'avons estimée à partir des résultats issus d'HYDRUS, ce qui nécessite un calcul numérique complet.

On peut se poser la question de savoir s'il n'est pas possible de réaliser une estimation simple de la pente de la nappe (ne nécessitant pas l'emploi d'un code numérique) en connaissant seulement les conditions aux limites et les caractéristiques du système drainant. Nous proposons donc à présent d'estimer le terme $\frac{i(x_i)}{x_i}$ à partir de l'expression analytique de la position de la surface libre de la nappe

en régime permanent issue des équations fondées sur l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer. Ceci représente évidemment une approximation, mais nous allons évaluer dans quelle mesure elle peut raisonnablement être faite afin d'estimer le flux horizontal non-saturé.

III. 3. Comparaison de la prédiction de $R_{us}(x_i)$ à partir de la pente de la nappe calculée par l'approche de Dupuit.

Si on fait l'hypothèse simplificatrice que le flux infiltré q_{in} est identifiable à une recharge constante et homogène, la modélisation en régime permanent fondée sur l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer permet d'établir dans le cas général l'équation de la forme de nappe suivante (Cf. Chap. I., équation (XVII), avec $Q_a = 0$) :

$$W(X, H_a) = -D + \sqrt{(D+1)^2 - X^2 \cdot (1+2D)}$$

avec : $X = x / L$, abscisse réduite []

$H_a = H(0)$, hauteur de nappe amont en $x = 0$, repérée par rapport au niveau d'eau libre (H_w) dans le fossé aval (reposant sur l'imperméable dans notre cas).

$$W(X, H_a) = \frac{H(X)}{H_a}, \text{ hauteur de nappe réduite []}$$

$$D = H_w / H_a, \text{ condition aval réduite []}.$$

La hauteur de nappe à l'amont du système vaut (relation d'Hooghoudt, relation (XIV) du Chapitre 1 avec $Q_a = 0$) :

$$H_a = H(0) = -H_w + \sqrt{H_w^2 + \frac{|q_{in}|}{K} \cdot L^2} \quad (14)$$

L'équation de la position de la surface libre peut s'écrire sous la forme :

$$H(x) = -H_w + H_a \cdot \sqrt{(D+1)^2 - \frac{x^2}{L^2} \cdot (1+2D)} \quad (15)$$

Soit :

$$\frac{dH(x)}{dx} = -\frac{H_a}{L^2} \cdot \frac{x \cdot (1+2D)}{\sqrt{(D+1)^2 - \frac{x^2}{L^2} \cdot (1+2D)}} \quad (16)$$

Et donc :

$$-\frac{i(x)}{x} = \frac{H_a}{L^2} \cdot \frac{(1+2D)}{\sqrt{(D+1)^2 - \frac{x^2}{L^2} \cdot (1+2D)}} \quad (17)$$

On peut ainsi aisément évaluer le terme $-i(x)/x$ à partir de l'expression précédente pour un régime d'infiltration et un sol donnés, à partir de la seule connaissance du ratio $|q_{in}|/K$ et des paramètres K , H_w et L . Dans ce cas, l'infiltration $|q_{in}|$ à la surface du sol est, par construction, égal au terme de recharge de la nappe. D'autre part, cette expression permet de calculer le ratio $\frac{i(x_i)}{x_i}$ pour $x_i = 0$, qui

vaut : $-\frac{i(x)}{x} \Big|_{x=0} = \frac{H_a}{L^2} \cdot \frac{(1+2D)}{(D+1)}$. Cette valeur est une constante, non nulle.

Afin de pouvoir évaluer l'efficacité de cette méthode d'estimation du ratio $R_{us}(x)$ et de l'appliquer aux sols et régimes d'infiltration jusqu'à présent considérés, il faut prendre en compte le fait que, dans les simulations réalisées avec HYDRUS 2D, le fossé aval a été considéré comme vide et qu'une surface de suintement existe donc. Ceci engendre une hauteur de nappe non nulle pour $x = 10$, ce que ne peut prédire l'expression de la hauteur de nappe développée à partir des hypothèse de DF. Afin de corriger ce biais nous avons considéré dans les calculs qui suivent une hauteur d'eau libre H_w égale à la hauteur de suintement ($H(x = 10)$) calculée par HYDRUS 2D (voir Tableau 3 dans article). Nous verrons au Chapitre 3 comment on peut aussi prédire plus simplement cette hauteur de suintement.

Tableau C2. III. b : valeurs du ratio $-i(x)/x$ évaluées à partir de la position de la surface libre de la nappe calculées par le modèle fondé sur l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer. Ces valeurs sont valables quelque soit le type de sol.

$-q_{in}/K$	H_a (m)	H_w (m)	$-i(x_i)/x_i$					
			$x_i=1$ m	$x_i=3$ m	$x_i=5$ m	$x_i=7$ m	$x_i=9$ m	$x_i=9.8$ m
0.1	2.46	0.8	0.031	0.032	0.035	0.042	0.063	0.098
0.05	1.87	0.4	0.022	0.023	0.025	0.030	0.047	0.084
0.001	0.32	0.0	0.003	0.003	0.004	0.004	0.007	0.016

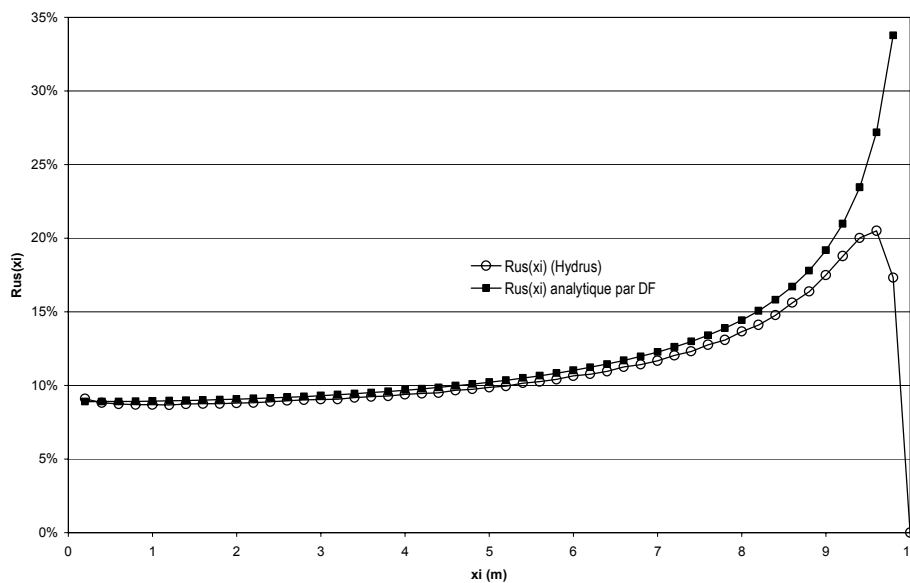


Figure C2. III. 4 : Valeurs du ratio $R_{us}(x)$ en fonction de x , calculées respectivement par HYDRUS 2D, et par l'expression analytique avec le terme $i(x)/x$ évalué d'après la nappe calculé par l'équation fondée sur l'hypothèse de DF.

Cas : SAND, $|q_{in}|/K_s = 0.05$.

On constate que l'estimation réalisée à partir d'un calcul simplifié du terme $\frac{i(x_i)}{x_i}$ grâce à la relation fondée sur l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer (Tableau C2. III. b) permet une bonne évaluation du ratio $R_{us}(x_i)$ sur la majeure partie de la nappe (Fig. C2. III. 4). Ces bons résultats sont *a priori* étonnants, dans la mesure où la solution de Dupuit surestime les hauteurs de nappe. En revanche, la forme de la nappe (et donc le terme $i(x) / x$) est correctement prédite par cette approche simplifiée. Ainsi, pour un sol donné et un régime d'infiltration permanent donné, la pente locale du toit de la nappe peut être correctement évaluée par la seule connaissance du rapport $|q_{in}| / K_s$ et de l'extension latérale du système en utilisant l'expression de Dupuit. Le ratio $R_{us}(x_i)$ est ainsi bien prédit sur la majeure partie du système.

III. 4. Conclusions

En conclusion, nous avons montré qu'en faisant l'hypothèse simplificatrice que les profils de pressions au dessus de la nappe sont identiques à ceux établis dans le cas monodimensionnel, il est possible de proposer une évaluation analytique correcte de la part des flux ne transitant pas par la nappe. Cette évaluation est valable sur la majeure partie du domaine à l'exception du voisinage du niveau aval où la pente de la nappe augmente rapidement. L'expression analytique que nous avons établie dépend de deux termes :

- Le premier terme $-\frac{i(x_i)}{x_i}$ représente le ratio entre la pente locale de la nappe et l'abscisse. Nous avons montré qu'il peut être approché par un calcul simple fondé sur la position de la surface libre évaluée par l'équation de Boussinesq en régime permanent.

- Le deuxième terme $\left(\frac{\int_{z_0}^{z_0+\gamma} K(h).dz}{|q_{in}|} - \gamma \right)$ peut être évalué à partir du profil vertical de pressions

dans le cas monodimensionnel et calculé par des méthodes numériques d'intégration simples. La connaissance de la fonction $K(h)$ est néanmoins nécessaire.

Ces résultats nous permettent donc d'envisager - en régime permanent - une correction des modèles saturés sur la base de l'établissement d'une fonction de recharge $R(x)$ de la nappe dérivée de l'analyse du régime d'infiltration et du type de sol.

IV. Influence de l'extension latérale du système

Les résultats précédents nous ont permis d'évaluer l'influence respective du régime d'infiltration et du type de sol sur la part d'eau infiltrée ne participant pas localement à la recharge de la nappe. Nous allons à présent étendre le raisonnement à des systèmes d'extension latérale quelconque et évaluer la valeur du ratio $R_{us}(x_i)$ en fonction de la taille du système. La condition en amont du système est toujours un plan de flux horizontal nul ($Q_a = 0$).

Nous avons vérifié que, pour un sol donné et un régime d'infiltration fixé, la part des flux horizontaux transitant dans la zone non-saturée dépend essentiellement de la pente locale du toit de la nappe et donc de sa forme géométrique pour les conditions aux limites considérées. Cette forme de nappe peut être quantifiée par la fonction adimensionnelle $W(X) = H(X) / H(0)$ avec $H(0)$ hauteur de nappe en $X = 0$ et $X = x / L$ (McCarthy et Skaggs, 1991). Pour un jeu de conditions aux limites données, cette forme de nappe est fixée et elle est quasi-elliptique dans notre cas (régime permanent).

Pour un type de sol, un régime d'infiltration et une abscisse réduite $X = x / L$ donnés, on peut donc admettre que la valeur de la composante horizontale du flux dans la zone non-saturée ($Q_{us}(X_i)$) doit être égale dans des systèmes d'extension latérale différente. Nous avons vérifié cette première hypothèse en comparant les résultats issus des simulations réalisées avec HYDRUS 2D précédemment détaillées dans le cas $L = 10$ m avec des simulations réalisées pour les mêmes types de sols et de régime d'infiltration mais pour des systèmes d'extension latérale $L = 50$ m. Un exemple de résultat est présenté sur la figure C2. IV. 1 (sol SAND, $q / K = 0.05$).

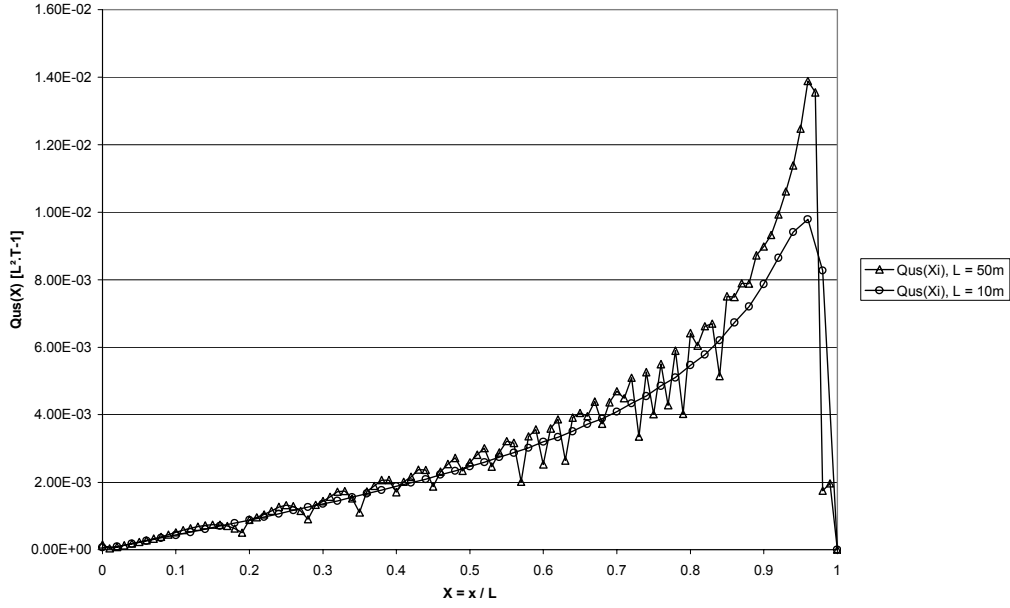


Figure C2. IV. 1 : Valeurs du flux horizontal non-saturé (calculé par HYDRUS 2D) $Q_{us}(X)$ en fonction de $X = x / L$ pour le sol SAND, $|q_{in}| / K_s = 0.05$, $L = 10$ m et $L = 50$ m.

Les simulations réalisées ont permis de vérifier que sur la majeure partie du domaine ($0 < X < 0.9$) on a bien des flux quasi-identiques pour un X_i donné. Les oscillations observées sur la relation $Q_{us}(X)$ pour $L = 50$ m sont dues à une densité de maillage limitante qui introduit une imprécision dans la détermination de la surface libre de la nappe et donc dans le calcul du ratio des flux. Malgré ce problème lié à un nombre de nœuds limités dans HYDRUS 2D, on considérera les résultats comme valides ($Q_{us}(X, L = 10) \approx Q_{us}(X, L = 50)$). On peut en déduire le raisonnement suivant :

Soit $Q_{us}(X)_L$, la valeur du flux horizontal non-saturé pour un $X = x / L$ donné et pour un système d'extension latérale L . Le flux total transitant dans le système d'extension latérale L , à travers une section transversale droite en X est $Q_T(X)_L = |q_{in}| \cdot L \cdot X$. Il vient donc, si on considère deux systèmes d'extension latérale $L1$ et $L2$:

$$R_{us}(X)_{L1} = Q_{us}(X)_{L1} / Q_T(X)_{L1} = Q_{us}(X)_{L1} / [|q_{in}| \cdot L1 \cdot X] \quad (18)$$

Or nous avons vérifié l'hypothèse que : $Q_{us}(X)_{L1} = Q_{us}(X)_{L2}$, d'où :

$$R_{us}(X)_{L1} = Q_{us}(X)_{L2} / [|q_{in}| \cdot L1 \cdot X] = (L2 / L1) \cdot R_{us}(X)_{L2}. \quad (19)$$

On peut déduire de cette relation que plus un système est étendu ($L_2 > L_1$ p.e.), plus la proportion relative du flux non-saturé au dessus de la nappe par rapport au flux total est faible pour un $X = x / L$ donné.

Nous avons vérifié numériquement cette relation de proportionnalité pour les cas présentés précédemment entre les flux calculés par HYDRUS pour $L = 10$ m et $L = 50$ m . Un exemple de résultats est présenté sur la figure C2. IV. 2 (sol SAND, $q / K = 0.05$).

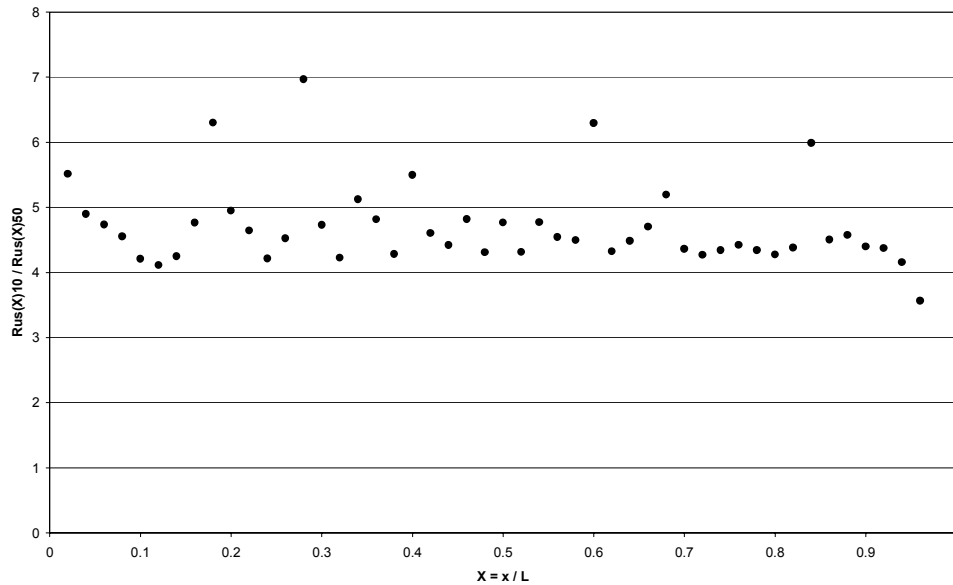


Figure C2. IV. 2 : Ratio $R_{us}(X)_{10} / R_{us}(X)_{50}$ en fonction de $X = x / L$, pour $L = 10$ m et $L = 50$ m ; sol SAND, $|q_{in}| / K_s = 0.05$.

Aux erreurs numériques près dues à la densité de maillage, on observe que le rapport $R_{us}(X)_{10} / R_{us}(X)_{50}$ est bien de l'ordre de $50 / 10 = 5$, ce qui confirme que la taille du système joue directement sur la proportion des flux horizontaux transitant dans la zone non-saturée.

De cette analyse, on peut donc conclure que, pour un sol donné et un régime permanent d'infiltration (q / K) donné, plus un système est étendu latéralement, plus la part relative des flux horizontaux non-saturés au-dessus de la nappe par rapport au flux total transitant dans le système sera faible, et ce sur la quasi-totalité du système (au moins jusqu'à $0,9.L$).

V. Conclusions et perspectives : vers le régime transitoire ?

L'analyse réalisée dans le cas du régime permanent montre que la part d'eau infiltrée parvenant effectivement à la nappe en tant que recharge dépend aussi bien du type de sol que du régime d'infiltration. Nous avons en particulier montré que, pour un type de sol donné, plus le rapport q_{in} / K_s est grand, plus la part relative de l'écoulement horizontal dans la zone non-saturée dans le flux total est faible. De plus, nous avons vu que l'extension latérale du système avait aussi une influence : pour des systèmes de grande extension latérale, la part relative du flux horizontal dans la zone non-saturée au-dessus de la nappe est sensiblement réduite.

Ces résultats relativisent donc le problème posé par l'utilisation des modèles saturés vis à vis de l'hypothèse liée à l'assimilation de la pluie nette à la recharge de la nappe. Ils permettent soit de justifier le fait de considérer ces deux grandeurs égales, et ceci d'autant plus que le flux infiltré est important et / ou que le système est étendu, soit de proposer une quantification approchée de la répartition horizontale de la recharge à partir de calculs simples (section III. 3).

Néanmoins, l'intérêt de ce travail reste avant tout théorique dans la mesure où il ne s'applique qu'au cas du régime permanent. Dans les conditions « naturelles » cette situation n'est que rarement atteinte et la question de la part d'eau ne participant pas à la recharge de la nappe en régime transitoire et son incidence sur la hauteur de nappe reste donc en partie posée.

On peut distinguer trois niveaux d'approche du problème du régime transitoire, de difficulté croissante :

- La condition de flux à la surface du sol reste constante ou varie peu (cas de pluies de faible intensité et de longue durée telles qu'on peut en mesurer pour des climats océaniques) mais la position du toit de la nappe drainée n'est pas à l'équilibre et fluctue dans le profil de sol ; le niveau aval dans le fossé est fixe.
- La condition de flux en surface est transitoire, la position du toit de la nappe fluctue et le niveau aval dans le fossé est fixe.
- Toutes les conditions aux limites sont transitoires.

A notre connaissance, seul le premier type de situation a fait l'objet de travaux visant spécifiquement à évaluer la participation des flux entre la zone non-saturée et la nappe. Ils nous donnent quelques pistes pour envisager le prolongement de notre approche au régime transitoire.

Dans le cas monodimensionnel d'une colonne de sol soumis à une recharge constante (ou nulle), on peut citer par exemple des travaux relativement anciens tels que ceux de Childs (1960), Childs et Pouloussilis (1962), Raats et Gardner (1974). Ces différents auteurs ont cherché à décrire l'évolution des profils verticaux de pression (ou de teneur en eau) au-dessus d'une nappe dont le toit fluctue à une vitesse constante (dans les deux directions). L'objectif initial de ces travaux était de mieux approcher la notion de porosité de drainage et de quantifier la part d'eau parvenant réellement à la nappe lors des montées ou des descentes du toit de la nappe. Ces auteurs montrent dans ce cas particulier que les profils de pression (ou de teneur en eau) au-dessus de la nappe peuvent avoir une forme invariante dans le temps et se déplacer à une vitesse constante (V_p) lors des fluctuations du toit de la nappe (cas des flux « isochores », Raats et Gardner, 1974). Dans ces situations, la composante verticale de l'équation de Richards peut, selon ces auteurs, s'écrire (dans un repère en mouvement lié au toit de la nappe) :

$$\frac{dh}{d\eta} + \frac{[\theta(h) - \theta_{in}]v_p + q_{in}}{K_s \cdot K_{rel}(h)} + 1 = 0$$

avec : θ_{in} = teneur en eau constante au sommet du profil, telle que $K(\theta_{in}) = -q_{in}$
 $\eta = z - v_p \cdot t$
 V_p = vitesse verticale du toit de la nappe (< 0 si nappe descendante).

Selon Raats et Gardner (1974), il existe une condition sur la vitesse (V_p) du toit de la nappe qui ne doit pas être inférieure à une vitesse critique (V_{crit}) pour que le profil vertical de pression soit inchangé et « préserve » le flux parvenant à la surface de la nappe (« profile preserving flow »):

$$V_p > -K_s \cdot \left. \frac{dK_{rel}(h)}{d\theta(h)} \right|_{\theta_{in}} \equiv V_{crit}$$

Il est tout d'abord intéressant de noter que cette condition fait intervenir la « pente » de la relation $K_{rel}(\theta)$ ou $K_{rel}(h)$ qui, comme nous l'avons déjà évoqué, contrôle la capacité qu'a le système de

transmettre de l'eau pour un profil de teneur en eau (ou de pression) donné. De plus, cette condition implique que, dans le cas d'une montée de nappe, il existe toujours un profil de pression préservant le débit pour tout V_p . Dans le cas d'un tarissement, en revanche, la formation d'un tel profil dépend du critère de vitesse. A noter que la condition initiale du profil de pression implicitement considérée dans ces travaux est celle du régime permanent que nous avons déjà décrite. Ainsi, si la vitesse de fluctuation du toit de la nappe est faible, l'évolution transitoire des profils de pression au-dessus de la nappe peut être évaluée par une succession de régimes permanents.

Toujours en 1D, Hinz (1998) a étendu ce raisonnement en testant numériquement différentes fréquences et amplitudes de fluctuations de nappe et ce pour différents types de sols. Il en a déduit une typologie de situations en fonction des paramètres hydrodynamiques des sols considérés et des caractéristiques harmoniques des fluctuations imposées au toit de la nappe. Il en conclut en particulier que le profil de pression au-dessus de la nappe comporte une zone dans laquelle la pression va varier en fonction du temps, mais que cette zone est toujours comprise entre deux profils limites qui sont les profils de pression du régime permanent au-dessus des niveaux minimum et maximum du toit de la nappe (Fig. C2. V. 1).

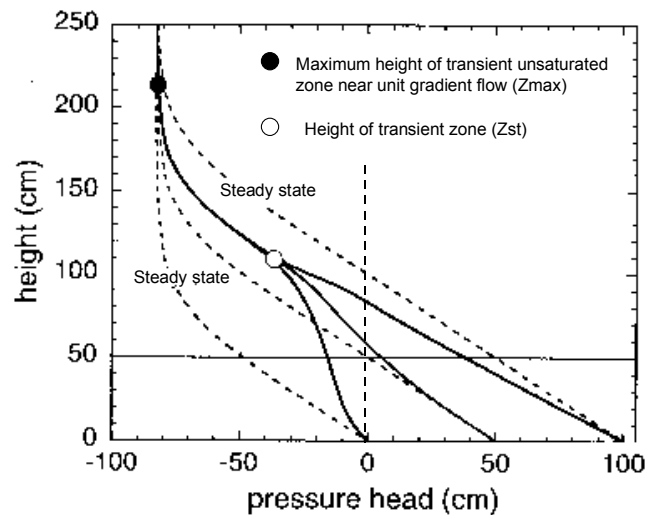


Figure C2. V. 1 (d'après Hinz, 1998) : Valeurs maximales et minimales des profils de pressions (lignes pleines) formant une enveloppe pour toutes les valeurs possibles de pression. La courbe centrale représente le profil moyen. Les profils de pression en régime permanent (steady state) pour les niveaux maximum, minimum et moyen du toit de la nappe ($h = 0$) sont représentés par les courbes en tirets. Le point de transition entre les régimes transitoires et permanent, Z_{st} , est représenté par le cercle vide (○). Le cercle plein (●) montre le point Z_{max} où le gradient vertical unitaire est atteint.

Ainsi, l'extension verticale de la « zone de transition » que nous avons définie précédemment dans le cas du régime permanent strict reste une bonne approximation de la zone dans laquelle des flux horizontaux vont potentiellement avoir lieu dans le cas d'une nappe drainée soumise à régime d'infiltration constant mais dont le toit fluctue. Tout ceci à condition que l'hypothèse que les profils de pression établis en 1D se conservent dans le cas 2D reste valide. La quantification de ces flux est en revanche plus délicate car les gradients hydrauliques horizontaux dans la zone de transition vont évoluer en fonction de la position du toit de la nappe, mais on peut tout de même faire l'hypothèse qu'ils seront plus faibles que dans le cas de régimes permanents successifs dans la mesure où les profils de pressions établis en régime permanent constituent les bornes de variations observées par Hinz (1998). Ceci reste à vérifier.

Pour ce qui est de la situation générale du régime transitoire, nous ne pouvons pas à l'heure actuelle proposer d'analyse synthétique comparable. En première approche, on peut raisonnablement supposer que pour des systèmes de nappes superficielles de fond de vallées de grande extension latérale et soumis à des intensités pluvieuses moyennes à faibles, la typologie de situations décrite dans le cas du régime permanent donne là encore une bonne idée des ordres de grandeurs des phénomènes. C'est en tout cas sur la base de cette hypothèse que nous poursuivrons le travail.

Nous retiendrons donc en particulier que, dans le contexte de précipitations d'intensité faible à moyenne ($q_{in} / K_s < 1$) réparties sur un temps suffisamment long (hypothèse de succession de régimes permanents), les profils de pression au-dessus d'une nappe superficielle drainée ont une forme générale en deux parties : (i) une zone d'extension verticale γ (zone de transition) d'autant plus faible que le régime d'infiltration est grand et dans laquelle un écoulement horizontal peut être généré ; (ii) une zone supérieure où les pressions sont homogènes et donc les écoulements strictement verticaux. Ces résultats théoriques rejoignent dans une certaine mesure des observations de terrain décrites par Zimmer (1988, 2001), Lesaffre et Zimmer (1988) et Kao et al. (1998), dans le cas de parcelles drainées. Ces auteurs ont pu observer que, durant les périodes de débit de pointe, les profils de pression et de charge hydraulique avaient une allure caractéristique (Fig. C2. V. 2). On retrouve en effet des schémas d'écoulements très proches de ceux décrits dans ce Chapitre. La répartition verticale des pressions au dessus de la nappe, à différentes distances du drain, montre une zone de pression variable (zone de transition ?) et une zone de pression homogène (gradient vertical unitaire).

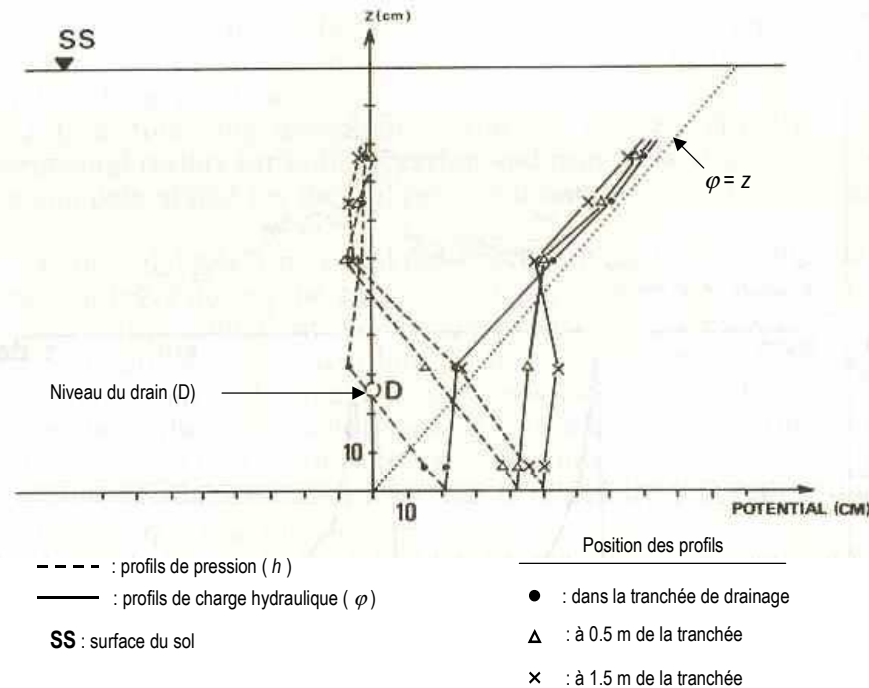


Fig. C2. V. 2 (d'après Lesaffre et Zimmer, 1988). Profils de pression et de charge hydraulique mesurés durant un débit de pointe (24 Mars 1986), parcelle drainée du site d'Arrou.

Le lien entre nos résultats théoriques et de tels résultats expérimentaux doit encore être approfondi, en particulier par un suivi expérimental spécifique. Pour l'heure, cela semble valider l'hypothèse selon laquelle une telle organisation des champs de pression au dessus d'une nappe superficielle drainée existe en conditions transitoires.

Nous avons évalué numériquement, pour des sols ayant des caractéristiques hydrodynamiques aux différences marquées, que les flux transitant au-dessus de la nappe dans la partie non saturée (et donc ne participant pas à la recharge de la nappe) représentent au maximum 18% du flux total pour des régimes d'infiltration supérieur à 5 % de la conductivité à saturation. Ce sont des ordres de grandeurs tout à fait réalistes si on considère que les pluies hivernales en climat océanico-continentale sont de l'ordre de quelques mm/h et les conductivités hydrauliques des sols à nappes superficielles sont de l'ordre de 0.5 m/j soit 20 mm/h (Zimmer, 1988). Nous avons de plus montré que la part d'eau ne transitant pas par la nappe était directement contrôlée par la pente locale de la nappe : pour des systèmes de fond de vallée d'extension latérale importante (de quelques dizaines à centaines de mètres) la pente de la nappe superficielle est en général faible et les flux horizontaux dans la zone non-saturée d'autant plus négligeables.

En conséquence, et dans ce contexte pédo-climatique particulier, on acceptera ainsi l'hypothèse qu'en période hivernale la recharge de la nappe est assimilable à la pluie efficace. Nous serons amenés à rediscuter de cette hypothèse dans le Chapitre 4 lorsque nous étudierons les résultats expérimentaux acquis sur le bassin versant du ru de Cétrais.

Enfin, nous retiendrons sur un plan plus théorique que nous avons montré qu'il est possible de corriger les modèles saturés (Laplace ou Boussinesq) sur la base d'une fonction de la recharge en fonction de l'abscisse, établie à partir de calculs simples fondés sur la résolution de la composante verticale de la loi de Darcy généralisé (terme I) et la position de la surface libre de la nappe évaluée par l'expression analytique de l'équation de Boussinesq en régime permanent.

Chapitre 3.

Prise en compte du phénomène de suintement dans la détermination de la position de la surface libre de la nappe.

Approches analytique, numérique et expérimentale.

L'existence de surfaces de suintement à l'interface entre des nappes libres et le réseau de surface (ou des faces aval de barrage) est largement évoquée dans la littérature (Muskat, 1937 ; Schnebelli, 1966 ; Boufadel et al., 1999 ; etc...). La détermination de la hauteur des surfaces de suintement peut par exemple être justifiée pour évaluer la stabilité de certaines structures, et en particulier des barrages en terre, calculer les débits transitant dans des nappes libres drainées (Muskat, 1937) ou encore estimer les hauteurs de nappe dans un système drainé (Youngs, 1990).

Comme nous l'avons déjà évoqué, la connaissance des débits aussi bien que des hauteurs de nappe est évidemment essentielle dans une perspective de gestion hydraulique des zones humides de fond de vallon (Skaggs et al., 1995). Le phénomène de suintement est dans ce contexte en général négligé, ce qui peut aboutir à une sous-estimation des hauteurs de nappes. En effet, comme nous l'avons évoqué au Chapitre 1, les approches reposant sur l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer sont fondées sur deux principes : (i) les écoulements dans la zone non-saturée ne sont pris en compte que de manière simplifiée ; (ii) la composante verticale des écoulements dans la nappe est négligée. Dans le chapitre précédent nous avons démontré qu'en régime permanent on pouvait proposer des corrections fiables pour évaluer la part de l'eau infiltrée circulant horizontalement dans la zone non-saturée. Nous proposons à présent d'investiguer en détail le phénomène de surface de suintement, d'évaluer son importance potentielle et enfin de proposer une méthode simple de correction des modèles reposant sur l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer. Ce travail reposera à la fois sur des simulations numériques exploratoires et sur une expérimentation menée à l'échelle d'un modèle physique (maquette MASHyNS) mis au point dans le cadre de cette thèse.

I. Définitions et état des connaissances

La phénomène de suintement se caractérise par l'existence d'une surface à travers laquelle l'eau de la nappe sort du système directement en contact avec l'air. Muskat (1937) montre que cette hauteur existe lorsqu'une nappe est drainée par un fossé, du fait des pertes de charge verticales dans le système. C'est une conséquence de la convergence des lignes d'écoulement près du bord du fossé. Cette surface de suintement correspond ainsi à la différence de niveau entre la surface libre de la nappe et le niveau de l'eau dans le fossé (Fig. C3. I. 1).

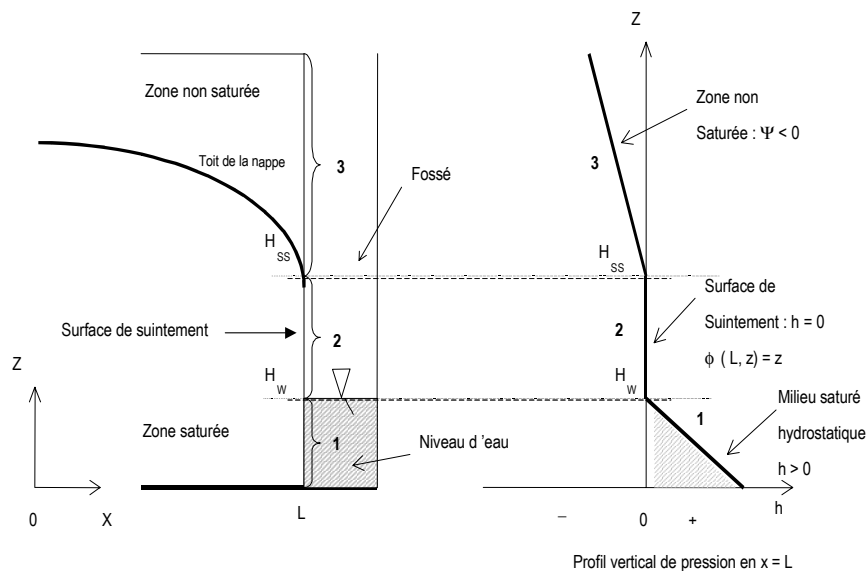


Figure C3. I. 1 : Pression d'eau en fonction de la cote en $x = L$, avec : h = pression d'eau [L], $\phi(L, z, t)$ = charge hydraulique totale [L] ($\phi = h + z$), H_w = niveau d'eau dans le fossé aval [L], H_{ss} = hauteur de la surface de suintement [L], z = cote [L]

La surface de suintement constitue une condition à la limite particulière du système, puisqu'il s'agit d'une condition de pression nulle résultant du fonctionnement du système, et non pas d'une condition imposée au système (condition de flux imposé, type Neuman, ou de charge imposée, type Dirichlet). Sa position n'est pas connue a priori.

L'existence de cette surface de suintement a des conséquences directes en terme de prédiction de la position de la surface libre de la nappe, position calculée différemment selon le modèle d'écoulement que l'on choisit (Cf. Chapitre 1). Des solutions analytiques ont été proposées par certains auteurs afin

de donner une première approximation de la hauteur de suintement, sans avoir à résoudre les équations complètes d'écoulement en milieu poreux. Ces solutions sont limitées au cas du régime permanent et pour des conditions aux limites particulières. Youngs (1990) propose une synthèse exhaustive du problème de prise en compte de la surface de suintement, et de l'estimation de l'erreur liée à l'hypothèse de DF sur le calcul de la position de la surface libre de la nappe, mais limitée au régime permanent, dans le cas d'un fossé vide.

Nous allons successivement nous intéresser au cas simple d'un barrage en terre, puis d'un système drainant par fossé, soumis à une recharge pluviométrique. Dans les exemples bibliographiques qui vont être présentés, le sol sera considéré homogène et isotrope, le fossé reposant sur l'imperméable.

1.1. Cas du drainage par un fossé vide, avec un niveau d'eau amont fixé : solution de Kozeny (1931, cité par Youngs, 1990) :

Le cas du barrage en terre, soumis à deux hauteurs d'eau libre constantes en amont et en aval, est un cas d'étude classique, connu sous le nom évocateur de « problème de Dupuit ». Le système est présenté en Figure C3. I. 2.

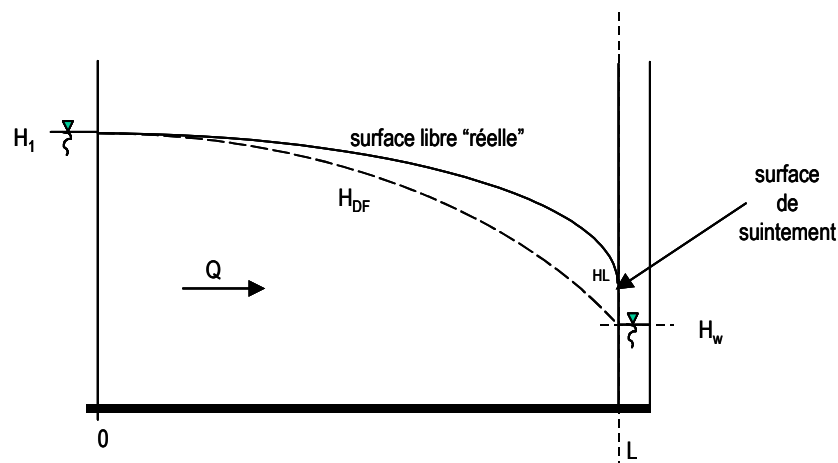


Figure C3. I. 2 : nappe dans un barrage en terre, avec niveau d'eau amont H_1 , et aval H_w . H_{DF} : niveau de nappe estimé via l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer

En faisant l'hypothèse de DF, le débit transitant à travers le système peut être estimé par la relation connue sous le nom de « formule de Dupuit », et est égal à : $Q = K \frac{(H_1^2 - H_w^2)}{2L}$ $[L^2.T^{-1}]$

Comme nous l'avons évoqué au Chapitre 1, Youngs (1965) a montré que ce débit en régime permanent est exact, quand bien même la nappe ne se raccorde pas en réalité au niveau d'eau libre aval, H_w . Il est aussi intéressant de noter que ce débit ne dépend que des différences de hauteurs amont et aval.

Dans le cadre des hypothèses de DF, la position de la surface libre de la nappe est donnée par la relation suivante :

$$H_{DF}(x) = H_1 \sqrt{1 - \left(1 - \frac{H_w^2}{H_1^2}\right) \cdot \frac{x}{L}} \quad (a^*)$$

La hauteur de nappe ainsi calculée est une sous-estimation de la hauteur de nappe réelle dans la mesure où elle ne prend pas en compte le décalage introduit par l'existence d'une surface de suintement. Une solution exacte peut être approchée par un système hydraulique équivalent, et en particulier pour le cas où le fossé aval est vide (suintement strict). Cette solution est issue des travaux de Kozeny (1931, cités par Muskat, 1946 et Youngs, 1990), qui considère une nappe soumise à une condition amont de charge selon un profil parabolique, et un niveau aval contrôlé par un drain horizontal (« toe drain ») de longueur infinie (Fig. C3. I. 3).

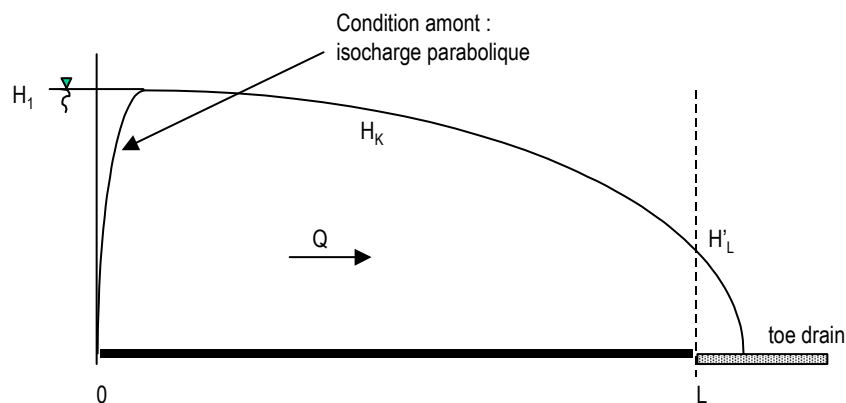


Figure C3. I. 3 : écoulement à partir d'une condition amont parabolique vers un drain horizontal.

* Afin d'éviter toute ambiguïté avec les chapitres précédents, la numérotation des équations du Chapitre 3 sera indexée avec des lettres minuscules.

Kozeny calcule de manière analytique la position de la nappe (méthode de l'hodographe), qui a comme expression :

$$L - x = \frac{K.H_K^2(x)}{2.Q} - \frac{Q}{2.K} \quad (b)$$

Cette relation, appliquée en L et comparée à la solution de Dupuit, permet de donner une estimation de la hauteur de la surface de suintement identifiée à H'_L :

$$H'_L \approx H_L = \frac{H_1^2}{2L} \quad (c)$$

En fait l'analogie entre les deux systèmes n'est pas complète dans la mesure où la nappe considérée par Kozeny a une extension au delà de $x = L$. Ceci a pour conséquence une hauteur de nappe supérieure, pour tout x , à H_{DF} (ce qui est logique vu la prise en compte de la surface de suintement), mais aussi supérieure à la solution exacte pour le système réel. L'estimation de la hauteur de suintement découlant du calcul de Kozeny peut ainsi être considérée comme une valeur limite.

Le principal avantage de l'approche de Kozeny est d'être calculable très simplement, ce qui permet d'évaluer l'ordre de grandeur maximum que peut atteindre la hauteur de suintement, selon des caractéristiques simples du système considéré. L'examen de la relation de Kozeny permet en particulier de montrer que pour des systèmes ayant une extension latérale importante, la hauteur de suintement peut être considérée comme négligeable. Dans ce cas, la position de la nappe estimée par l'approche de DF est une bonne estimation de la réalité.

Enfin, l'approche de Kozeny s'applique au cas particulier où le fossé aval est vide, ce qui est la situation la plus favorable pour l'apparition d'une surface de suintement. En effet, dans le cas où il existe un niveau d'eau libre dans le fossé aval, la surface de suintement va être réduite (Shamshai and Narasimhan, 1991). En imposant un niveau hydrostatique (isopotentielle verticale) dans la partie du fossé remplie d'eau, on se rapproche du domaine de validité de DF, et la hauteur de suintement diminue.

1.2. Cas du drainage par fossés avec recharge pluviométrique constante (Engelund, 1951)

Un autre problème classique est celui du drainage par fossés reposant sur un imperméable, et alimenté par une recharge constante (R) (Fig. C3. I. 4).

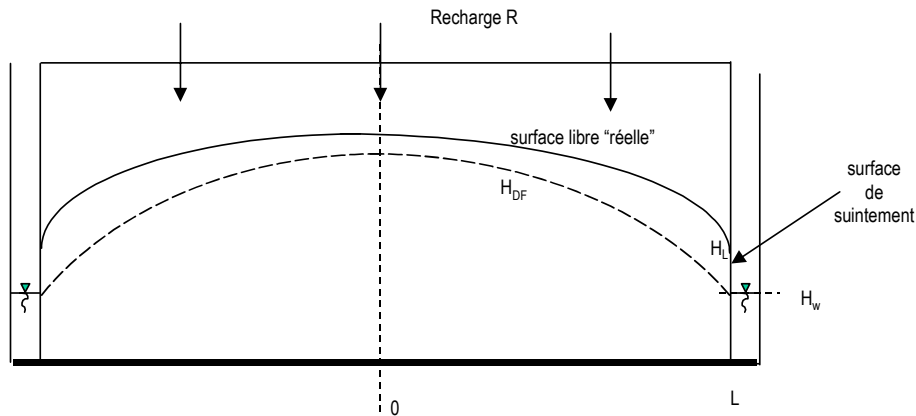


Figure C3. I. 4 : système drainant par fossés sur imperméable, et recharge R constante. H_{DF} : nappe selon l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer

Si l'hypothèse de DF est faite, et donc le suintement ignoré, la solution est simple et la nappe a une forme elliptique, dont l'équation est (Youngs, 1990) :

$$H_{DF}(x) = \sqrt{\left[(L^2 - x^2) \cdot \frac{R}{K} + H_w^2 \right]} \quad (d)$$

On vérifie que, dans le cas où le fossé est vide ($H_w = 0$) (ce qui correspond à la situation « drains sur imperméable »), et pour la hauteur H_a maximale de la nappe à l'inter-drain, on retrouve une expression bien connue, l'équation d'Hooghoudt (Ritzema, 1994) : $H_a = L \sqrt{\frac{R}{K}}$ et analogue à notre expression (XIV) (Chapitre 1) avec $Q_a = 0$ et $H_w = 0$.

Tout comme dans le cas du barrage en terre, la hauteur de nappe estimée à travers l'hypothèse de DF est une sous-estimation de la réalité. Engelund (1951) propose une analyse comparable à celle de Kozeny, et calcule par la méthode de l'hodographe une solution analytique pour un système équivalent, avec drain horizontal (Figure C3. I. 5).

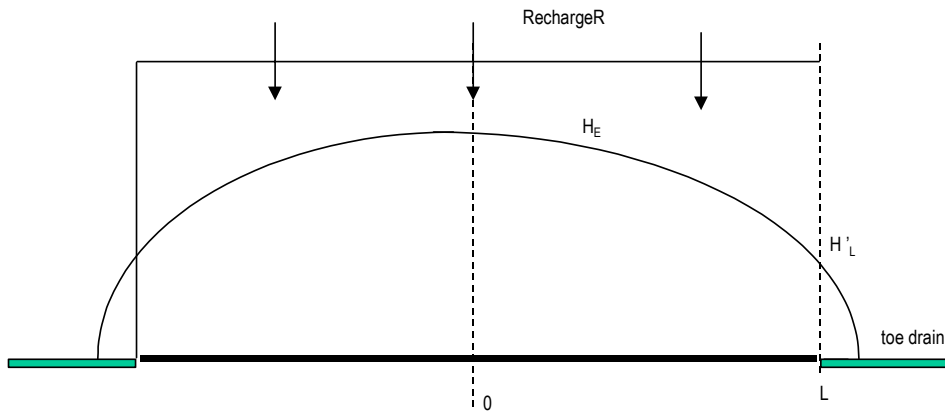


Figure C3. I. 5 : géométrie du système hydraulique considéré par Engelund (1951)

La solution de Engelund est une nappe elliptique, dont l'équation est :

$$H_E(x) = \sqrt{\left(\frac{L^2 R}{(K-q)} - x^2 \cdot \frac{R}{K}\right)} \quad (e)$$

La hauteur de suintement peut donc être approchée par la hauteur de nappe de nappe pour $x = L$ (début du drain horizontal), et égale à :

$$H'_E(L) \approx H(L) = \frac{L \cdot \left(\frac{R}{K}\right)}{\sqrt{1 - \frac{R}{K}}} \quad (f)$$

Tout comme dans l'approche de Kozeny, le système considéré n'est pas tout à fait équivalent (système plus étendu), et la solution analytique proposée est une surestimation de la hauteur de nappe réelle.

Bien qu'étant une solution approchée, la simplicité du calcul d'Engelund est intéressante. L'expression de la hauteur de suintement fait en particulier apparaître des associations de variables et de paramètres qui rendent bien compte physiquement du contrôle exercé par les propriétés du système sur le phénomène de suintement. En particulier, le rapport R/K mesure une certaine capacité de transfert du milieu. Autre propriété intéressante, pour un régime de recharge de nappe donné (R/K constant) le rapport H_L / H_{aE} (avec $H_{aE} = H_E(0)$ hauteur de nappe à l'inter drain, estimée via la relation d'Engelund) est unique, et ne dépend pas de L .

1.3. Conclusions

Dans le cas particulier du régime permanent et pour un fossé vide, l'approche de DF peut être considérée comme une bonne approximation de la réalité (et donc le suintement peut être négligé) d'autant plus que le rapport R / K est faible et que le système a une extension latérale importante, ce qui est souvent le cas dans les systèmes réels. De plus, tout comme dans le cas décrit par Kozeny, la solution de DF est d'autant meilleure que les fossés sont remplis d'eau.

Malgré l'avantage pratique que présentent ces solutions analytiques (simplicité et faible nombre des paramètres utilisés), on peut dire que leur intérêt reste limité. Tout d'abord parce que le nombre de cas où elles sont applicables est a priori réduit, et ensuite parce que la hauteur de suintement ainsi calculée surestime la valeur réelle. Notons qu'aucun auteur, à notre connaissance, n'a tenté de développer ce type de solution analytique pour le cas de fossé aval avec un niveau d'eau libre, ou pour des cas en régime transitoire.

II. Mise en évidence de la relation débit / hauteur de suintement : approche numérique.

Cette section présente des expérimentations numériques menées à partir de modèles fondés sur les équations de Laplace et de Richards. Comme nous l'avons rappelé dans le Chapitre 1, ces types de modèles prennent en compte la composante verticale des écoulements dans la nappe et donc le phénomène de suintement. Le but de cette étape est d'investiguer la relation entre le débit drainé par la nappe et l'extension de la surface de suintement, afin de comprendre la dynamique de ce phénomène à l'échelle du système. L'utilisation du modèle d'Engelund nous permettra, dans un premier temps, de définir des pistes de travail.

Comme nous l'avons détaillé dans la section précédente, dans le cas d'une nappe drainée soumise à une recharge R constante, seul le modèle d'Engelund (1951) nous permet de relier analytiquement la hauteur de suintement au débit à l'exutoire. Celui-ci propose d'estimer la hauteur de suintement (H_{ss}) selon la relation suivante, en régime permanent, dans le cas d'un fossé vide :

$$H_{ss} \cong \frac{L \cdot \frac{R}{K}}{\sqrt{1 - \left(\frac{R}{K}\right)}} \quad (\text{f bis})$$

avec R = débit imposé en surface de la nappe [$L \cdot T^{-1}$]

K = perméabilité à saturation (milieu homogène et isotrope) [$L \cdot T^{-1}$]

L = longueur du système [L]

A partir de cette relation, on peut écrire le débit sous la forme d'un polynôme de 2nd degré, et on aboutit à l'expression :

$$R = q_{out} \cong K \left(-\frac{1}{2} \frac{H_{ss}^2}{L^2} + \frac{1}{2} \frac{H_{ss}}{L} \sqrt{\left(\frac{H_{ss}^2}{L^2} + 4 \right)} \right) \quad [L \cdot T^{-1}] \quad (\text{g})$$

Si on considère que la hauteur de suintement est faible par rapport à l'extension horizontale du système, on a : $H_{ss} \ll L$, et donc H_{ss}^2 / L^2 est négligeable. On arrive à la relation simplifiée suivante, pour un sol homogène et isotrope :

$$q_{out} \approx \frac{K}{L} H_{ss} \quad [L.T^{-1}] \quad (h)$$

Le seul examen de la relation d'Engelund suggère qu'il existe une relation linéaire simple entre le débit et la hauteur de suintement lorsque l'extension verticale du système est faible devant sa longueur. On sait par ailleurs que le modèle d'Engelund surestime la hauteur de suintement, et que ce modèle a été développé pour le cas particulier d'un régime permanent avec fossé vide, mais il est intéressant de tester numériquement la validité de la relation linéaire établie à partir de ce modèle. Nous verrons ensuite s'il est possible d'étendre le domaine de validité de cette relation.

II.1. Démarche suivie et outils utilisés

Nous avons choisi d'investiguer numériquement la relation entre hauteur de suintement et le débit transitant dans le système en utilisant deux types d'outils : (i) le code de calcul HYDRUS 2D, qui résout l'équation de Richards en régime transitoire ; (ii) un code de calcul résolvant l'équation de Laplace en régime permanent, élaboré à partir du code FreeFem 3.0 (Bernardi et al., 2000 ; Berthe, 2000 ; Jarrin, 2001). Le but est de pouvoir comparer les résultats issus d'un modèle d'écoulement saturé 2D avec ceux d'un modèle d'écoulement saturé/non-saturé, ce qui nous permettra d'évaluer la dépendance des résultats à la prise en compte de la zone non-saturée. Clement et al. (1996) ont conduit une étude comparable mais sur un système du type « barrage en terre », avec des conditions de charge imposée en amont et en aval et sans prise en compte d'une recharge de la nappe.

II.1.1. Traitement du suintement dans le code SWMS 2D (HYDRUS 2D).

HYDRUS 2D est la version commerciale d'un code numérique aux éléments finis (SWMS 2D) résolvant la forme mixte de l'équation de Richards (Simunek et al., 1996). La résolution est fondée sur une méthode itérative contrôlée par un facteur de convergence lié à la pression dans la zone-saturée et à la

teneur en eau dans la zone non saturée. La variation temporelle de teneur en eau est évaluée par bilan hydrique. La résolution par la méthode des éléments finis de l'équation de Richards discrétisée est réalisée par un schéma de Galerkin.

Les conditions aux limites peuvent être spécifiées sous la forme d'une pression imposée ou d'un flux imposé, qui peuvent être constants ou variables dans le temps. En plus de ces conditions aux limites indépendantes du système, SWMS-2D peut adapter des conditions aux limites dépendant du fonctionnement du système, non connues a priori et qui peuvent passer durant la simulation de conditions de pression imposée à des conditions de flux imposé et vice versa. C'est notamment le cas pour les conditions en surface du sol (affleurement de nappe p.e.) et pour les surfaces de suintement. SWMS 2D permet d'identifier spécifiquement les éléments en bordure du système où une surface de suintement peut *potentiellement* se développer : si ces éléments se trouvent en zone non-saturée, ils assurent une condition de flux nul (l'eau ne sort pas du système) ; si ces éléments sont en zone-saturée leur face externe est considérée comme à pression constante et égale à la pression atmosphérique (surface de suintement au sens strict). Un flux sortant peut donc être généré à travers ces faces.

II.1.2. Traitement du suintement dans la résolution de l'équation de Laplace avec Free Fem 3.0.

Le code de calcul développé pour notre travail (Berthe, 2000 ; Jarrin, 2001) résout l'équation de Laplace en régime permanent grâce au code Free Fem 3.0 (Bernardi et al., 2000), selon une méthode aux éléments finis adaptatifs. En effet, dans le cas de l'équation de Laplace (modélisation saturée), la taille du système n'est pas connue a priori et il s'agit donc de la déterminer par des itérations successives. Cela nécessite l'utilisation de procédures de maillage adaptatif. Free Fem 3.0 est un solveur d'équations aux dérivées partielles qui incorpore de telles procédures.

Les conditions aux limites imposées au système sont : en amont, condition de flux horizontal nul ou constant ; le long de la surface libre : flux constant non nul (recharge de la nappe); en aval : pression nulle le long de la surface de suintement potentielle.

Une première méthode fondée sur le « point fixe » a été mise au point par Berthe (2000) : à chaque itération, le code calcule la pression d'eau à tous les nœuds du système, et les nœuds ayant une pression d'eau négative sont éliminés. De plus, un test est fait le long de la surface de suintement aval pour éliminer les nœuds générant un débit « entrant » dans le système. Ainsi, le maillage s'adapte automatiquement à la forme de la zone-saturée. Deux critères de convergence ont été choisis : un

critère intégral portant sur la variation de la longueur de la surface libre entre deux itérations et un critère portant sur le bilan hydrique entre deux itérations (égalité des entrées et sorties). Une autre méthode a été élaborée par Jarrin (2001). Elle est fondée sur une reformulation des équations et conditions aux limites selon le problème dit de « l'obstacle » en utilisant la transformation de Baiocchi. La position de la surface libre de la nappe est alors trouvée par une procédure d'optimisation sous contraintes (algorithme d'Uzawa). Les deux méthodes ont donné des résultats comparables. Des travaux complémentaires sont envisagées pour traiter le cas transitoire.

II.2 Simulations réalisées et résultats :

Nous avons procédé à des essais en régime permanent (avec Richards et Laplace) et en régime transitoire (avec Richards) pour un fossé vide ou présentant une hauteur d'eau constante et reposant sur un imperméable. Les essais ont été réalisés pour des systèmes de différentes longueurs et de différentes perméabilités, avec toutefois un rapport K / L constant entre les différents essais. Pour toutes les simulations, nous avons considéré dans un premier temps un massif de sol homogène et isotrope. Le tableau C3. II. a récapitule les conditions aux limites imposées au système lors des différentes simulations.

Tableau C3. II. a : Récapitulatif des conditions aux limites imposées au système lors des simulations exploratoires.

Modèle	Conditions au limites				Longueur du système	Rapport K / L
	Base	Amont	Aval	Surface libre		
Richards	Flux nul	Flux nul	$H_w=0, 1$ et 2m.	Débit variable (hydrogramme)	1, 5, 10 et 20 m	0.001 h^{-1}
Laplace	Flux nul	Flux nul	$H_w=0, 1$ et 2m	Débit constant	10 et 20 m	0.001 h^{-1}

Pour les différents essais réalisés, on s'est intéressé à la relation entre le débit à l'exutoire (q_{out}) en fonction de la position calculée de la surface libre de la nappe au niveau du fossé, c'est à dire la hauteur de suintement (H_{ss}) dans le cas des essais avec fossé vide, et la hauteur de suintement plus le

niveau d'eau dans le fossé ($H_{ss} + H_w$) dans le cas d'un fossé comprenant un niveau d'eau libre. Un exemple type de résultats de simulation ayant servi de base au travail est présenté sur la figure C3. II. 1.

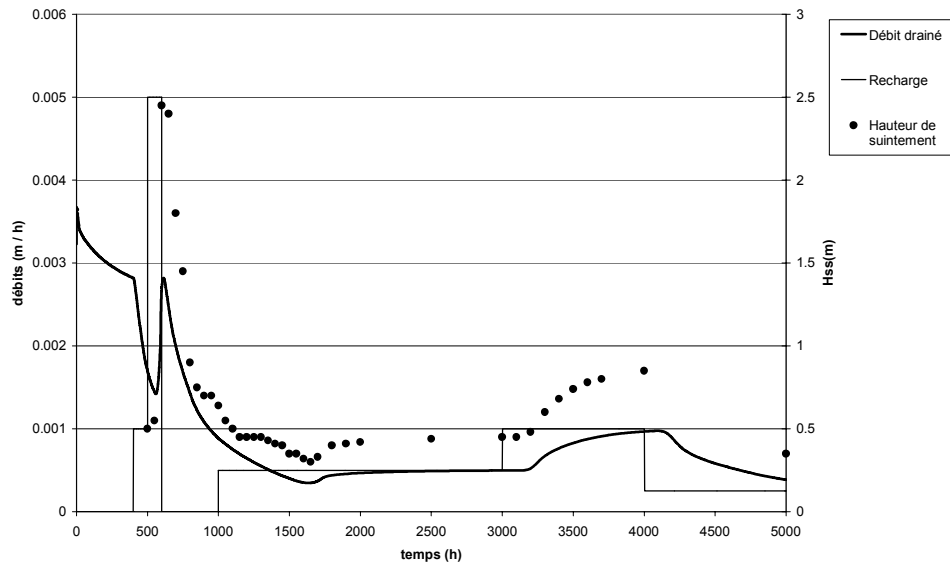


Fig. C3. II. 1 : Exemple de chroniques des débits drainés, de la recharge appliquée et des hauteurs de suintement simulées par le code HYDRUS 2D, en régime transitoire.

Pour les simulations réalisées avec le code de calcul HYDRUS 2D, les caractéristiques hydrodynamiques du sol (θ_r , θ_s , α et n) ont été fixées arbitrairement dans un premier temps à : $\theta_r = 0.08$, $\theta_s = 0.43$, $\alpha = 5 \text{ m}^{-1}$, $n = 5$ (sol sableux). Un travail spécifique sur la sensibilité des simulations aux paramètres hydrodynamiques a aussi été réalisé (voir section II. 2. 3). Enfin, nous avons testé l'influence spécifique de l'anisotropie en utilisant le code résolvant l'équation de Laplace (afin de la découpler de l'influence de la zone non-saturée, section II. 2. 4).

II.2.1 Comparaison avec la relation d'Engelund.

Dans un premier temps, nous avons comparé la pertinence du calcul réalisé par la relation d'Engelund (régime permanent) avec les résultats des simulations issues d'HYDRUS 2D. Nous avons testé la relation d'Engelund sur des essais en régime permanent et dans le cas d'un fossé vide. Nous avons ensuite étendu l'étude et considéré les résultats issus d'essais en régime transitoire (HYDRUS 2D).

En recalculant la hauteur de suintement par la relation analytique d'Engelund à partir des débits issus d'HYDRUS, on peut comparer les deux types d'estimations. La figure C3. II. 2 présente, en coordonnées adimensionnelles, un exemple de comparaison réalisée entre les deux approches.

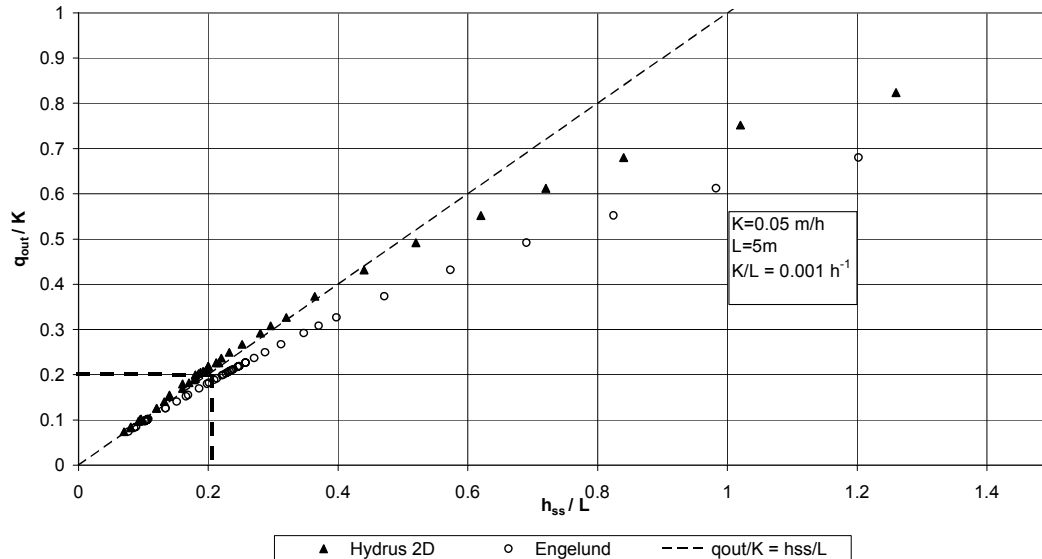


Fig. C3. II. 2 : comparaison des relations entre débit drainé et hauteur de suintement estimées par HYDRUS 2D (simulations réalisées en régimes permanent et transitoire) et la relation d'Engelund (1951).

Ces résultats appellent trois commentaires :

- Ils confirment que, pour un débit donné, la relation d'Engelund surestime la hauteur de suintement, et ceci d'autant plus que le débit transitant dans le système est important ;
- Ils confirment que pour une certaine gamme de débits drainés par le système ($q_{out}/K < 0.5$), la relation entre le débit q_{out} et la hauteur de suintement est de nature linéaire avec une pente proche du rapport K/L . Cette gamme d'ordre de grandeur des débits correspond *a priori* aux situations les plus probables dans les milieux naturels que nous étudions.
- Enfin, ces résultats montrent de plus que la relation entre débit et hauteur de suintement ne dépend pas du régime (transitoire ou permanent). Ce dernier point est particulièrement important car il étend la validité de l'approche simplifiée que nous tentons d'élaborer.

II.2.2. Influence de la taille du système, cas du fossé vide.

Nous avons cherché à valider la robustesse de la relation linéaire précédemment évoquée en testant des systèmes d'extension latérale différente, soumis à des régimes de pluie permanents ou transitoires. La particularité de ces essais est que le rapport K / L est constant. D'autre part nous avons utilisé les deux types de modèles (Richards et Laplace) pour évaluer l'influence de la prise en compte de la zone non-saturée. Pour les différents essais réalisés avec HYDRUS 2D, les paramètres hydrodynamiques (α , n) du sol sont identiques. Les résultats sont présentés sur la figure C3. II. 3.

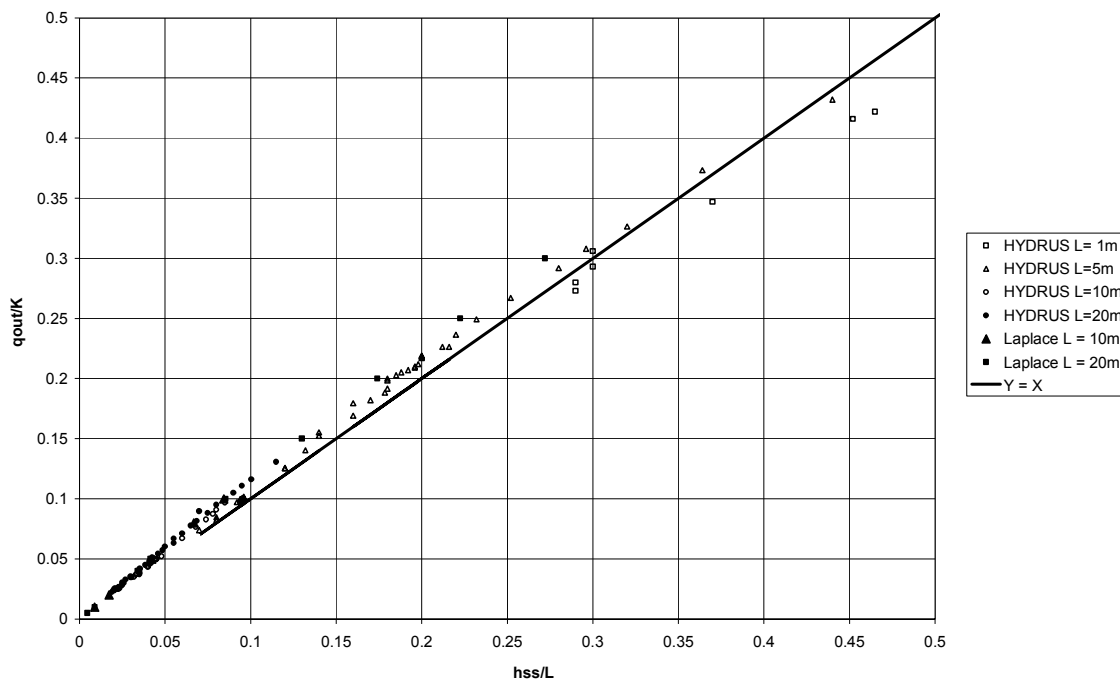


Fig. C3. II. 3 : relation débit drainé / hauteur de suintement (en coordonnées adimensionnelles, K = conductivité hydraulique, L = extension latérale du système) pour des systèmes de différentes longueur. Le rapport K / L est constant entre les différentes simulations.

Ces simulations confirment que, dans la gamme $q_{out} / K < 0.5$, indépendamment du régime, il existe une relation quasi-linéaire entre le débit transitant à travers la surface de suintement et son extension verticale. Dans le cas d'un sol homogène et isotrope, la pente de la relation linéaire peut être estimée par le rapport K / L , conformément à la relation analytique d'Engelund. On constate de plus que la prise

en compte ou non de la zone non-saturée ne joue pas un rôle important : les simulations issues de Richards ou de Laplace sont comparables. C'est ce que nous allons à présent vérifier.

II.2.3. Effet des propriétés hydrodynamiques du sol.

Nous avons testé la sensibilité de la relation au choix des propriétés hydrodynamiques de la zone non-saturée dans la résolution de l'équation de Richards. Nous avons considéré quatre types de sols présentant des différences de propriétés marquées (Fig. C3. II. 4). Les paramètres de van Genuchten choisis sont les suivants :

$K = 0.01 \text{ m/h}$, $\theta_r = 0.08$, $\theta_s = 0.43$ pour tous les essais.

Sol 1 : $\alpha = 5 \text{ m}^{-1}$, $n = 5$ (sableux) ; Sol 2 : $\alpha = 1 \text{ m}^{-1}$, $n = 5$ (limono-sableux) ;

Sol 3 : $\alpha = 1 \text{ m}^{-1}$, $n = 1.7$ (limono-argileux) ; Sol 4 : $\alpha = 5 \text{ m}^{-1}$, $n = 1.7$ (sablo-limoneux).

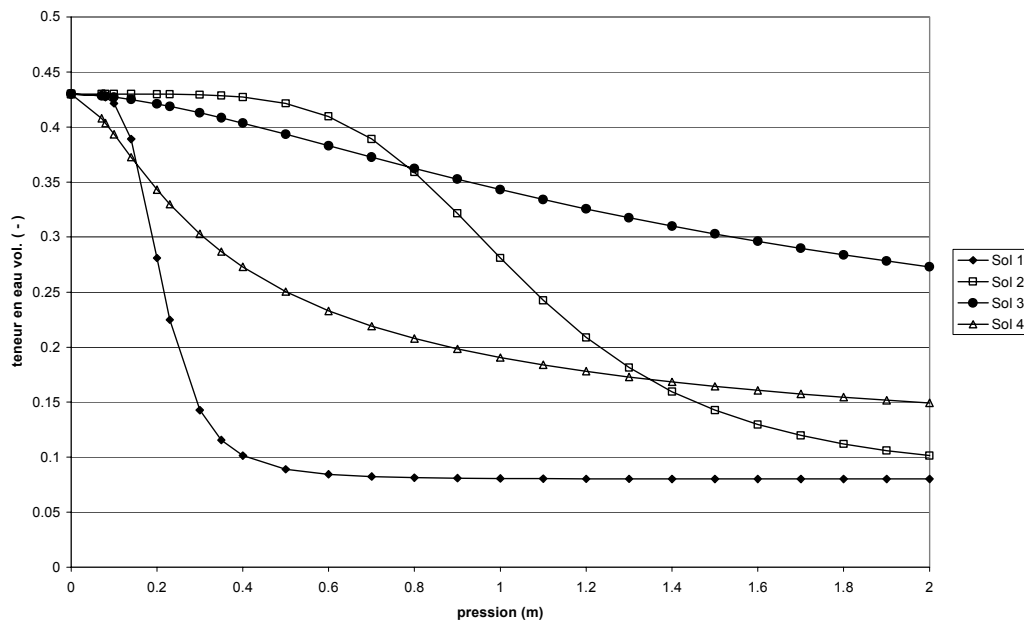


Fig. C3. II. 4 : relation pression (m) / teneur en eau volumique pour les différents types de sols testés.

Le système considéré pour ces essais a une extension latérale de $L = 10 \text{ m}$ (et donc $K / L = 0.001$), afin d'avoir un élément de comparaison avec les essais présentés précédemment. Les essais ont été

réalisés en régime transitoire de pluie, et pour un fossé vide. Les résultats sont présentés sur la figure C3. II. 5.

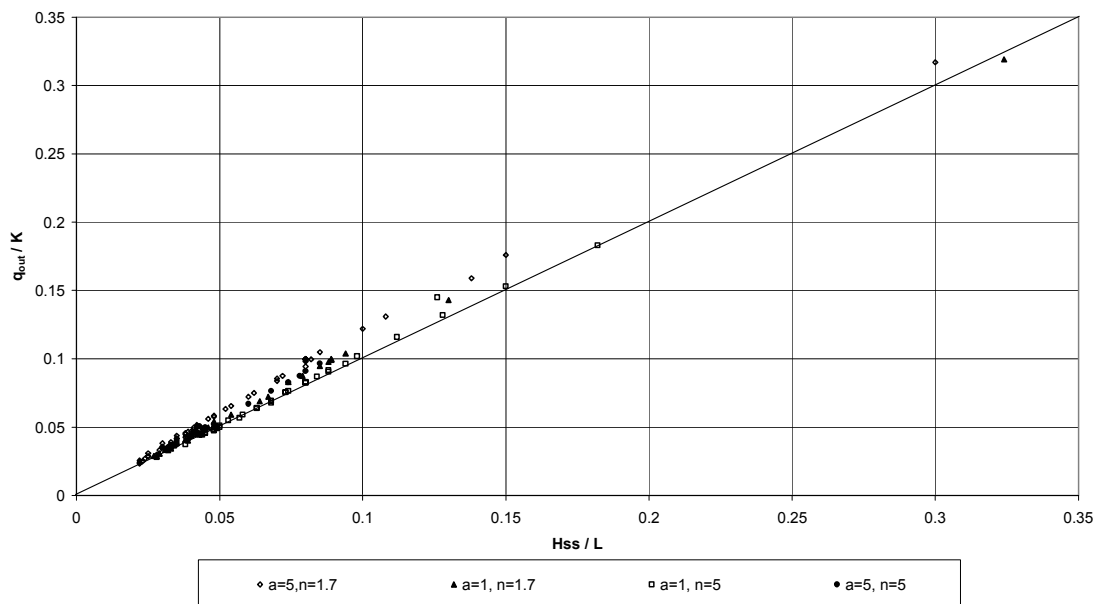


Fig. C3. II. 5 : relation débit drainé / hauteur de suintement (en coordonnées adimensionnelles) simulée pour différents types de sols.

Les résultats des simulations montrent que les propriétés hydrodynamiques du sol ont un effet, limité, sur la relation investiguée. La pente de la relation linéaire est légèrement modifiée selon les paramètres hydrodynamiques considérés. On peut mettre cet effet en relation avec le comportement de la zone non-saturée qui peut être le lieu d'écoulement horizontaux non négligeables (voir Chapitre 2), modifiant ainsi les lignes de courant à proximité de la limite aval du système. Néanmoins, nous avons jugé que l'influence des caractéristiques de la zone non-saturée était faible sur le développement de la surface de suintement, rejoignant ainsi les conclusions de Clément et al. (1996).

II.2.4. Effet de l'anisotropie.

Dans le cas d'un sol anisotrope, le phénomène de suintement étant lié aux pertes de charge verticales et à la convergence des filets liquides proche du niveau drainant aval, on doit s'attendre à ce que le suintement soit d'autant plus important que le rapport K_x / K_z des composantes horizontale et verticale du tenseur de conductivité hydraulique est grand. Cet effet a été clairement mis en évidence par Boufadel et al. (1999) dans le cas de barrages en terre.

Nous avons testé l'effet de l'anisotropie du sol sur l'extension de la surface de suintement, en régime permanent, en utilisant le code résolvant l'équation de Laplace (afin de ne pas introduire de biais liés à la prise en compte de la zone non-saturée). Nous avons considéré un système d'extension latérale $L = 20$ m avec fossé vide, et comparé le cas isotrope ($K_x / K_z = 1$, avec $K_x = K_z = 0.02$ m/h de sorte que $K_x / L = 0.01$) à deux situations d'anisotropie : $K_x / K_z = 5$ et $K_x / K_z = 10$ (K_x est constant et K_z varie). Les résultats en terme de relation débit / hauteur de suintement sont présentés sur la figure C3. II. 6.

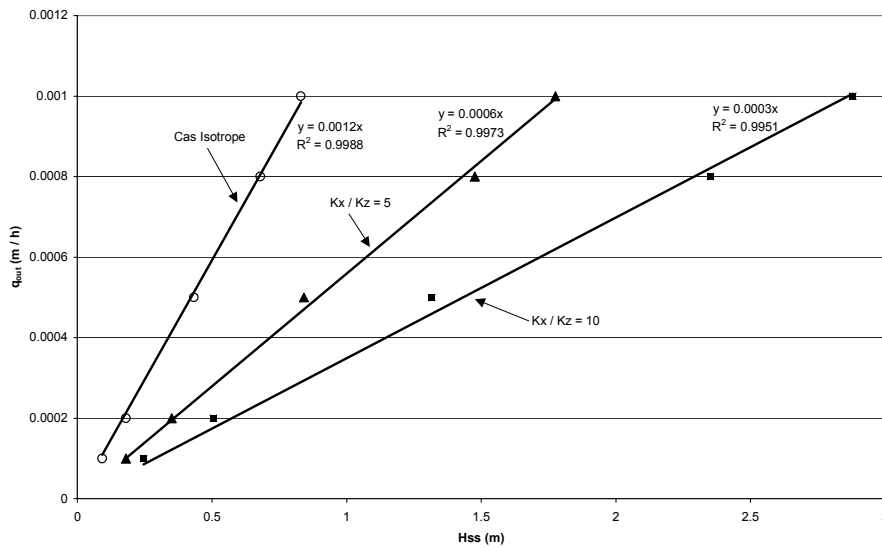


Fig. C3. II. 6 : relation entre débits drainés et hauteur de suintement simulée pour différents degré d'anisotropie du sol.

Les résultats sont conformes aux prévisions : pour un débit donné, la hauteur de suintement est d'autant plus importante que le rapport K_x / K_z est grand. La relation liant le débit à la hauteur de suintement reste linéaire, mais la pente est modifiée selon un ratio ne dépendant pas du rapport K_x / K_z de manière simple. En effet, dans le cas où $K_x / K_z = 5$, la pente de la relation est proche de la moyenne arithmétique des conductivités, rapportée à L ($[(K_x + K_z) / 2] * L$), alors que dans le cas où $K_x / K_z = 10$, c'est la moyenne géométrique qui convient mieux ($(K_x * K_z)^{0.5} * L$).

Si on s'inspire des travaux développés classiquement dans le cadre des matériaux anisotropes, la conductivité équivalente est plutôt de la forme « moyenne géométrique » (Marsily, 1994). Dans notre

cas cela impliquerait donc une relation du type : $\frac{H_{ss}}{L} = \frac{q_{out}}{\sqrt{K_x \cdot K_z}}$.

Nous retiendrons que la prise en compte de l'anisotropie du sol est nécessaire pour prévoir l'extension verticale de la surface de suintement. Un travail plus exhaustif reste néanmoins à réaliser sur ce point.

II.2.5. Effet d'un niveau d'eau constant dans le fossé.

Nous avons fait jusqu'à présent l'hypothèse peu réaliste que le fossé drainant était vide et qu'en conséquence le suintement était maximal. La présence d'un niveau d'eau libre dans le fossé va favoriser la composante horizontale des écoulements dans la nappe et, pour un débit et un type de sol donnés, réduire ainsi les pertes de charges verticales. La hauteur de suintement va donc être réduite, et ce d'autant plus que le niveau d'eau libre est important. Cet effet est attendu (Youngs, 1990 ; Shamshai et Narasimhan, 1991) mais à notre connaissance aucun auteur n'a tenté de le quantifier.

Des simulations ont été réalisées en régime transitoire de pluie avec le code de calcul HYDRUS 2D pour différentes tailles de systèmes et différents niveaux d'eau libre dans le fossé. Le sol est considéré dans cette étude comme homogène et isotrope. A partir de ces simulations nous avons construit les relations « débit / hauteur de nappe aval », en considérant dans ce cas que la hauteur de nappe aval était la hauteur d'eau dans le fossé (H_w) plus la hauteur de suintement générée (H_{ss}). Un exemple de résultat est donné sur la figure C3. II. 7, pour une l'extension latérale du système de 10 m.

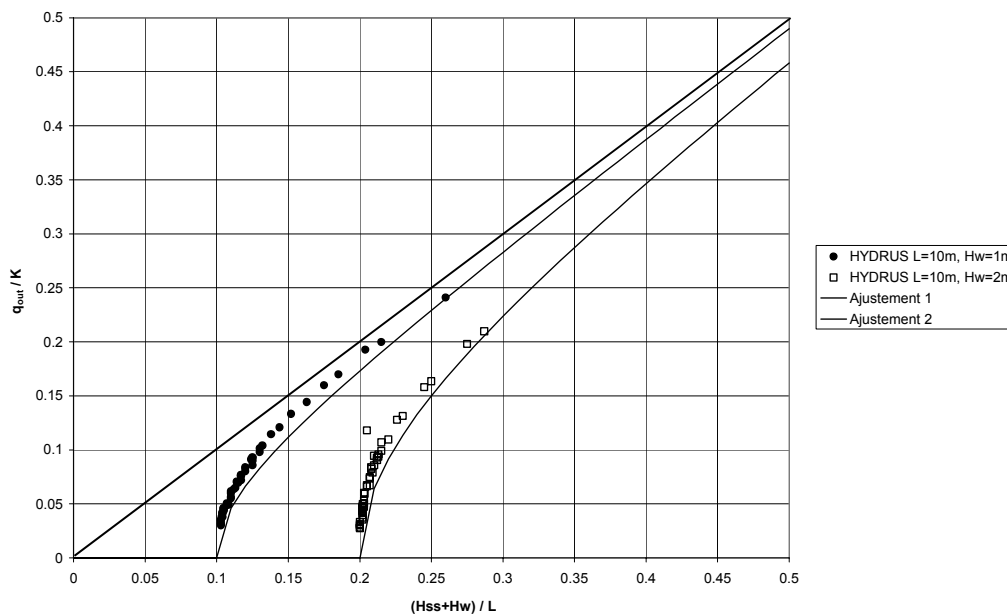


Fig. C3. II. 7 : relations entre débits drainés et hauteur de nappe à l'aval ($H_{ss} + H_w$) (en coordonnées adimensionnelles) simulées avec un tirant d'eau H_w dans le fossé.

La relation entre débit drainé et hauteur de nappe aval n'est plus linéaire. Pour un débit nul, la nappe est horizontale, à l'équilibre avec le niveau d'eau libre. La relation admet donc naturellement une tangente verticale lors que ($H_{ss} + H_w$) tend vers H_w . Lorsque le débit relatif (q_{out} / K) augmente, on

observe que la relation tend vers une droite dont l'asymptote est la relation linéaire mis en évidence dans le cas d'un fossé vide. Cet effet rend compte du fait que, pour un niveau d'eau libre H_w donné, plus on augmente le débit transitant dans le système, plus le phénomène de suintement sera prépondérant et la composante passant par la hauteur H_w négligeable.

La difficulté est donc de paramétrer une telle relation, et ce de manière compatible avec le cas du fossé vide. Nous proposons la relation empirique suivante, qui estime de manière satisfaisante la relation calculée (Cf. fig. C3. II. 7, « Ajustement 1 et 2 ») :

$$\frac{q_{out}}{K} = \frac{H_w}{L} \cdot \sqrt{\left[\frac{(H_w + H_{ss})^2}{H_w^2} - 1 \right]} \quad (i)$$

L'avantage de cette relation est qu'elle est facilement paramétrable, ne dépendant que des caractéristiques géométriques du système (H_w et L) ainsi que de la conductivité à saturation du sol. De plus, lorsque H_w tend vers 0 (cas du fossé vide), la relation tend bien vers la relation linéaire précédemment décrite. Nous pouvons donc considérer que cette relation généralise l'approche initiée dans le cas du fossé vide aux cas où il existe un niveau d'eau libre (constant) dans le fossé.

II.3 Conclusions

Les simulations réalisées avec les codes résolvant l'équation de Richards et l'équation de Laplace ont montré qu'il existe, dans le cas d'un fossé vide, une relation linéaire entre hauteur de suintement et débit à l'exutoire, de forme similaire à celle évaluée analytiquement par Engelund (1951). Pour une gamme réaliste de débits drainés ($q_{out} / K < 0.5$), et pour un sol homogène et isotrope, la relation mise en évidence est de la forme $q_{out} = (K / L) \cdot H_{ss}$, q_{out} étant le débit à l'exutoire ($[L \cdot T^{-1}]$), K la perméabilité à saturation ($[L \cdot T^{-1}]$), et L la longueur du système considéré ($[L]$). Des simulations réalisées pour des systèmes de longueur et de perméabilité à saturation différentes, et un rapport K / L constant, ont permis de vérifier la stabilité de cette relation. De plus, lorsqu'il existe un niveau d'eau libre (H_w) dans le fossé, la relation est non linéaire et admet deux asymptotes : (i) $H_{ss} = H_w$ lorsque le débit est faible ; (ii) la relation linéaire précédemment établie lorsque le débit est important. Enfin, les relations mises en évidence sont indépendantes du régime d'écoulement. Nous avons pu constater en effet qu'elles sont vérifiées aussi bien en régime permanent qu'en régime transitoire (à niveau d'eau libre constant).

III. Mise en évidence de la relation débit / hauteur de suintement : approche expérimentale sur modèle physique.

Cette section présente les expériences menées sur modèle physique afin de vérifier expérimentalement les principaux résultats mis en évidence lors des simulations exploratoires à partir des codes numériques. Dans ce but, nous avons mis au point et développé une maquette de recherche (« MASHyNS », MAquette de Simulation Hydraulique des Nappes Superficielles), dont l'objectif est de reproduire en laboratoire le fonctionnement hydraulique d'une nappe superficielle drainée en conditions maîtrisées.

III.1 Dispositif expérimental :

III.1.1. Principe général

Le modèle physique est constitué d'une cuve en inox et plexiglass de 2 m de long, 1,3 m de haut et 0.5 m de large, remplie d'un sol sablo-limoneux sur 1 m de haut. Le système est délimité par quatre parois étanches (dont certaines amovibles) et un fossé drainant, constituant l'aval du système. Le fond de la cuve est constitué d'une grille et de sept chambres pouvant être isolées indépendamment. Deux drains agricoles ($\varnothing$ 44/50 mm) ont été placés horizontalement aux angles inférieurs de la cuve. Ils ont été neutralisés lors des essais avec fossé drainant. En effet, la présence des drains peut créer une zone de passage privilégié pour l'eau, et va donc modifier l'organisation de l'écoulement dans le système. Pour diminuer le contraste entre les propriétés hydrodynamiques du milieu poreux (sol) et celles du drain, on a initialement placé un "boudin" de géotextile dans le drain droit (celui qui est le plus près du fossé). Nous reviendrons plus loin sur les effets éventuels liés à la présence de ces singularités lors de l'interprétation des résultats expérimentaux.

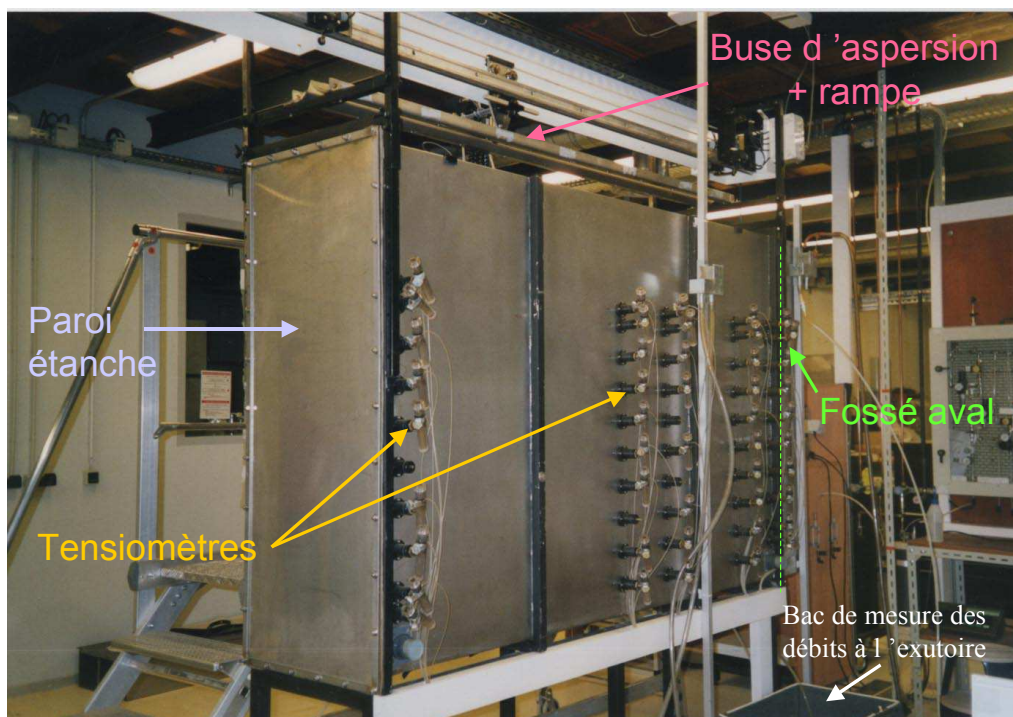


Fig. C3. III. 1 : Photo du dispositif expérimental « MASHyNS » (Cemagref ; DEAN)

La surface du sol est laissée à l'air libre, et on dispose d'un système d'aspersion par buse mobile permettant de simuler artificiellement une pluie avec un débit contrôlé. Un chaîne de mesure de 46 tensiomètres répartis dans le massif et connectés à un capteur de pression unique par un système Scanivalve permet de suivre l'évolution temporelle de la charge hydraulique au cours des essais. Un système de pesée à l'exutoire permet de mesurer les débit drainés par la nappe (Fig. C3. III. 2). Cinq sondes de températures ont été implantées dans le sol de la maquette.

Le pilotage du système et la gestion des cartes d'acquisition sont centralisés par un PC dédié, et un programme informatique spécifique (« PIMH », Pilotage Informatisé de la Maquette Hydraulique) a été mis au point en Visual Basic (Tang, 1999). Enfin, les procédures de pilotage de la maquette sont consignées dans un « Guide de l'Utilisateur ». Les procédures de vérification de l'instrumentation (purge des tensiomètres, calibration du capteur de pression...) et de gestion électronique et informatique du système sont consignées dans un « Guide de Maintenance », régulièrement évalué et complété.

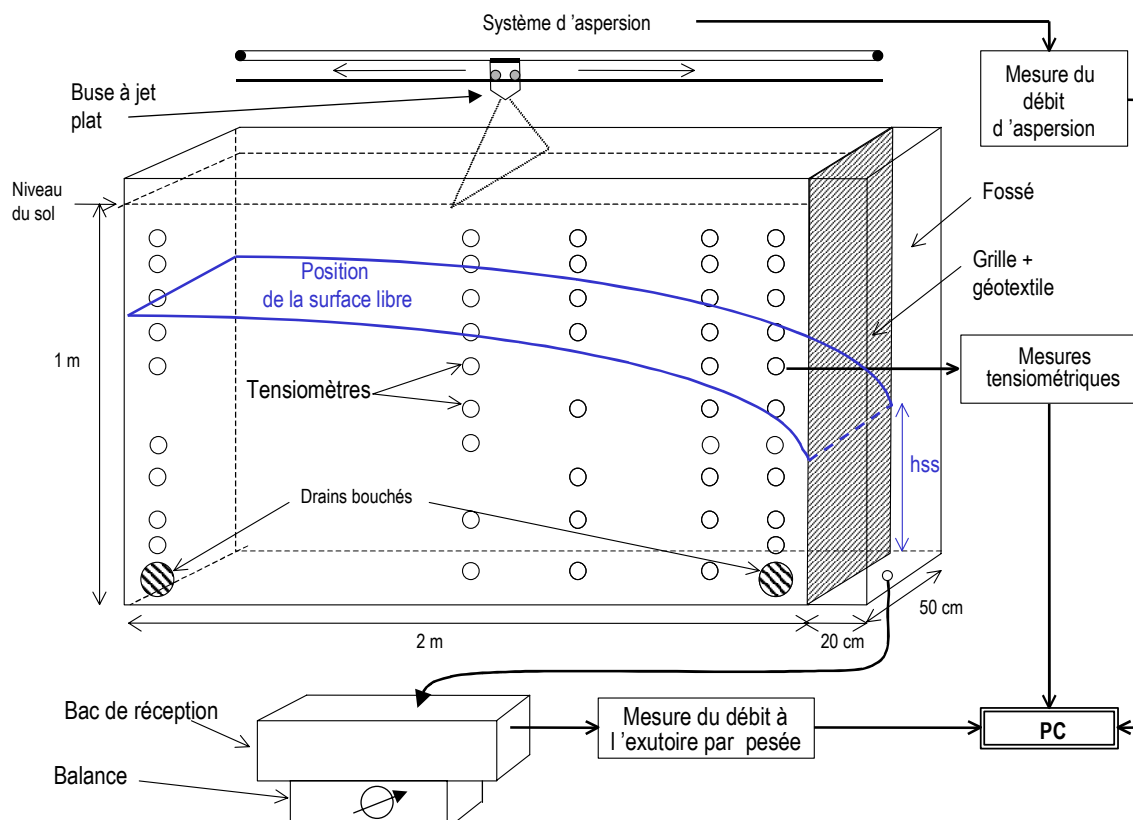


Fig. C3. III. 1 : Schéma de principe du dispositif expérimental « MASHyNS »

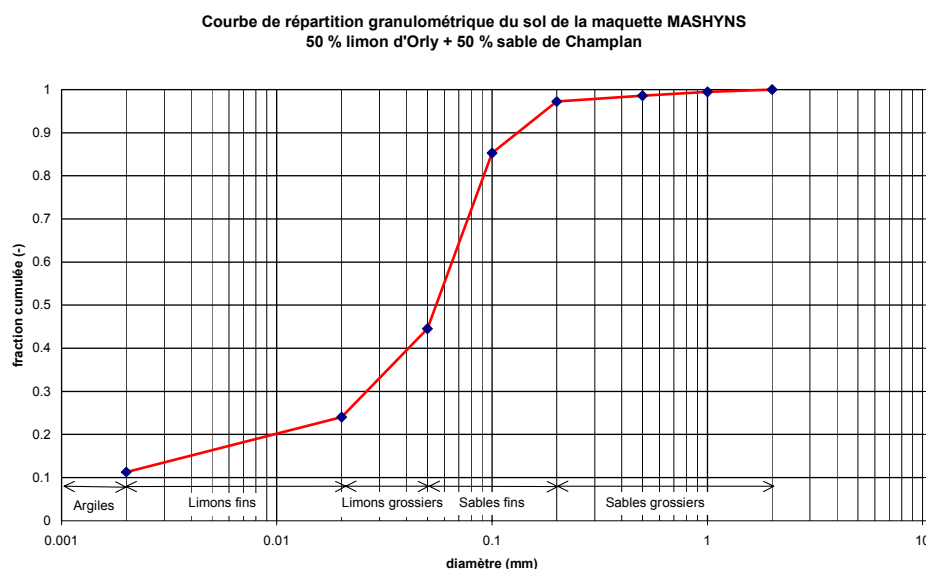
III.1.2. Caractéristiques du sol

Le volume de sol (1 m^3) occupant la maquette est un mélange à 50% de Limons d'Orly et de 50% de Sable de Champlan. Le choix de ce mélange a été dicté par le souci d'avoir un sol relativement filtrant et homogène (fraction sableuse) mais présentant aussi une composition granulométrique « équilibrée » (fractions limoneuse et argileuse). Le sol a été préparé par séchage naturel et tamisage à 2 mm. Le remplissage a été réalisé en trois étapes par dépose de couches de sol sec d'environ 30 cm de haut et saturation ascendante progressive. Des repères visuels ont été placés à deux niveaux dans le massif pour apprécier sa consolidation. Celle-ci n'a pas dépassé 1 % de la hauteur totale.

III. 1. 2. a. Granulométrie, densité sèche apparente, porosité totale :

La courbe de répartition granulométrique a été réalisée à partir d'un échantillon analysé par l'INRA d'Arras. Elle indique que le diamètre moyen des particules (D_{50}) est de 0.055mm. L'ensemble est de

granulométrie étalée, comme l'indique le coefficient d'uniformité $Cu = d_{60} / d_{10} = 32,5 > 2$, même si le coefficient de classement (Cuc) est plus faible ($Cuc = d_{75} / d_{25} = 4,25$), témoignant d'une texture principalement sablo-limoneuse.



La densité sèche apparente du sol a été estimée à 1,3 lors du remplissage à partir des pesées réalisées et du contrôle du volume occupé. Depuis le remplissage (janvier 1999), les niveaux de contrôle visuel n'ont pas indiqué de modification notable de la consolidation. Nous n'avons pas pu réaliser de mesure de densimétrie plus fine et il est probable qu'elle n'est pas homogène à l'échelle du massif. Néanmoins, si on s'en tient à la densité sèche apparente évaluée et si on considère que le densité des grains est de l'ordre de 2.65, on peut estimer que la porosité totale du sol est de l'ordre de 45 %.

III. 1. 2. b. Paramètres hydrodynamiques :

Les paramètres hydrodynamiques du sol ont été déterminés expérimentalement.

La conductivité hydraulique saturée verticale (K_z) a été mesurée à l'échelle de la maquette, en régime permanent, en maintenant un niveau d'eau libre constant en surface du sol préalablement saturé et en provoquant un drainage vertical monodimensionnel grâce aux chambres en fond de cuve. La mesure des débits sortants et des profils de charge hydraulique ont permis d'estimer une conductivité K_z de l'ordre de 1.0 ± 0.44 m/j (voir en annexe le calcul d'incertitude associé).

La conductivité hydraulique horizontale saturée (K_x) a été estimée à partir du gradient de charge local mesuré entre 5 et 30 cm du fossé drainant vide, lors des expériences menées en régime permanent. Différents essais ont été réalisés et ont abouti à une évaluation de K_x de l'ordre de 2.1 ± 0.34 m/j (voir en annexe le calcul d'incertitude associé).

La courbe de rétention a été déterminée expérimentalement par Paris (2001). Cette détermination a été faite à partir d'échantillons du sol de la maquette et dans la gamme de succion $0 < h < -150$ cm (Fig. C3. III. 3). La représentativité de ces mesures, à l'échelle de la maquette, a été testée par modélisation (HYDRUS 2D).

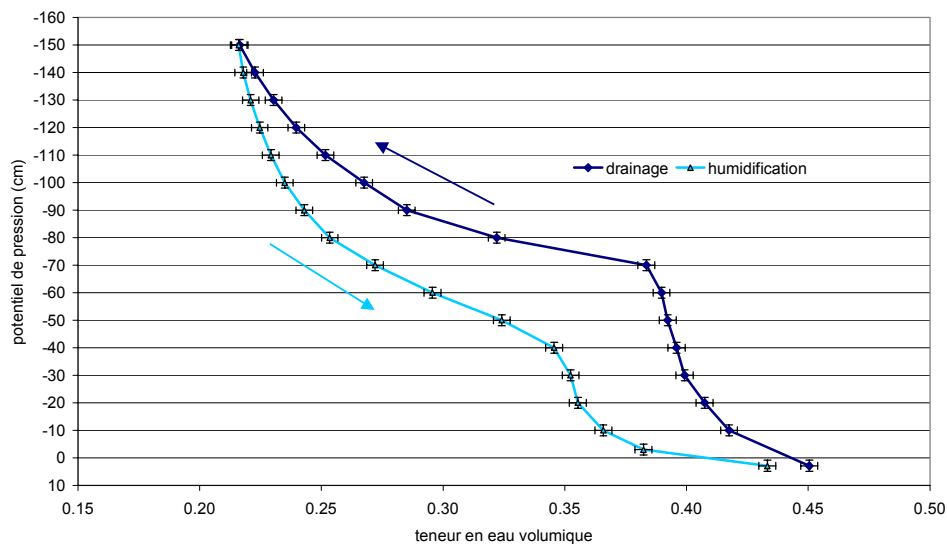


Fig. C3. III. 3 : courbes de rétention expérimentales

Le calage de la relation $h(\theta)$ a été réalisé en utilisant la loi de Mualem-van Genuchten (van Genuchten, 1980), selon deux branches, sur la courbe de drainage. Les paramètres sont les suivants :

- Pour $-0.1 < h < -0.6$ m, $\theta_s = 0.42$, $\theta_r = 0.2$, $\alpha = 1.20$ (m^{-1}), $n = 1.8$.
- Pour $-0.6 < h < -1.5$ m, $\theta_s = 0.42$, $\theta_r = 0.2$, $\alpha = 1.23$ (m^{-1}), $n = 6.14$

L'allure des courbes de rétention confirme le caractère principalement sableux du matériau.

III.1.3. Gestion des débits (aspersion et exutoire).

III. 1. 3. a. Principe de l'aspersion.

L'apport d'eau à débit donné en surface du sol est assuré par un système d'aspersion sous pression délivré par une buse mobile à jet plat. La buse est alimentée par de l'eau préalablement mise sous pression dans des réservoirs pesés en continu afin d'évaluer finement le débit apporté. L'eau parvenant à la buse est pulvérisée sous l'effet d'une pression d'air contrôlée par le logiciel de pilotage à travers un régulateur de pression automatique. Le différentiel entre la pression d'eau (contrôlée par l'opérateur) et la pression d'air (pilotée par le PC) permet de déterminer le débit délivré par la buse. Des abaques ont été mises au point (voir annexes) et ont servi de base au contrôle *a priori* des débits apportés. La pesée des réservoirs d'eau permet de faire une vérification *a posteriori* des débits et sont alors pris en compte dans le traitement des données.

L'hétérogénéité spatiale de la pluie artificielle a été évaluée expérimentalement (Dere, 2000) : l'eau apportée lors d'un épisode de pluie de quelques minutes a été récoltée dans des récipients ($\varnothing$ 60 mm) disposés de façon régulière à la surface du sol. Chaque récipient a ensuite été pesé. Le résultat d'un essai réalisé pour un débit de 8 mm/h est présenté sur la figure C3. III. 4.

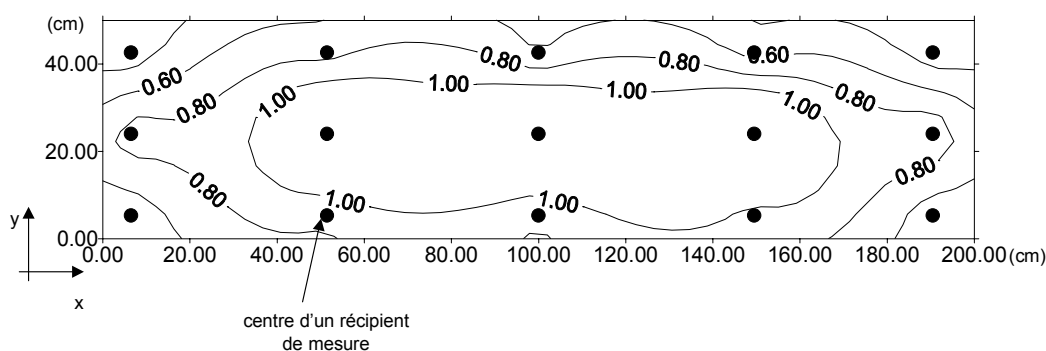


Fig. C3. III. 4. : répartition spatiale de l'aspersion à la surface du sol, évaluée à partir d'un essai de 5 minutes à 8 mm/h.

L'apport d'eau en surface est hétérogène. Dans l'axe transversal (selon y), l'hétérogénéité s'explique par la dispersion des gouttelettes d'eau dans le jet délivré par la buse. Cet effet se concrétise par une quantité d'eau plus importante délivrée au centre du jet. Dans l'axe longitudinal (selon l'axe x), l'hétérogénéité est due au fait que la buse s'arrête brièvement lorsqu'elle change de direction de

balayage. Cela a comme conséquence que les derniers centimètres au bords de la maquette reçoivent un peu moins d'eau que le reste de la surface.

L'apparente hétérogénéité de l'apport d'eau par le système d'aspersion n'a pas été un obstacle au déroulement des essais. Nous avons pu constater visuellement (apparition du flaquage p.e.) qu'à l'échelle de la durée d'une expérience (plusieurs heures) les conditions d'apports d'eau en surface avaient tendance à s'homogénéiser. D'autre part les différents suivi tensiométriques ont permis de vérifier, lors des essais en régime permanent, qu'il n'existait pas de différence notable entre les valeurs mesurées par les tensiomètres proches de la surface (5 cm de profondeur) selon leur position selon l'axe longitudinal. Enfin on peut ajouter que la notion de débit surfacique qu'implique l'unité de travail en mm / h sous-entend que le débit considéré comme pénétrant à la surface du sol est compris comme étant une moyenne spatiale à l'échelle du système. Nous ferons donc l'hypothèse que, dans les conditions de nos expériences (nappe proche de la surface), l'hétérogénéité de l'apport d'eau en surface n'introduit pas de biais important.

III.1.3. b. Principe de mesure des débits.

Les débits (aspersion, exutoires) sont mesurés par des pesées faites à intervalle régulier selon un pas de temps fixé par l'opérateur. A partir de ces mesures, le logiciel calcule le débit instantané (mm/h) par différence de masse rapportée à la section horizontale du massif (0.97 m²).

L'incertitude $u(q)$ sur le débit a été déterminée par Ledoyen (2000) selon la méthode du GUM (« Guide for Uncertainty Measurement » (ISO, 1995), et voir en annexe pour une présentation des principes). La valeur de l'incertitude dépend essentiellement du pas de temps choisi entre deux pesées, du fait de la résolution des balances. Toutefois, cette incertitude ne peut être inférieure à une valeur seuil de 0.15mm/h, ce qui correspond à un pas de temps d'échantillonnage optimal de l'ordre de 2 minutes. Dans la plupart des essais réalisés, le débit a été mesuré avec un pas de temps de 30 secondes, ce qui correspond à une incertitude théorique de 2mm/h. Néanmoins, du fait des variations relativement lentes des débits lors des expériences, nous avons pu vérifier qu'en recalculant les valeurs de débit suivant un pas de temps d'échantillonnage de 3 minutes, les valeurs obtenues étaient très proches de celles obtenues pour un pas de temps de 30 secondes (l'écart entre les deux est inférieur à 0.1mm/h). Nous avons donc considéré que l'incertitude sur cette grandeur était de l'ordre de 0.2 mm/h.

III.1.4. Mesures tensiométriques.

On dispose de 48 voies de mesure de pression d'eau. 46 sont reliées à des tensiomètres disposés horizontalement dans le sol (voir annexes), et 2 sont reliées à des voies dites « de référence ». Les 46 tensiomètres du sol sont disposés selon cinq profils verticaux situées à des distances de 5 cm, 30 cm, 75 cm, 100 cm et 195 cm du fossé drainant. Sur une verticale, les tensiomètres sont placés pour la plupart tous les 10 cm (voir annexes pour la répartition précise des emplacements). Un commutateur hydraulique (Scanivalve) permet de mesurer la pression d'eau sur plusieurs voies différentes, avec un seul capteur de pression.

L'utilisation d'un seul capteur pour toutes les voies tensiométriques permet d'avoir une incertitude de mesure unique pour tous les tensiomètres, et évite de devoir manipuler un parc de capteurs trop important. Les voies de référence sont des voies pour lesquelles la pression d'eau et la cote (donc la charge) sont parfaitement déterminées. Elles servent à corriger les mesures effectuées au niveau des tensiomètres. Le principe de correction fait l'hypothèse (régulièrement vérifiée) d'une réponse linéaire du capteur, sachant que les charges mesurées au niveau des voies de référence (- 50 cm et + 150 cm, la référence en altitude étant le fond de la maquette) encadrent les charges mesurées au niveau des tensiomètres (voir annexes). Cette stratégie de correction permet de s'affranchir des paramètres extérieurs influençant la qualité des mesures (variations de température, de pression atmosphérique...). Chaque séquence de scrutation des tensiomètres commence par une mesure de la charge au niveau des voies de référence, puis se poursuit par horizons successifs pour minimiser les variations de pression entre chaque changement de voie (voir annexes.).

Lorsque le Scanivalve bascule d'une voie de mesure à une autre, le capteur de pression est soumis à une variation de pression brutale et il est donc nécessaire d'attendre un certain temps afin que le système s'équilibre et que la mesure puisse se faire. La stratégie suivie repose sur une interrogation à pas de temps fixe (500 ms) du capteur de pression par le PC. Au début de chaque expérience, l'utilisateur choisit deux paramètres clés : le seuil d'équilibrage et le temps maximum de scrutation du capteur. Lorsque le système interroge le capteur, si deux mesures successives ont une différence supérieure au seuil choisi (0.1 cm de colonne d'eau dans nos expériences), le système continue la scrutation. Si le temps maximum de scrutation (10 s en général) est dépassé, la mesure se fait malgré tout. Dans la pratique, le temps de stabilisation de la mesure dépend des variations de pression entre

deux voies successives, et il est d'autant plus grand que l'écart est important. Pour un tensiomètre donné, il dépend aussi des conditions hydrauliques locales autour de la bougie poreuse, l'équilibrage de pression se faisant par transfert d'eau entre le sol et la bougie. La présence d'air piégé dans le circuit hydraulique peut aussi fortement influencer le temps de réponse du système, et des purges régulières sont réalisées dans ce sens. Dans la plupart des expériences que nous avons menées, le temps d'équilibrage moyen a été de l'ordre de 3 s. Néanmoins, lorsque les phénomènes étudiés sont rapides, la stratégie de scrutation successive imposée par le système Scanivalve peut poser problème. En effet, les champs de potentiels ont le temps d'évoluer significativement durant la séquence de scrutation totale des 48 voies qui dure en moyenne 3 min. On obtient donc une vision « déformée » de ce qu'il se passe dans le système. Cet effet peut être atténué en choisissant de ne mesurer la charge que sur certains tensiomètres, afin de diminuer l'écart en temps entre le début et la fin de la période de scrutation (moins de mesures à effectuer, donc durée de la scrutation totale moins longue). Nous avons aussi tenté, pour certains essais de régime transitoire, d'utiliser une chaîne de capteurs, c'est à dire que chaque tensiomètre « possède » son propre capteur. Ce dispositif permettait donc de mesurer la charge sur différents tensiomètres simultanément, et non plus successivement. Malheureusement, ce dispositif n'a pas donné des résultats aussi précis que ceux obtenus avec le système Scanivalve. Il a donc été abandonné.

L'incertitude de détermination de la charge hydraulique a été déterminée selon la méthode du GUM et a été évaluée à 0,9 cm de colonne d'eau, pour un coefficient d'élargissement de 2 (Ledoyen, 2000 ; voir annexes).

III.2 Protocole expérimental, traitement des données.

L'objectif des essais menés sur la maquette est de pouvoir vérifier expérimentalement l'existence de la relation précédemment mise en évidence par l'approche numérique, reliant débit drainé et hauteur de suintement, et ce dans différentes situations : régime permanent, régime transitoire, fossé vide ou avec un niveau d'eau constant. Nous avons mené les expérimentations durant le printemps et l'été 2000, le drain aval étant bouché avec un boudin compact de géotextile (Dere, 2000). Durant le printemps 2001, des expérimentations complémentaires ont été réalisées avec le drain aval rempli de sol identique à celui de la maquette. Durant ces deux périodes de travail, nous avons suivi le même type de protocole et les mêmes techniques de traitement des données.

III.2.1. Conditions générales de réalisation des expériences.

Dans les essais réalisés, la condition initiale du système est généralement l'équilibre hydrostatique, la nappe étant à l'équilibre avec le niveau d'eau libre du fossé. Lors d'un essai, la première étape est de régler par un « trop plein » le niveau d'eau dans le fossé à la cote H_w désirée, tout en imposant en surface une recharge soit à débit nul, soit constant, soit variable. On mesure alors les débits évacués par pesée tout en déterminant à pas de temps fixe la répartition de la charge hydraulique par profils tensiométriques.

Durant les essais en régime permanent, on cherche à atteindre une situation d'équilibre de la nappe et d'égalité entre débits entrant et sortant. Dans ces cas, tous les tensiomètres de la chaîne sont interrogés avec un pas de temps de 10 minutes. Les débits (aspersion et exutoire) sont évalués toutes les 30 à 60 secondes.

Pour ce qui concerne les essais en régime transitoire, deux situations ont été testées : (i) sans recharge en surface et chute brutale du niveau aval dans le fossé (essai de tarissement) ; (ii) recharge à débit variable et niveau d'eau libre aval H_w constant (régime transitoire de pluie). Pour les raisons explicitées précédemment (temps de scrutation), les mesures tensiométriques sont alors faites uniquement sur le profil de tensiomètres situé à 5cm du fossé drainant. Elles sont réalisées toutes les 5 minutes. Pour la mesure des débits à l'exutoire, l'échantillonnage se fait selon un pas de temps de 30 secondes.

La gamme de débit d'aspersion qui a pu être investiguée est relativement réduite (6 à 19 mm/h), et ce pour trois principales raisons. Pour les faibles débits, le système d'aspersion brumise l'eau à des pressions importantes (> 2 bars) et l'apport d'eau parvenant réellement en surface du sol n'est pas garanti, ce qui peut être source d'erreur dans l'établissement du régime permanent par exemple. D'autre part, pour les débits inférieurs à 8 mm/h, la nappe est très basse et on ne peut pas détecter précisément la position de la surface libre au bord du fossé, ce qui engendre des erreurs dans l'estimation de la hauteur de suintement. Enfin, pour les forts débits, la nappe peut affleurer et une partie de l'eau se stocke en surface, modifiant ainsi les conditions de recharge de la nappe et l'évaluation correcte du bilan hydrique.

III.2.2. Traitement des données tensiométriques.

La hauteur de suintement est définie comme la différence d'altitude entre le niveau d'eau libre dans le fossé, et la position de la surface libre de la nappe à la frontière avec le fossé drainant. Expérimentalement, il est très difficile de pouvoir mesurer la pression de l'eau strictement au bord du fossé et la hauteur de suintement ne peut pas être directement mesurée. Le profil tensiométrique le plus proche du fossé drainant se trouve à 5 cm du bord. Une analyse des profils de pression le long de cette verticale nous a conduit à estimer que l'évaluation de la hauteur de suintement peut être réalisée de façon satisfaisante à cette distance du bord. Un exemple de profil de charges hydrauliques mesuré à 5cm du bord, pour un essai de régime permanent avec fossé vide et un débit de 19mm/h, est présenté sur la figure C3. III. 5.

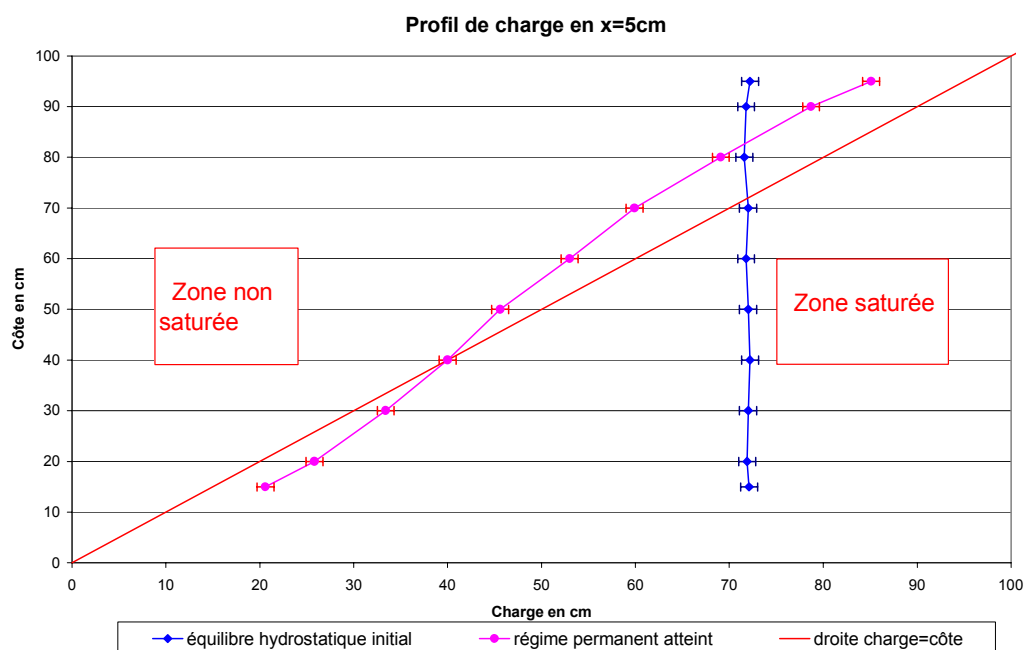


Fig. C3. III. 5 : profils verticaux de charge (cm) mesurés à 5cm du bord du fossé drainant, à l'état initial et une fois le régime permanent atteint. Le débit d'aspersion est de 19 mm/h.

Pour chaque période de scrutation, la position de la surface libre de la nappe ($h = 0$) est calculée sur un ou plusieurs profils par interpolation linéaire entre deux tensiomètres consécutifs dont un se trouve dans la zone saturée ($h > 0$), et l'autre dans la zone non-saturée ($h < 0$). L'incertitude sur la position de la surface libre par interpolation entre deux tensiomètres a été estimée à 2,5 cm, si on considère un coefficient d'élargissement égal à 2 (voir annexes). Lorsque la cote de la surface libre est inférieure à la

cote du tensiomètre le plus bas sur une verticale, on estime sa position par extrapolation du profil. Cela est parfois nécessaire, notamment lorsque la surface de suintement est peu développée (essais de tarissement, ou régimes permanents avec recharge en surface de faible intensité). Cette extrapolation est néanmoins une source d'erreur potentielle et nous en avons limité l'emploi.

Nous avons choisi d'estimer la position de la surface de suintement par la position de la surface libre mesurée à 5 cm du bord du fossé. C'est a priori une légère surestimation de la réalité. Il a été envisagé d'évaluer la position de la surface libre au bord du fossé en extrapolant linéairement la position de la surface libre estimée à 5 cm et 30 cm du bord. Cette idée a été abandonnée, et ce pour plusieurs raisons. Tout d'abord, l'extrapolation linéaire n'est pas forcément la plus adaptée pour cette évaluation, on ne connaît pas exactement le comportement de la nappe proche de cette interface. Ensuite, le fait d'extrapoler la position de la surface libre à partir de la position évaluée par interpolation sur deux autres verticales, ajoute une incertitude sur la valeur ainsi calculée. En effet, il existe déjà une incertitude de l'ordre de 2.5 cm sur la position de la surface libre, à laquelle va s'ajouter l'incertitude liée à l'extrapolation elle-même. Le fait de chercher à recalculer la hauteur de suintement par des moyens indirects peut donc aboutir à une évaluation moins fiable de la hauteur de suintement que si l'on utilise la position de la surface libre évaluée en $x = 5$ cm. On retiendra en tout cas que l'indétermination sur l'estimation de la hauteur de suintement est tout au plus de quelques centimètres.

III.3 Résultats et discussions

Pour chaque essai mené, nous avons estimé la hauteur de suintement en déterminant la position de la surface libre de la nappe à partir du profil de tensiomètres à 5 cm du bord du fossé. De manière concomitante, les débits ont été mesurés afin d'évaluer expérimentalement la relation liant hauteur de suintement et débits drainés. Un exemple de résultats est présenté sur la figure C3. III. 6.

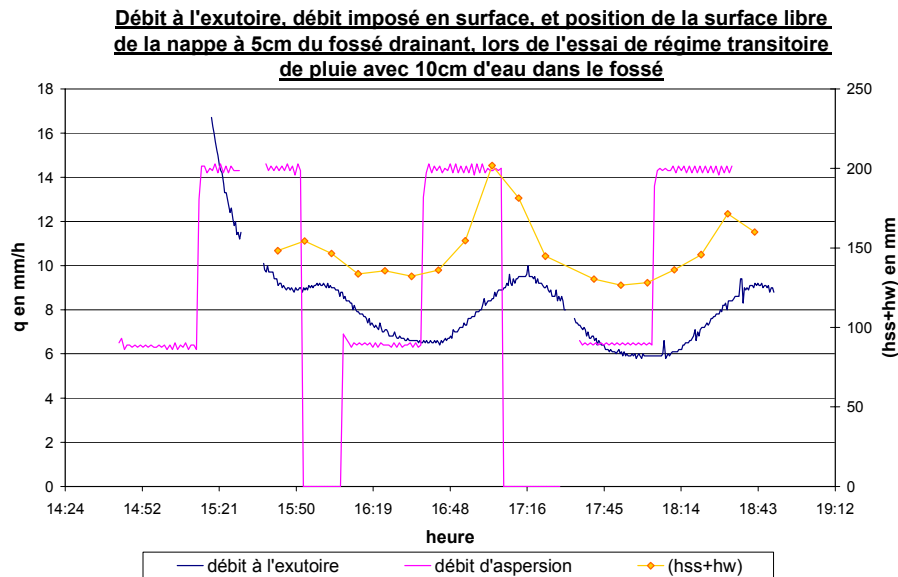


Fig. C3. III. 6 : Chroniques des débits (mm/h) apportés par l'aspersion et drainés par le fossé, et des hauteurs de nappe (mm) estimées à 5 cm du bord du fossé.

III.3.1. Cas du fossé vide

Dans le cas où le fossé aval est vide, les résultats des suivis expérimentaux (en régimes transitoire (RT) et permanent (RP)) ont permis de confirmer les principales conclusions issues de l'analyse théorique issue des simulations exploratoires (section II de ce Chapitre). La figure C3. III. 7 détaille la relation déterminée expérimentalement.

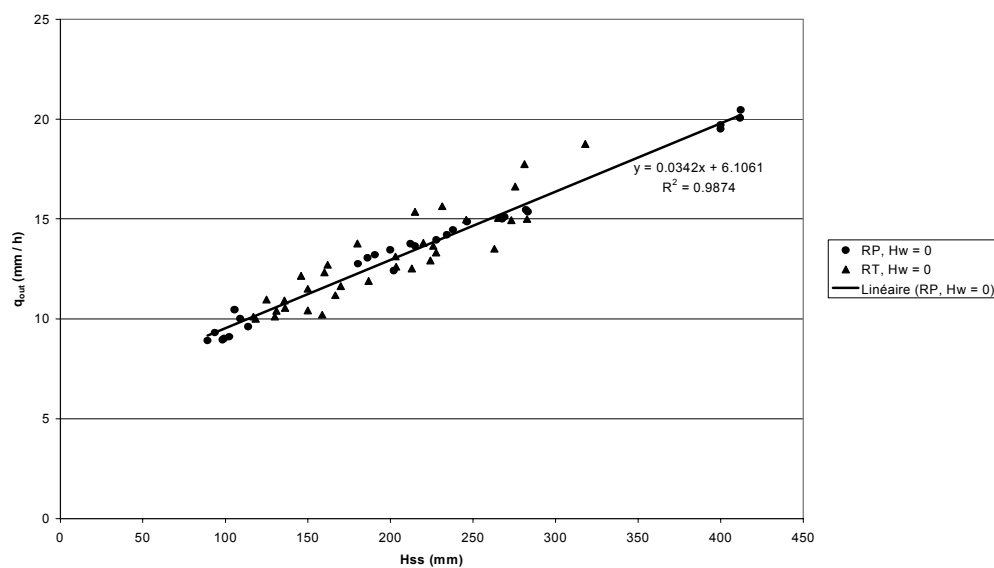


Fig. C3. III. 7 : relation débit drainé (mm/h) hauteur de suintement estimée (mm). Fossé vide. Drain bouché par géotextile.

Tout d'abord on constate que la relation liant le débit drainé et l'estimation la hauteur de suintement est bien de nature linéaire, et ce quel que soit le régime. La droite ajustée sur les points expérimentaux présente une pente de l'ordre de « K / L » = 0.034 h⁻¹. La maquette ayant une extension latérale de $L = 2$ m, on peut donc estimer le paramètre « K » à partir de cette relation, soit $K = 0.068 \text{ m.h}^{-1} = 1.64 \text{ m.j}^{-1}$. Nous avons vu que dans le cas d'un sol homogène et isotrope, « K » est strictement la conductivité hydraulique du sol. Nous avons de plus mis en évidence que dans le cas d'un sol anisotrope, la pente de la relation $q(H_{ss})$ était modifiée selon un facteur dépendant du degré d'anisotropie. Le sol de la maquette (Cf. section III. 1. 2. b de ce Chapitre) étant légèrement anisotrope ($K_x / K_z = 1.5$ à 2), on doit donc s'attendre à ce que la pente de la relation $q(H)$ expérimentale soit comprise en $K_z / L = 0.021 \text{ h}^{-1} \pm 0.009$, et $K_x / L = 0.046 \text{ h}^{-1} \pm 0.007$, ce que confirment les résultats. En effet, si on adopte une conductivité équivalente égale à la moyenne géométrique, on obtient :

$$\text{« } K / L \text{ »} = \frac{\sqrt{K_x K_z}}{L} = 0.031 \text{ h}^{-1}.$$

Si son caractère linéaire semble bien confirmé expérimentalement, la relation présente néanmoins une ordonnée à l'origine non nulle qui n'est pas compatible avec l'approche théorique précédemment détaillée. En effet, dans le cas d'un fossé vide, on ne peut a priori pas avoir un débit drainé sans surface de suintement. On peut avancer plusieurs hypothèses à cette observation :

- La relation investiguée n'est en fait pas linéaire lorsque le débit tend vers zéro ;
- Les conditions de suintement sont modifiées par l'interface sol / fossé, du fait de la présence d'un grille et d'un géotextile assurant un rôle de maintien du sol ;
- La présence du drain aval bouché par un boudin de géotextile modifie localement suffisamment les lignes de courant pour perturber le développement de la surface de suintement.

C'est cette dernière hypothèse qui nous a paru la plus réaliste et conforme aux observations : même bouché avec un boudin de géotextile, la conductivité hydraulique du drain est a priori beaucoup plus grande que celle du sol en place, modifiant ainsi significativement les pertes de charge à l'aval du système et diminuant le suintement. Afin de valider cette analyse et corriger ce biais, nous avons conduit durant le printemps 2001 une autre série d'expériences en ayant préalablement rempli le drain avec le même matériau contenu dans la maquette. L'effet de cette opération sur la relation $q(H_{ss})$ est présenté sur la figure C3. III. 8.

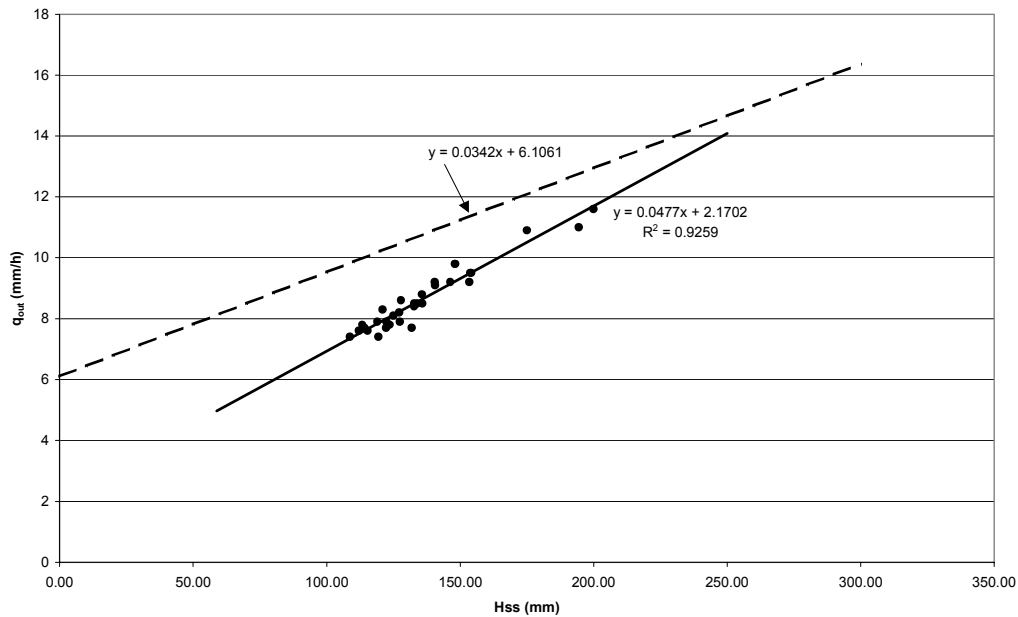


Fig. C3. III. 8 : relation débit drainé (mm/h) hauteur de suintement estimée (mm). Fossé vide. Drain bouché par sol en place.

On constate premièrement que la relation reste linéaire mais que sa pente est plus forte. Elle reste néanmoins dans la gamme attendue, mais plus proche du rapport Kx / L . D'autre part on observe que l'ordonnée à l'origine de la relation linéaire a été sensiblement réduite, confirmant par là que le biais introduit par la présence du drain bouché est bien à l'origine d'une partie du décalage observé.

Malgré les difficultés pratiques de réalisation et les erreurs de mesures inhérentes à ce type d'expérimentation, on peut conclure de ces résultats que la relation entre le débit drainé et la hauteur de nappe à l'aval du système - que nous avons identifiée au suintement - pouvait être approchée par une relation linéaire dont la pente dépend de la conductivité du massif de sol et de l'extension latérale du système.

III.3.2. Cas du niveau d'eau aval (H_w) constant.

Afin de compléter la vérification expérimentale de la nature de la relation liant débit drainé et hauteur de suintement, nous avons procédé à des essais en maintenant un niveau d'eau (H_w) constant dans le fossé. De la même manière que précédemment, nous avons suivi l'évolution de la surface libre de la nappe en bordure du fossé et mesuré les débits en menant des essais en régimes permanent et

transitoire. La figure C3. III. 9 présente les relations obtenues pour des niveaux d'eau constants de 10 et 20 cm dans le fossé, le drain étant bouché par le matériau en place.

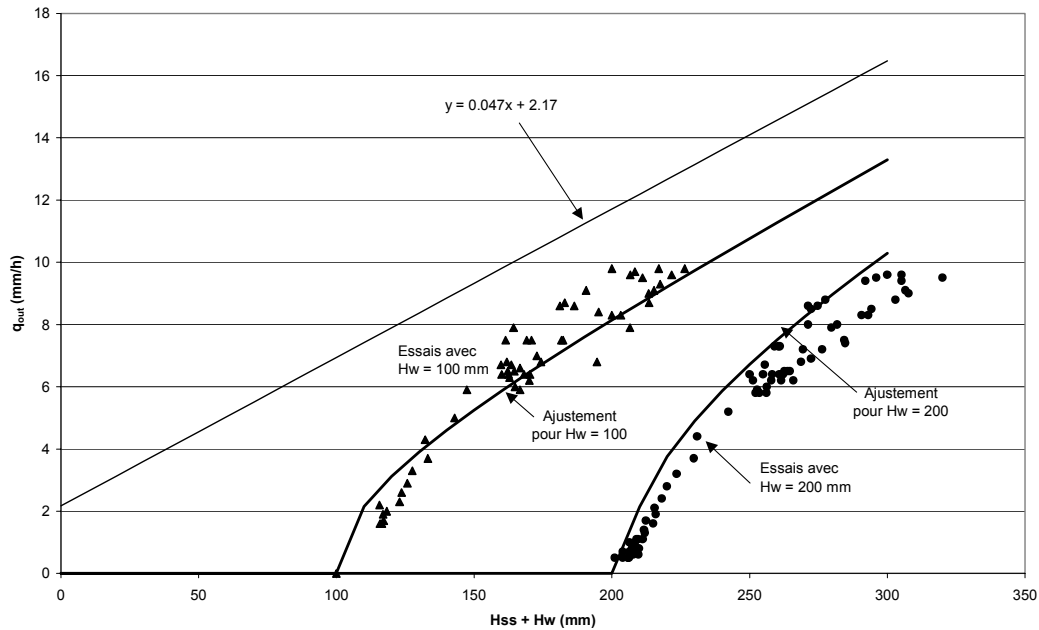


Fig. C3. III. 9 : relations débit drainé (mm/h) / hauteur de nappe (mm) estimée à 5 cm du bord pour deux tirant d'eau (H_w) dans le fossé.

Les résultats expérimentaux confirment que, dès lors qu'il existe un niveau d'eau libre dans le fossé, la relation débit / hauteur de nappe aval n'est plus linéaire et admet une asymptote verticale lorsque le débit tend vers zéro. L'allure générale des relations pour $H_w = 100$ mm et $H_w = 200$ mm est comparable à celle prédite numériquement.

Nous avons tenté d'ajuster la relation analytique (i) proposée à la section II. 2. 5 de ce Chapitre,

$$q_{out} = \frac{K.H_w}{L} \cdot \sqrt{\left[\frac{(H_w + H_{ss})^2}{H_w^2} - 1 \right]}, \text{ en considérant le rapport "K / L" expérimental proche de la valeur}$$

déterminée dans la seconde série d'expériences avec le fossé vide ($K / L = 0.047 \text{ h}^{-1}$, trait plein sur la Fig. C3. III. 9). On constate que l'ajustement est correct pour le cas où $H_w = 100$ mm, malgré un nuage de points expérimentaux relativement étalé. L'ajustement est un peu moins bon pour le cas où $H_w = 200$ mm avec une sous-estimation systématique de l'ordre de 30 mm des hauteurs de suintement à débit donné. L'ajustement reste néanmoins une bonne estimation des valeurs mesurées. Il faut, dans ce sens, signaler que les ajustements réalisés à partir de la loi analytique sont particulièrement

sensibles à la détermination du paramètre " K / L " à l'échelle du système. Le niveau d'incertitude inhérent à la détermination expérimentale de cette grandeur doit donc être pris en compte afin d'évaluer la qualité de la prédiction réalisable par la loi analytique. Rappelons en effet que l'incertitude de la détermination de la position de la surface libre de la nappe (et donc de la hauteur de suintement) est de l'ordre de 2,5 cm.

En tout état de cause, nous considérons que les résultats expérimentaux acquis sur le pilote MASHyNS confirment clairement que les conclusions émises à l'issue de l'approche numérique exploratoire sont acceptables. Nous sommes ainsi en mesure de proposer une estimation simplifiée de la hauteur de suintement dans une large gamme de situations.

III. 4. Conclusions et conséquences en terme de modélisation

Dans ce qui a précédé, nous avons établi numériquement et confirmé expérimentalement qu'il existe une relation simple liant le débit drainé et la hauteur de nappe à l'aval du système prenant, en compte la hauteur de suintement, et ce indépendamment du régime. Ces résultats généralisent les approches établies par quelques auteurs (voir p.e. Youngs, 1990) limitées au cas particulier du régime permanent et d'un fossé vide.

La relation mise en évidence est peu sensible aux conditions d'écoulements dans la zone non-saturée et dépend essentiellement de la conductivité à saturation du sol, de la dimension latérale du système et du niveau d'eau libre aval. L'anisotropie du sol influence significativement la loi tout en n'en modifiant pas sa forme générale.

La relation proposée est intéressante car ses paramètres (K , L) peuvent être évalués assez simplement et servir de base à une prise en compte spécifique du suintement dans les modèles reposant sur l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer. Nous allons à présent nous intéresser à la mise en œuvre de cette correction et évaluer à partir de deux exemples l'efficacité de la démarche.

IV. Intégration d'une nouvelle condition aux limites dans l'équation de Boussinesq : résultats et conséquences.

La prise en compte du phénomène de suintement est couramment évoquée comme un atout majeur des modèles capables de représenter les composantes horizontales et verticales dans l'écoulement des nappes (Youngs, 1990). Nous avons vu que dans cette classe de modèles, on pouvait regrouper les outils fondés sur la résolution de l'équation de Richards ainsi que de celle de Laplace. En effet, les modèles fondés sur l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer (écoulements horizontaux dans la nappe) ignorent ce processus, engendrant ainsi des erreurs dans la détermination de la position de la nappe. Cette dernière classe de modèles reste néanmoins très utilisée du fait même de leur simplicité de résolution et de leur économie en paramètres à estimer.

A l'issue du travail que venons de présenter, nous sommes en mesure de proposer une correction des modèles saturés reposant sur l'hypothèse de DF afin de prendre en compte le phénomène de suintement. Le principe de la correction proposée repose sur l'introduction de la loi semi-empirique liant hauteur de nappe au bord du système (intégrant la hauteur de suintement) et débit drainé comme condition à la limite aval dans l'équation de Boussinesq. La loi mise en évidence constitue en effet une relation « $q(H)$ » assimilable à une condition mixte de type Fourier, relativement classique en modélisation hydraulique.

IV. 1. Principe de mise en œuvre de la correction

Nous avons introduit la loi $q_{out} = \frac{K.H_w}{L} \cdot \sqrt{\left[\frac{(H_w + H_{ss})^2}{H_w^2} - 1 \right]}$ comme condition aval dans la résolution

numérique de l'équation de Boussinesq selon le schéma aux différences finies présenté précédemment (SIDRA 2+, Chap. 1). Un test a été introduit afin de détecter à chaque itération l'existence ou non d'une hauteur de suintement. En effet, si le niveau aval d'eau libre dans le fossé (qui est transitoire et constitue une variable de forçage du système calculé) dépasse le niveau aval de la nappe, on suppose qu'il y a connexion entre les deux niveaux et on ne tient donc pas compte de la loi introduite. Dès que le

niveau aval dans le fossé est inférieur au niveau de la nappe et que le débit calculé est « sortant » (situation de drainage), le code numérique calcule la hauteur de nappe aval selon la loi introduite et génère, selon les conditions, une hauteur de suintement. Le principe de la correction repose ainsi sur l'idée que l'on assimile la surface de suintement – c.a.d une zone où les écoulements sont verticaux – à une hausse « équivalente » du niveau du fossé où selon DF ces écoulements sont considérés comme horizontaux.

IV. 2. Principes de vérification du modèle corrigé

Afin de vérifier à la fois l'efficacité du mode de traitement numérique et l'intérêt général de la correction introduite, nous avons choisi d'appliquer le modèle SIDRA 2+ corrigé à deux exemples classiques issus de la littérature. Notre souci est de valider notre démarche à partir de jeux de données extérieurs à nos expériences ou à nos simulations numériques exploratoires.

Le premier exemple considéré repose sur les travaux de Vauclin et al. (1976) qui ont mené des expériences de rabattement de nappe (sans recharge) sur un modèle physique de laboratoire. Dans ces expériences, les auteurs ont clairement pu mettre en évidence l'apparition d'une surface de suintement dont l'extension évolue dans le temps. Les données disponibles sont nombreuses et de qualité et elles ont déjà servi de base à la vérification de codes numériques (p.e. Clement et al., 1994).

Le deuxième exemple est issu des travaux de Skaggs et Tang (1976) qui ont été parmi les premiers à comparer les performances respectives de modélisations fondées sur l'équation de Richards et de Boussinesq pour rendre compte du tarissement d'une nappe dans des conditions comparables aux travaux de Vauclin et al. (1976). Skaggs et Tang ont en particulier montré que l'introduction d'une porosité de drainage variable et fonction de la hauteur de nappe améliorerait significativement la qualité des résultats simulés par l'équation de Boussinesq. Ils n'ont en revanche pas pris en compte l'erreur introduite par le fait d'ignorer le phénomène de suintement. Nous allons donc prolonger leur démarche et montrer que le modèle de Boussinesq ainsi corrigé est performant pour rendre compte des variations de hauteurs de nappe et de la hauteur de la surface de suintement que ces auteurs ont évaluées en résolvant numériquement l'équation de Richards.

IV. 3. Application du modèle aux résultats issus de Vauclin et al. (1976)

Les expériences réalisées par Vauclin et al. (1976) ont été menées sur un modèle physique de laboratoire constitués d'une tranche de sol de 3 m de long, 2 m de haut et 5 cm d'épaisseur et reposant sur une base imperméable. Les deux extrémités latérales de la maquette sont des réservoirs en plexiglass. La cuve est remplie d'un sol sableux dont les propriétés hydrodynamiques sont connues.

Plusieurs essais ont été réalisés sur ce modèle physique mais nous allons nous intéresser en particulier à un rabattement de nappe provoqué par la baisse brutale du niveau d'eau aval dans le réservoir. A l'amont, la nappe ne reçoit pas d'alimentation en eau (plan de flux horizontal nul).

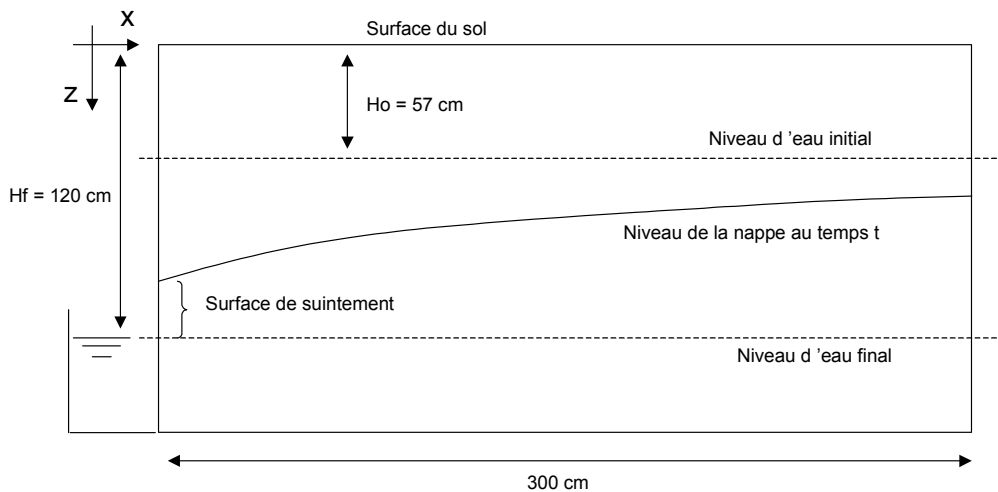


Fig. C3. IV. 1 : Schéma de principe de l'expérience réalisée par Vauclin et al. (1976)

Les champs de pression ont été déterminés grâce à un système de vingt tensiomètres connectés à un capteur de pression. Les auteurs ont donc estimé la position de la surface libre de la nappe par interpolation entre les valeurs tensiométriques mesurées.

La figure C3. IV. 2 synthétise le résultat de l'essai de tarissement ainsi que les positions de la surface libre de la nappe simulées par ces auteurs grâce à un code numérique résolvant l'équation de Richards. On peut noter au passage que la prédiction de la hauteur de la surface de suintement n'est pas parfaite, en particulier pour les premiers pas de temps $t = 0.1$ h, et $t = 0.2$ h.

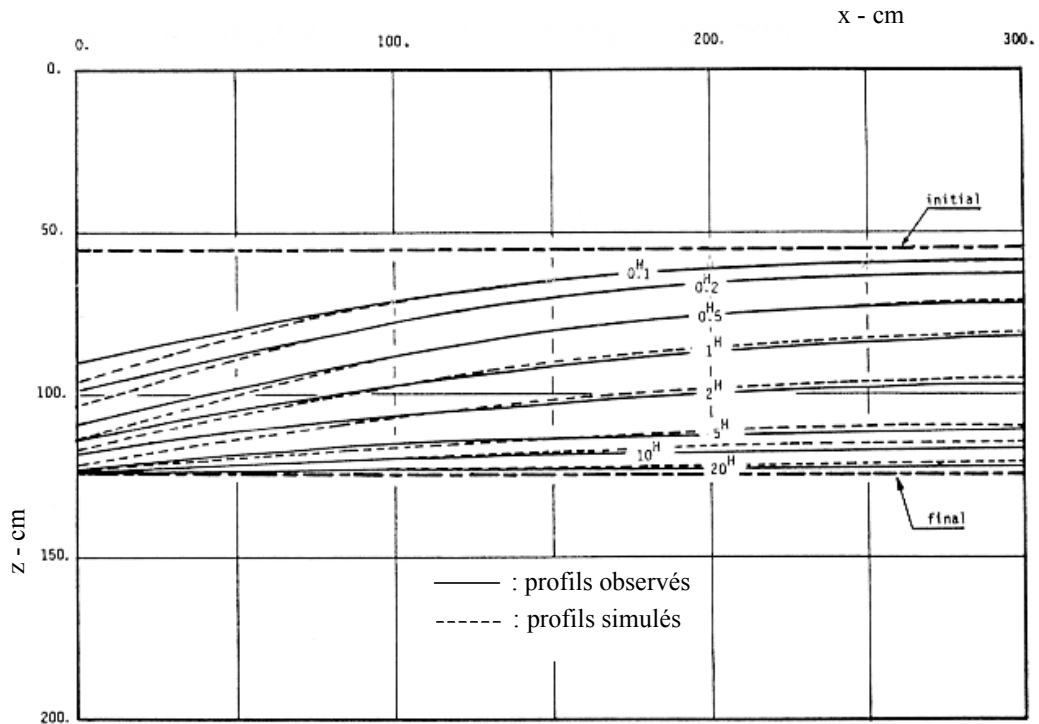


Fig. 12. — Comparaison entre profils de surface libre mesurés et calculés aux temps $t = 0,1, 0,2, 0,5, 1, 5, 10$ et 20 h pour le rabattement.

Fig. C3. IV. 2 : positions de la surface libre de la nappe mesurés et simulés (équation de Richards) par Vauclin et al. (1976)

Le sol utilisé est un matériel sableux de conductivité hydraulique à saturation de 0.35 m/h et de porosité totale 0.3 . Afin d'utiliser le modèle SIDRA 2+, fondé sur l'équation de Boussinesq, et il faut se donner une porosité de drainage en fonction de la hauteur de nappe. Comme nous l'avons déjà évoqué, la porosité de drainage (μ) n'est pas une propriété intrinsèque du milieu poreux mais dépend des conditions dans lesquelles se déroule le tarissement de la nappe. L'expérience réalisée par Vauclin et al. montre que le tarissement de la nappe est très rapide. Nous avons choisi de procéder en plusieurs étapes, en considérant tout d'abord une porosité de drainage constante et égale respectivement à 0.1 , 0.2 et 0.3 puis de nous donner *a priori* une fonction $\mu(H)$ la plus simple possible, linéaire, telle que $\mu = 0.05$ en début de tarissement et $\mu = 0.25$ (0.3 étant la porosité totale) en fin de tarissement, pour des hauteurs de nappe faibles.

Dans un premier temps, nous avons comparé les simulations obtenues pour la hauteur de nappe pour $x = 3$ m (face amont) selon les différents scénarios de prise en compte de la porosité de drainage. Le suintement est pris en compte par la relation mise en évidence précédemment et en considérant les paramètres K et L donnés par les auteurs. La hauteur d'eau libre H_w dans le fossé aval a été prise égale

à la valeur de 0.75 m dans la mesure où l'essai réalisé est fondé sur une chute brutale du niveau d'eau libre. Le résultat de ces simulations est présenté sur la figure C3. IV. 3 (on a repéré les hauteurs de nappe par rapport au niveau du plancher imperméable).

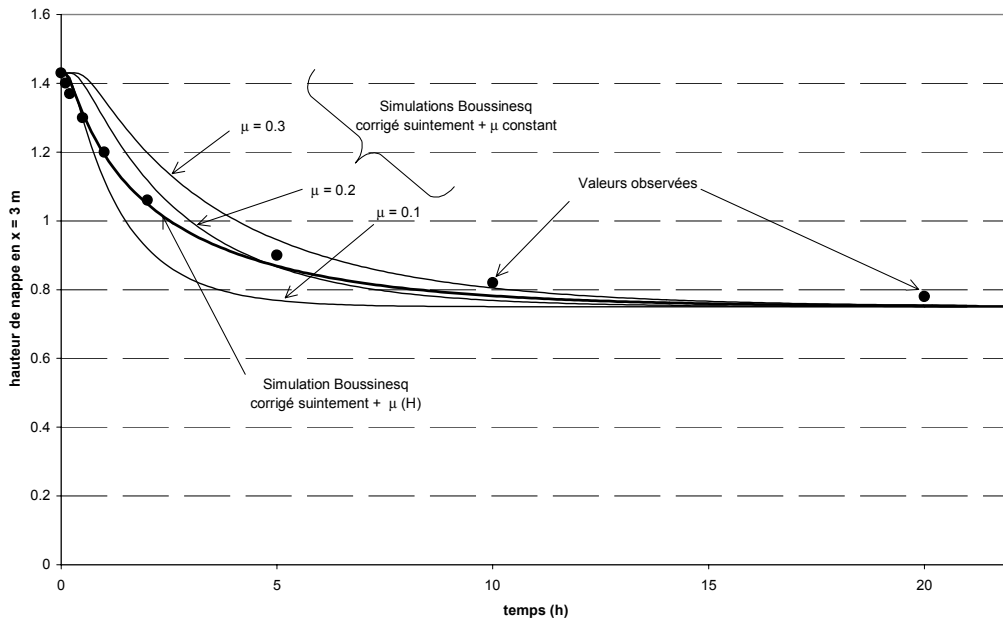


Fig. C3. IV. 3 : évolution temporelle de la hauteur de nappe simulée par SIDRA 2+ à $x = 3$ m (amont du système) pour différents scénarios de prise en compte de la porosité de drainage, comparée aux points mesurés expérimentalement par Vauclin et al. (1976).

On constate que le modèle SIDRA 2+ fondé sur l'équation de Boussinesq, corrigé en terme de suintement et prenant en compte une fonction $\mu(H)$ linéaire, simule correctement l'évolution de la hauteur de nappe à l'amont du système. L'hypothèse d'une porosité de drainage constante n'est donc effectivement pas satisfaisante dans cet exemple (tarissement rapide) et c'est d'ailleurs l'une des critiques que formulaient Vauclin et al. (1976) vis à vis de l'emploi de ce type de modèle. On voit malgré tout qu'en faisant une hypothèse très simple sur l'évolution de la porosité de drainage on obtient des résultats satisfaisants.

Nous allons à présent nous intéresser à la prédiction de la hauteur de la surface de suintement par le modèle fondé sur l'équation de Boussinesq corrigée. Nous considérerons que la porosité de drainage est de la forme linéaire précédemment décrite. Les hauteurs de nappe à l'aval du système ($x = 0$), simulées par SIDRA 2+ prenant en compte le suintement, sont présentées sur la figure C3. IV. 4.

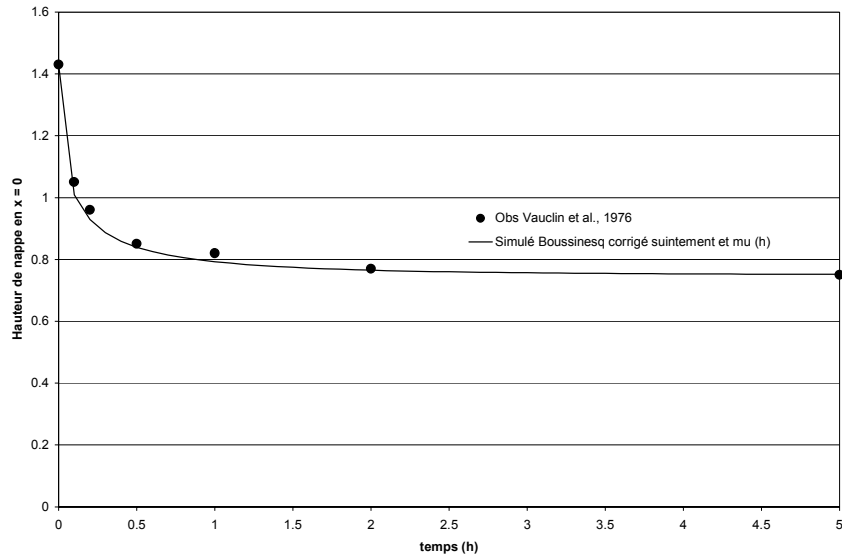


Fig. C3. IV. 4 : comparaison des hauteurs de nappe simulées en $x = 0$ par SIDRA 2+ intégrant le suintement et observées par Vauclin et al. (1976)

On constate que la prédiction de la hauteur de suintement est très bonne, même pour les premiers pas de temps après la chute brutale du niveau d'eau libre aval. La correction proposée de l'équation de Boussinesq semble donc bien vérifiée et valide la possibilité d'utiliser ce type de modèle pour rendre compte d'un phénomène extrêmement transitoire. La qualité des simulations réalisées par le modèle corrigé est confirmée par l'évolution de la position de la surface libre à l'échelle du système (Fig. C3. IV. 5 a et b).

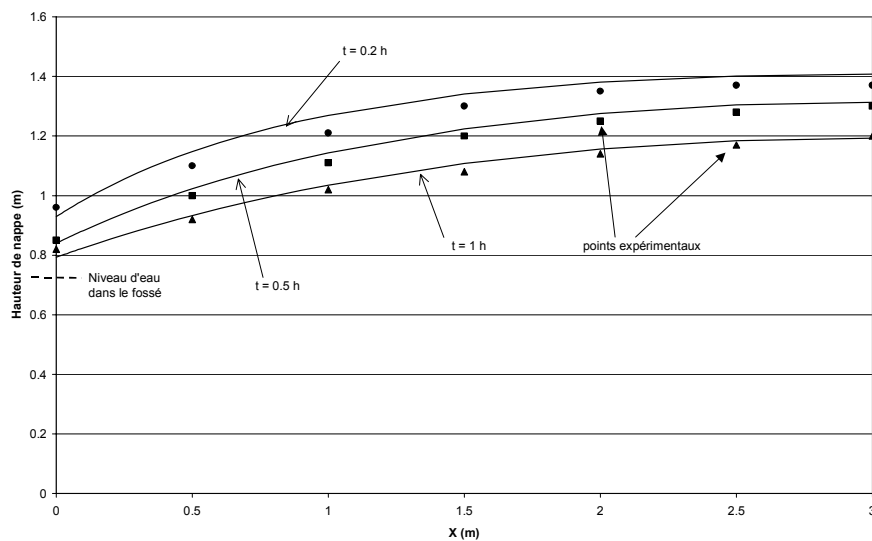


Fig. C3. IV. 5 a : position de la surface libre de la nappe à différents moments du tarissement, simulée par SIDRA 2 + et observée par Vauclin et al. (1976)

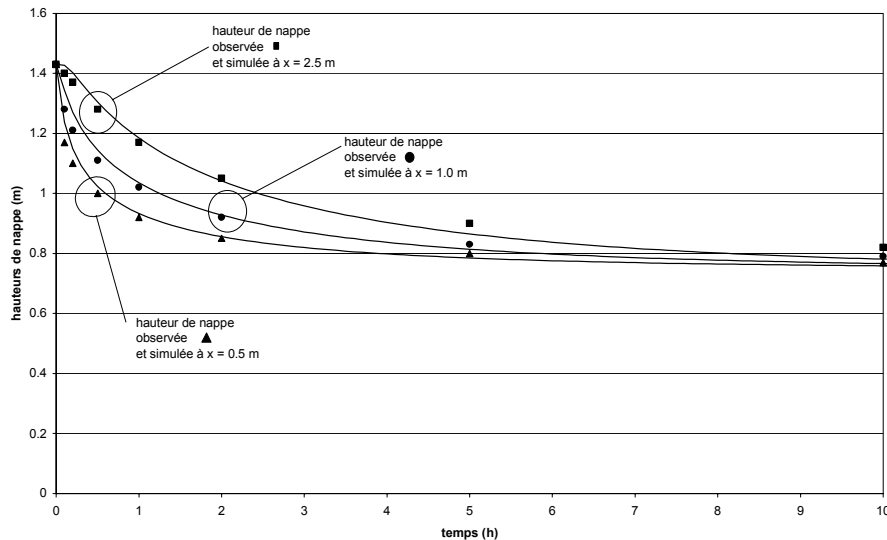


Fig. C3. IV. 5. b : comparaison des hauteurs de nappes observées par Vauclin et al. (1976) et simulées par SIDRA 2+, à 0.5, 1.0 et 2.5 m du fossé drainant.

Hormis une légère surestimation de la position de la nappe pour les premiers pas temps, la prédiction de la position de la surface libre par le modèle corrigé est au moins d'une qualité comparable à celle des simulations réalisées par Vauclin et al. (1976) avec un code résolvant l'équation de Richards (Fig. C3. IV. 2).

IV. 4. Application du modèle aux résultats issus de Skaggs et Tang (1976)

Les travaux présentés par Skaggs et Tang (1976) reposent sur la comparaison de simulations réalisées par un code résolvant l'équation de Richards et un code résolvant l'équation de Boussinesq incorporant la prise en compte d'une porosité de drainage variable. Tout comme pour Vauclin et al. (1976), les auteurs ont considéré un tarissement d'une nappe, initialement à l'équilibre, suite au rabattement soudain d'un niveau d'eau libre aval. En revanche, le fossé ne repose pas sur l'imperméable du système, le fond du fossé étant à $z = 0.3$ m. Les auteurs ont calculé la profondeur équivalente du système et estimé qu'elle était peu différente de la profondeur réelle. Nous nous placerons donc dans la situation où le fossé repose sur l'imperméable et a, pour $t > 0$, un tirant d'eau $H_w = 0.6$ m.

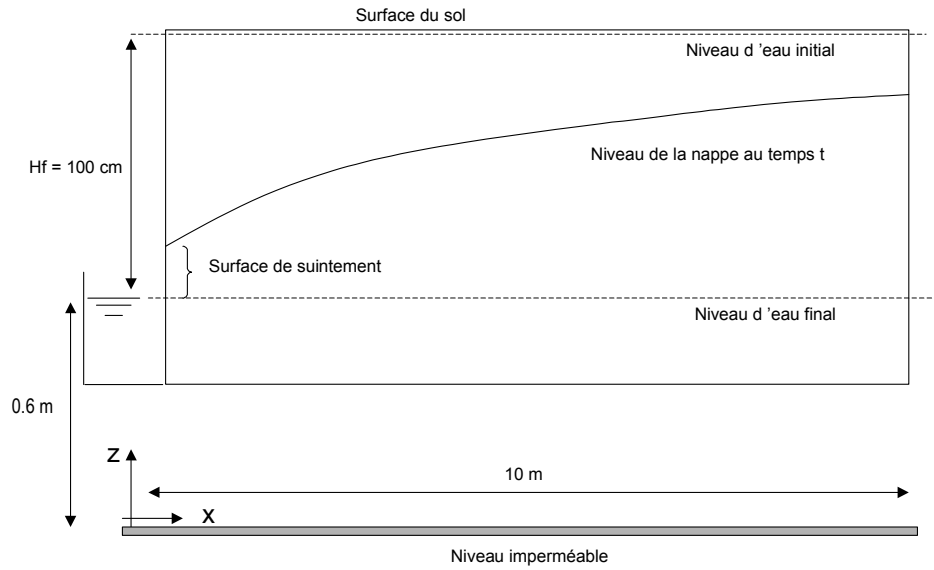


Fig. C3. IV. 6 : Schéma de principe du système modélisé par Skaggs et Tang (1976).

L'intérêt de ce travail est que Skaggs et Tang ont mené une analyse précise des conditions de drainage au dessus de la nappe et ont déterminé la loi décrivant la variation de la porosité de drainage en fonction de la hauteur de nappe. En revanche, ils ne prennent pas en compte l'effet du suintement sur le tarissement de la nappe. La figure C3. IV. 7 présente le résultat des profils de nappes (repérés par rapport au niveau d'eau libre) calculés par le code résolvant l'équation de Richards. On visualise en particulier bien l'existence d'une surface de suintement pour les premiers pas de temps.

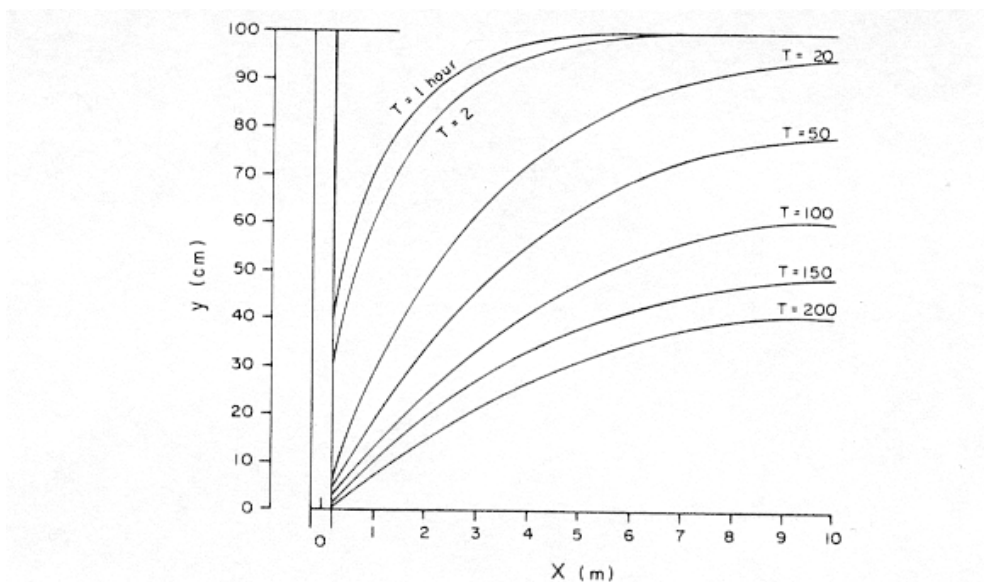


FIG. 6.—Water Table Profiles for Drainage with 20-m Drain Spacing

Fig. C3. IV. 7 : profils de nappe (repérés par rapport au niveau d'eau libre dans le fossé en $x = 0$) simulés par Skaggs et Tang (1976).

Nous avons donc repris l'exemple traité dans cet article en utilisant le code résolvant l'équation de Boussinesq intégrant aussi bien la fonction $\mu(H)$ donnée par les auteurs et la loi de prise en compte du suintement que nous avons proposée. Les paramètres du sol sont connus avec $K = 0.0123 \text{ m/h}$ et une extension latérale du système $L = 10 \text{ m}$.

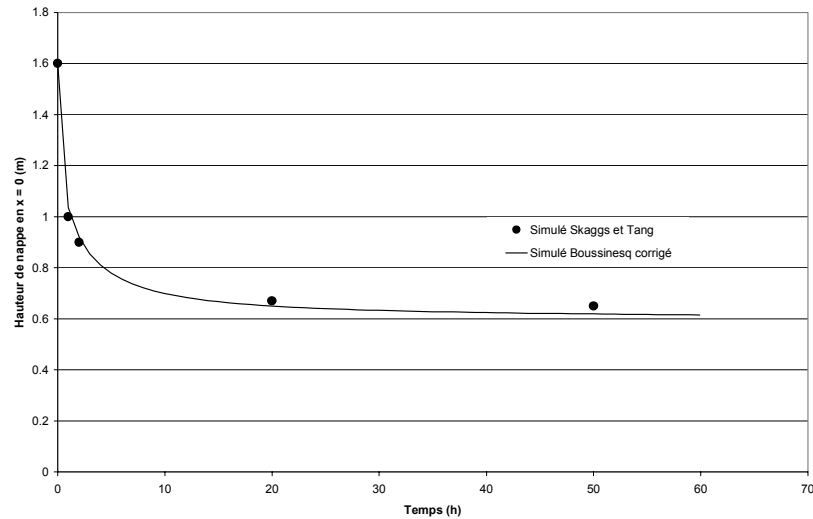


Fig. C3. IV. 8 : comparaison des hauteurs de nappe aval simulées par SIDRA 2+ intégrant le suintement et par Skaggs et Tang (1976) à partir d'un code résolvant l'équation de Richards.

Tout comme dans le cas précédent, la prédiction de l'évolution de la hauteur de suintement (Fig. C3. IV. 8) est très bonne, confirmant ainsi la pertinence de la correction proposée. De même, les profils de nappe calculés pour différents pas de temps sont satisfaisants (Fig. C3. IV. 9 a et b).

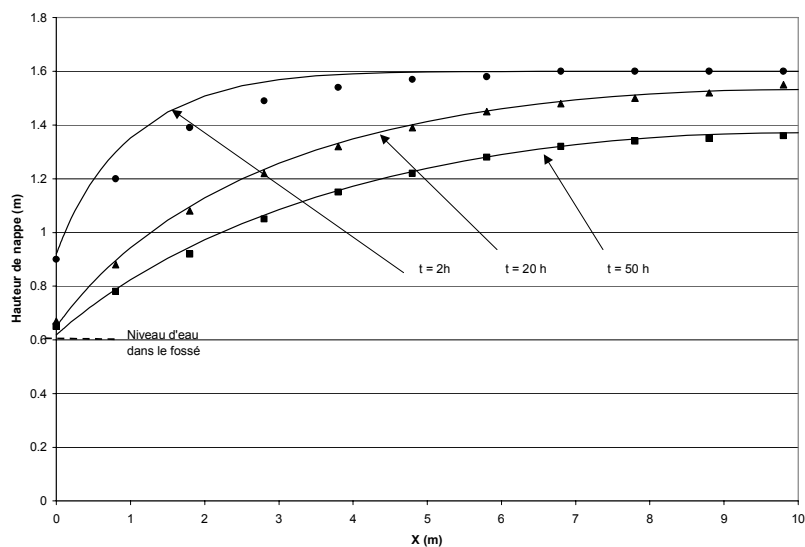


Fig. C3. IV. 9. a : position de la surface libre de la nappe à différents moments du tarissement, simulée par SIDRA 2 + et par Skaggs et Tang (1976).

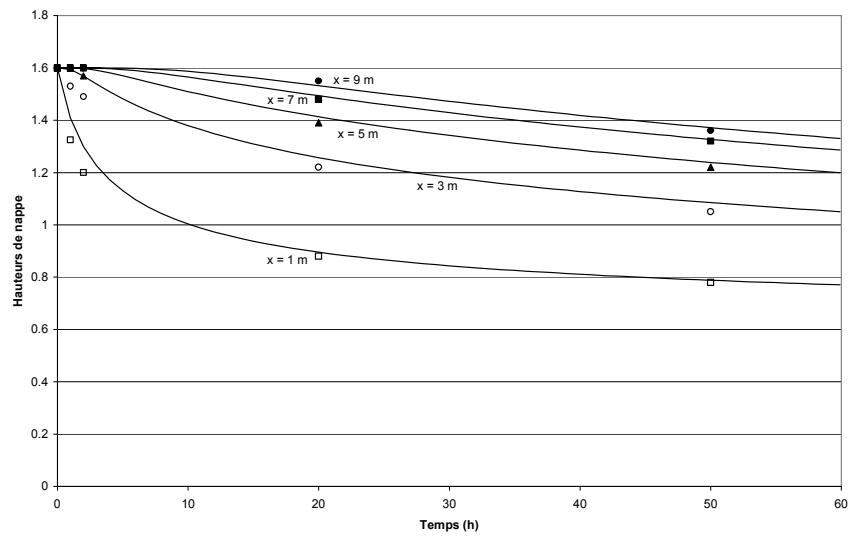


Fig. C3. IV. 9.b : comparaison des hauteurs de nappe simulées par SIDRA 2 + (traits pleins) et par Skaggs et Tang (1976) (symboles), à différentes distances x du fossé.

On constate de nouveau que le modèle de Boussinesq corrigé surestime légèrement la position de la nappe pour les premiers pas de temps qui correspondent à la phase la plus rapide de l'essai considéré. Cette erreur est à mettre en relation avec la prise en compte relativement sommaire de la porosité de drainage, qui est particulièrement sensible dans ces cas là. Néanmoins, la prédiction de la position de la surface libre de la nappe reste tout à fait correcte, et a pu être prédite à partir de la connaissance d'un nombre restreint de paramètres. La prise en compte du phénomène de suintement ne rajoute en effet qu'une contrainte numérique sur l'utilisation du modèle fondé sur l'équation de Boussinesq.

V. Conclusions

Au terme de ce chapitre consacré à la prise en compte du phénomène de suintement, on peut tirer deux grands types de conclusions. La première est d'ordre théorique et concerne la contribution originale que nous avons élaborée concernant la modélisation de cette interface particulière. La deuxième est d'ordre pratique et s'applique aux options possibles concernant le type de condition à la limite aval à choisir pour représenter un système réel de nappe superficielle drainée.

Sur le plan théorique, nous avons montré numériquement et expérimentalement qu'il existe une relation simple, en régime transitoire, liant le débit drainé par une nappe et la hauteur de cette nappe à l'interface avec le fossé drainant, intégrant la surface de suintement. Cette relation repose sur des paramètres simples à déterminer. Nous avons pu vérifier à partir de données extraites de la littérature que la loi « $q(H)$ » proposée permettait une bonne prédiction de la hauteur de suintement et par là même de corriger efficacement les modèles fondés sur l'hypothèse de DF. Ce résultat est nouveau et permet donc d'envisager d'étendre par exemple l'utilisation de tels modèles à la prédiction de hauteurs de nappe proche des fossés, ce qui jusqu'à présent était source d'erreurs.

Sur le plan pratique, le travail que nous avons présenté nous a permis de bien circonscrire les paramètres qui contrôlent l'apparition d'une surface de suintement. Nous avons en particulier pu vérifier que la présence d'eau libre dans le fossé réduisait significativement l'extension verticale du suintement. Ainsi, dans le cas de systèmes naturels de nappe de fond de vallée, d'extension latérale importante et drainés par un émissaire ayant un tirant d'eau non négligeable (ce qui est souvent le cas en période hivernale), les débits générés seront a priori faibles et l'apparition d'une surface de suintement certainement limitée. Dans la plupart des cas, un simple calcul en régime permanent doit permettre d'évaluer l'ordre de grandeur des débits drainés et d'évaluer ainsi en utilisant la loi $q(H)$ proposée l'extension potentielle du suintement. Nous illustrerons ce point dans l'étude que nous avons menée sur le bassin versant du Ru de Cétrais.

Chapitre 4.

Etude expérimentale de la zone humide de fond de vallon du bassin versant du Ru de Cétrais (Loire - Atlantique).

Analyse des données, calage et validation du modèle SIDRA 2+.

Dans les chapitres précédents, nous avons montré que les modèles de type saturé et fondés sur l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer pouvaient être adaptés pour représenter des systèmes de nappes superficielles drainés par un émissaire naturel. Nous avons en particulier étudié en détail deux types de conditions aux limites (le transfert horizontal dans la zone non-saturée et la présence d'une surface de suintement) dont la prise en compte simplifiée est traditionnellement une source d'erreurs pour ces modèles.

Le modèle SIDRA 2+ que nous avons mis au point dans le cadre de ce travail repose sur une résolution numérique de l'équation de Boussinesq. Il est capable de prendre en compte des apports latéraux (apports de versant p.e.), un niveau aval variable (tirant d'eau dans un ruisseau) et peut intégrer le calcul d'une hauteur de suintement. Il intègre de plus une gestion simple du prélèvement évapotranspiratoire dans la nappe ainsi qu'une prise en compte des phases d'affleurements.

Dans le but de comprendre le fonctionnement hydrologique d'une zone humide réelle et d'évaluer dans quelle mesure SIDRA 2+ est capable d'en rendre compte, une instrumentation spécifique a été installée sur le bassin versant du Ru de Cétrais (44). L'objectif est en particulier de préciser la nature des interactions entre la nappe superficielle dans le fond de vallée et un réseau hydrographique fortement modifié par de récentes opérations de drainage et de remembrement.

Dans ce chapitre, à partir d'une analyse des données expérimentales recueillies, nous allons proposer une typologie du fonctionnement de cette zone qui nous servira de support pour élaborer les hypothèses préalables à une modélisation du système. Nous détaillerons alors les procédures de calage et de validation de la modélisation fondée sur l'outil SIDRA 2+ que nous avons préalablement présenté. Nous analyserons enfin de manière critique les résultats des simulations.

I. Présentation de la zone humide du « Pigeon Blanc » (BV du Ru de Cétrais). Aspects physiques. Suivi expérimental.

I. 1. Localisation. Contexte climatique et géologique.

Le bassin versant du Ru de Cétrais (34 km²) se situe en Loire Atlantique, essentiellement sur la commune de Nozay. Le Ru de Cétrais est un affluent du ruisseau de Sauzignac, lui même affluent de la rivière Don.

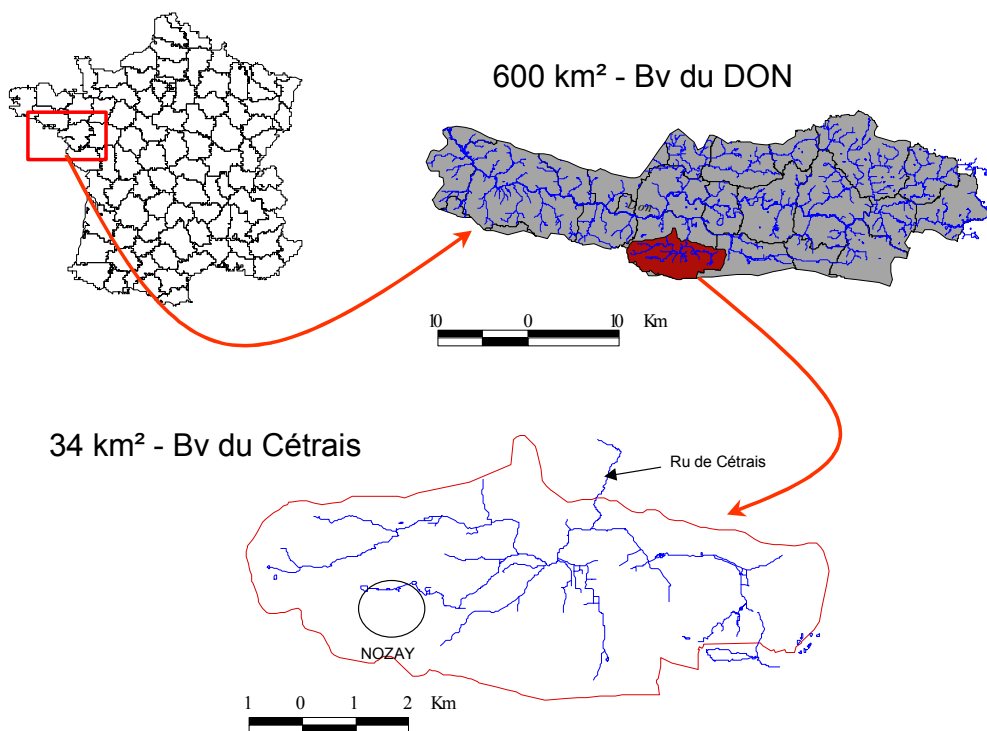


Fig. C4. I. 1 : localisation du bassin versant du ru de Cétrais.

I.1.1. Contexte géologique.

Le relief du bassin versant est de type appalachien, caractéristique de cette région du massif armoricain. Du point de vue géologique la zone est placée à la frontière de deux domaines tectoniques et se trouve sur le passage d'un accident majeur du Massif constitué par la branche nord du cisaillement sud-armoricain. Le bassin se situe au cœur d'un vaste synclinal appelé « Synclinorium de

Nozay ». C'est une structure de direction axiale E-W, dont le cœur est constitué des ampélites du Houx (s2), schistes argileux riches en matière organique peu résistants à l'érosion. Vers l'extérieur du pli, les flancs sud et nord sont composés de barres gréseuses ou de schistes gréseux, matériaux plus durs et plus résistants que les schistes argileux. Pour le relief appalachien, ce synclinal constitue un sillon coincé entre ces deux barres. Le relief du bassin est ainsi le résultat de la reprise de l'érosion par abaissement du niveau de base des cours d'eau sur une pénéplaine établie sur des couches plissées. Au cours de l'abaissement général des cours d'eau, le synclinal de Nozay s'est évidé et les eaux, profitant des fissures, ont creusé des cluses dans les roches dures. Les processus d'érosion différentielle permettent d'expliquer la genèse du bassin hydrographique dont la forme allongée E-W est adaptée à la structure géologique (Delajon, 1998). Cette genèse du relief permet aussi de comprendre l'organisation en « cuvette » du bassin versant avec des classes de pentes très faibles dans sa majeure partie (82 % du bassin a une pente inférieure à 4%), hormis au niveau des barres de grès et de schistes qui en limitent l'extension sud et nord.

I.1.2. Caractéristiques pédologiques générales du bassin.

Une étude de la couverture pédologique du bassin a été réalisée par Chaumond (1997) à partir de sondages à la tarière et d'ouvertures de fosses pédologiques. Les principaux types de sols observés sur le bassin sont les suivants :

- Les sols bruns sains, superficiels à peu profonds, sur schistes : ces sols sont localisés sur les sommets et les pentes fortes et ont une épaisseur de 10 à 50 cm. En surface, on observe la présence de nombreux blocs de schistes voire des affleurements (« Perron »). Des plaquettes de schistes sont visibles dans l'ensemble du profil avec une altération croissante avec la profondeur. La texture est limono-sableuse. Ce sont des sols sains et riches en matière organique, mais du fait de leur faible épaisseur, leur réserve en eau est faible.
- Les sols bruns sains peu profonds, sur Grès d'Abbaretz : ces sols sont aussi localisés sur les sommets et pentes fortes mais sur la bande gréseuse limitant le bassin au sud. Leur charge en cailloux de grès et de Quartzites est élevée dès la surface (20%). Ils ont une épaisseur de 50cm environ, mais dès 30 à 40 cm la charge en cailloux est très importante. La texture est sablo-limoneuse. Là encore, leur faible épaisseur confère à ces sols une réserve en eau limitée.

- Les sols bruns faiblement lessivés, hydromorphes à moyennement hydromorphes, moyennement profonds sur grès ou schistes : ces sols se situent en bas des pentes moyennes ou au niveau des faibles pentes et des zones de dépression. Le substrat peut être du grès non altéré ou des schistes plus ou moins altérés. L'hydromorphie apparaît dès la base de l'horizon de labour. Ce sont des sols très sensibles au risque d'engorgement.
- Les sols bruns lessivés, hydromorphes, profonds sur altérite de Schistes d'Abbaretz : ces sols sont regroupés dans l'est du bassin, dans une zone de très faibles pentes. Ils sont très limoneux et on peut y trouver des cailloux de Quartz émoussés. Ils sont profonds mais se ressuyent mal en hiver et font donc souvent l'objet de drainage agricole.
- Les sols d'apports hydromorphes, moyennement profonds à profonds, sur dépôts du Pliocène : ces sols se situent dans la dépression centrale, à proximité du bourg de Nozay. Le substrat est un niveau de sable grossier entouré d'une matrice gris clair. On trouve également des graviers. Ces sols ont une hydromorphie importante et leur profondeur varie de 55 à plus de 90 cm avec une teneur en argile augmentant avec la profondeur.
- Les sols d'apports alluviaux : ce sont des sols qui se sont développés sur des alluvions récentes et se situent dans les zones de fond de vallons , à proximité des cours d'eau. Ils présentent une grande variabilité. Ils ont toutefois comme caractéristique commune une très forte hydromorphie, avec le développement fréquent de pseudogleys. Nous présenterons en détail ce type de sol dans la section consacrée à la zone d'étude.

La plupart des sols du bassin se caractérise donc par un niveau d'hydromorphie plus ou moins marqué. Ils sont de profondeur faible à moyenne selon leur position dans les versants. L'imperméable pédologique de ces sols est constitué dans la majorité des cas par le substrat géologique composé de grès ou de schistes plus ou moins altérés. Ces différents types de sols sont relativement caractéristiques du massif armoricain (Zida, 1998).

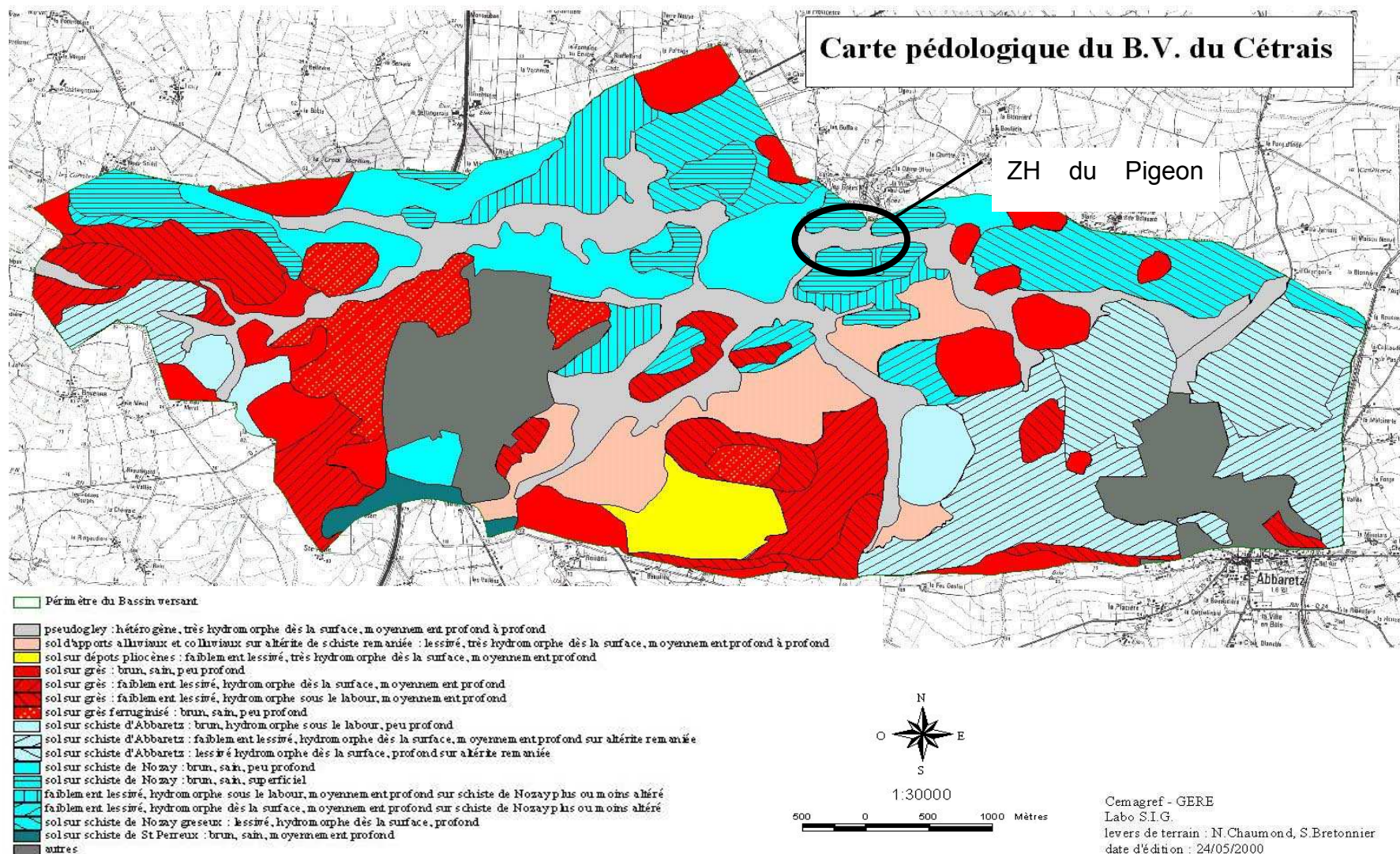


Fig. C4. I. 2 : carte pédologique du BV du Cétrais

I.1.3. Le réseau hydrographique.

Le réseau hydrographique principal est constitué par les rus de Cétrais et de la Mare de l'Aune qui drainent respectivement la partie Ouest (environ 23 km²) et la partie Est (environ 11 km²) du bassin. La confluence des deux rus se situe au cœur d'une zone humide de fond de vallon au lieu-dit du « Pigeon Blanc » que nous présenterons en détail par la suite. Le réseau hydrographique est caractérisé par de nombreux fossés intermittents dont la plupart ont une vocation d'assainissement agricole. La densité de drainage du réseau de surface (au sens hydrologique) est importante et a été estimée à 1,125 km / km² (Delajon, 1998). Le drainage agricole représente entre 10 et 15 % de la superficie du bassin. Les opérations de drainage ainsi que les modifications de parcellaires engendrées par un remembrement au début des années 90 ont contribué à des approfondissements et des rectifications du réseau de fossés qui font souvent plus de 1.5 m de profondeur dans la partie centrale du bassin (voir Photo C1., Chapitre 1).

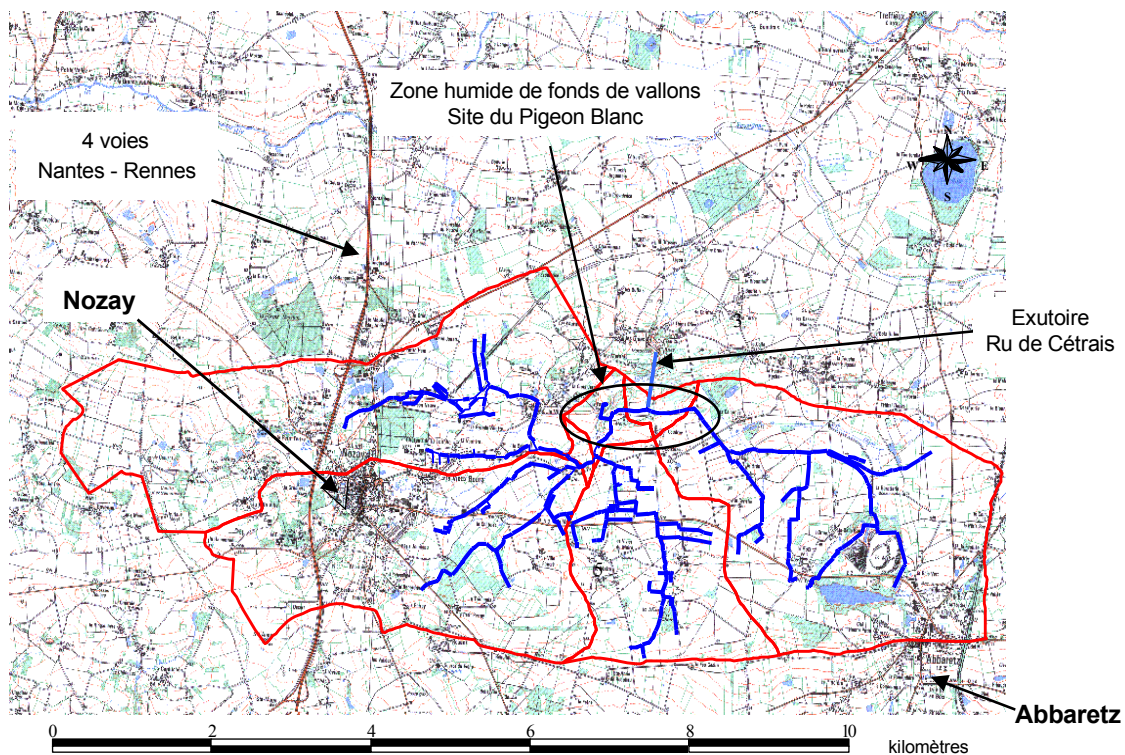


Fig. C4. I. 3 : réseau hydrographique et extension du BV du Cétrais (Fond de carte IGN, 1 / 25 000).

I.1.4. Le contexte climatique.

Sur le plan climatique, la zone est dominée par l'influence océanique de l'Atlantique dont la pénétration est facilitée par l'orientation E-W du relief. Les précipitations y sont fréquentes et peu intenses avec une moyenne annuelle de 770 mm (Station Météo France de Derval, située à 15 km au nord du site, période 1979 – 2000). L'évapotranspiration moyenne annuelle est quant à elle de l'ordre de 685 mm (Derval, période 1979 – 2000). La température annuelle moyenne est de 11.4°C avec une température minimale annuelle moyenne de 6°C et maximale de 16.8°C.

A l'échelle annuelle on note une saisonnalité marquée entre la période humide hivernale et la période sèche estivale. Néanmoins, sur la période de suivi (1997 – 2000) nous avons assisté à des printemps relativement humides.

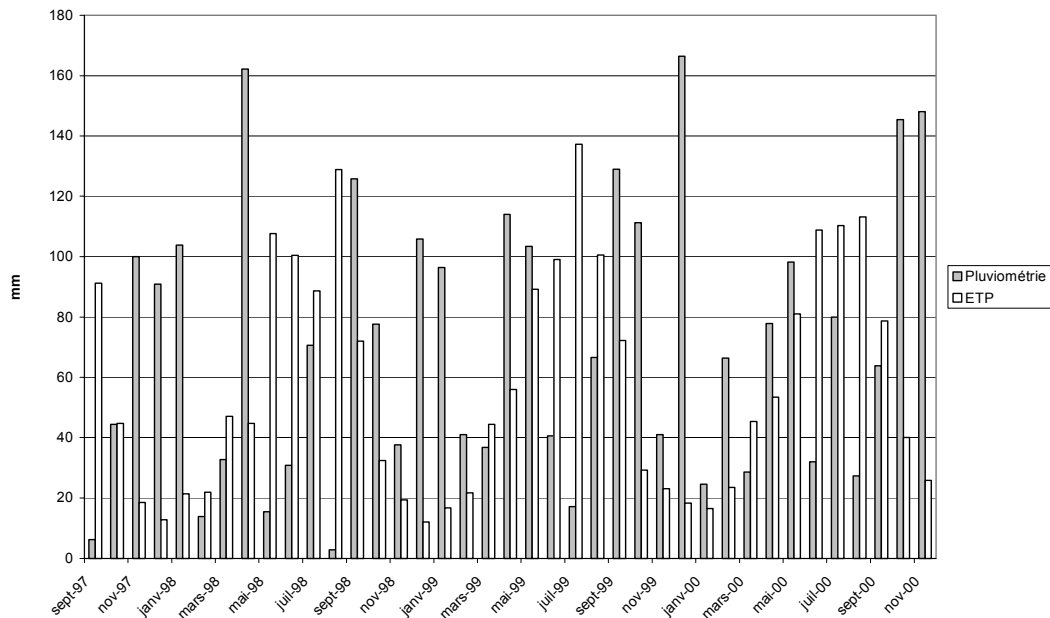


Fig. C4. I. 4 : pluviométrie (P) et demande climatique (ETP) mensuelles sur le BV du Cétrais (1997 – 2000)

Le contexte géomorphologique du bassin (sols peu profonds, pentes faibles et réseau hydrographique dense) et les caractéristiques du climat océanique aboutissent à une saisonnalité hydrologique marquée du bassin versant. En période hivernale, la quasi totalité de la partie centrale du bassin présente des nappes superficielles et l'ensemble du réseau hydrographique participe à l'écoulement. En été, seul le réseau principal est en eau avec des niveaux d'étiages très bas. Témoin de ce type de fonctionnement hydrologique caractéristique de la région, le drainage agricole fonctionne généralement entre la mi-décembre et la mi-mars pour une lame drainante de l'ordre de 200 à 300 mm.

1.2. Description de la zone d'étude : types de sols, données hydrodynamiques, limites du système considéré.

La zone d'étude du « Pigeon Blanc » est située à l'aval du bassin versant, proche de la confluence entre les Rus de Cétrais et de la Mare de l'Aune. Elle est constituée de parcelles de prairie temporaire humide pâturée longeant le réseau hydrographique et encadrées au sud et au nord par des barres de Schistes de Nozay. Au sein de la zone, le tracé du réseau hydrographique est rectiligne et le ru a une profondeur de l'ordre de 1.5 à 1.7 m pour une largeur d'environ 3 m. La topographie est quasi-plane (pente < 1 %), et la rupture de pente avec les barres de Schiste est très nette, délimitant ainsi clairement l'extension de la zone humide de fond de vallon.

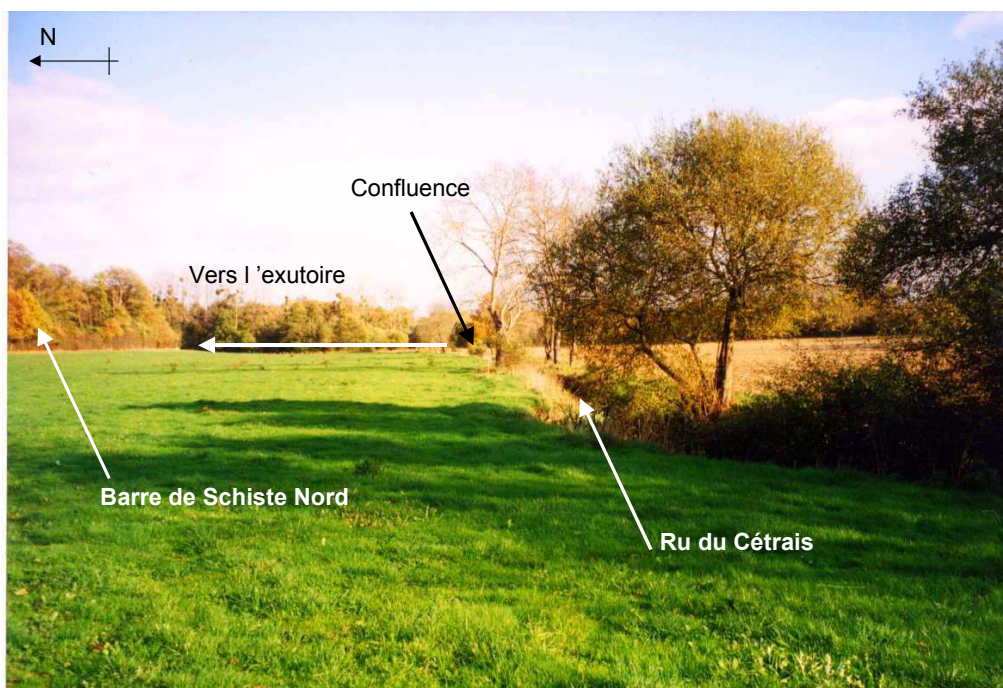


Fig. C4. I. 5 : photo (orientée vers l'est) de la zone humide de fond de vallon au lieu dit « Pigeon Blanc » (Cemagref, DEAN).

1.2.1. Types de sol.

Les types de sols dans la zone sont relativement variés mais s'organisent globalement selon un transect versant / réseau. Une étude spécifique des successions pédologiques a été conduite par Esneault (1998) : une série de 63 sondages pédologiques ont été réalisés sur l'ensemble du site à la

tarière et à la carotteuse afin de déterminer l'organisation spatiale des séries de sols. Une description d'une toposéquence type est présentée sur la figure C4. I. 6.

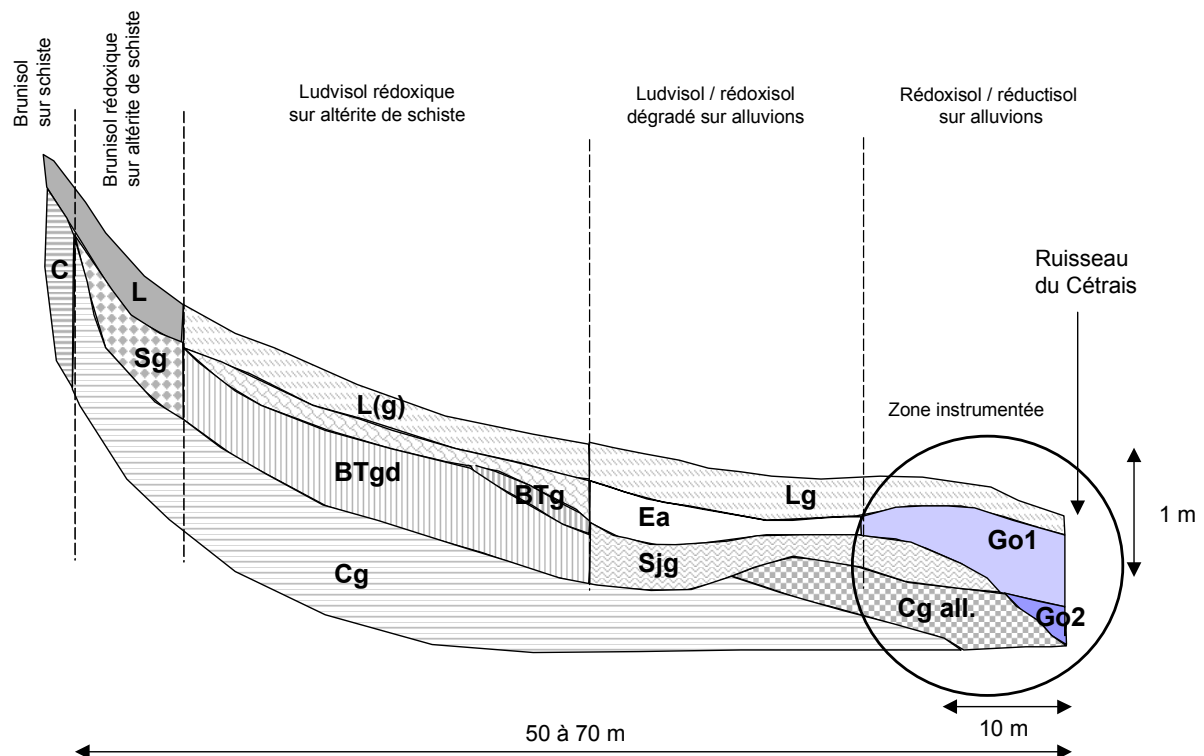


Fig. C4. I. 6 : toposéquence de la zone humide du « Pigeon Blanc » déterminée sur un transect versant / réseau (d'après Esneault, 1998). Les unités de sols sont répertoriées selon la nomenclature du Référentiel Pédologique (Baize et Girard, 1996).

On retrouve sur le site une succession classique de différents types de sols dont le niveau d'hydromorphie est croissant entre le versant (constitué ici par la barre de schistes nord) et le réseau hydrographique. Bien que se développant sur une distance relativement courte (50 à 70 m), cette toposéquence peut être rapprochée des séries de sols décrits par Zida (1998) et Molénat (1999) sur le bassin versant de Naizin.

Dans ce type de transect, on distingue classiquement deux niveaux relatifs au type de couverture (limoneuse et colluvio-alluviale). Les horizons de la couverture limoneuse s'organisent en deux classes : (i) un domaine bien drainé limité ici au brunisol sur schistes se développant sur la barre de schistes amont ; (ii) un domaine mal drainé où les sols sont des Brunisols rédoxiques, ou des Ludvisols rédoxiques. A l'aval de ce système, de faible extension sur notre zone d'étude, apparaît un second

système développé sur des matériaux colluvio-alluviaux et les altérites (Ludvisol / Rédoxisol et Rédoxisol / Réductisol). Dans la zone proche du ru, dans le domaine colluvio-alluvial, la succession des horizons pédologiques est surtout caractérisée par la variabilité de l'épaisseur des différents horizons de surface. Une interprétation d'une fosse pédologique réalisée par Chaumond (1997) à 10 m du ru est présentée sur la figure C4. I. 7.

Nous retiendrons à cette étape que les sols de la zone de fond de vallon sont très hétérogènes aussi bien transversalement à l'axe du vallon que verticalement. Leur profondeur est de l'ordre de quelques dizaines de centimètres à l'amont (barre de schistes) et d'environ 1.5 m sur le domaine colluvio-alluvial. Comme le souligne Molénat (1999), l'épaisseur et la géométrie des altérites de schistes, qui constituent la partie inférieure de ces types de sols, est délicate à déterminer.

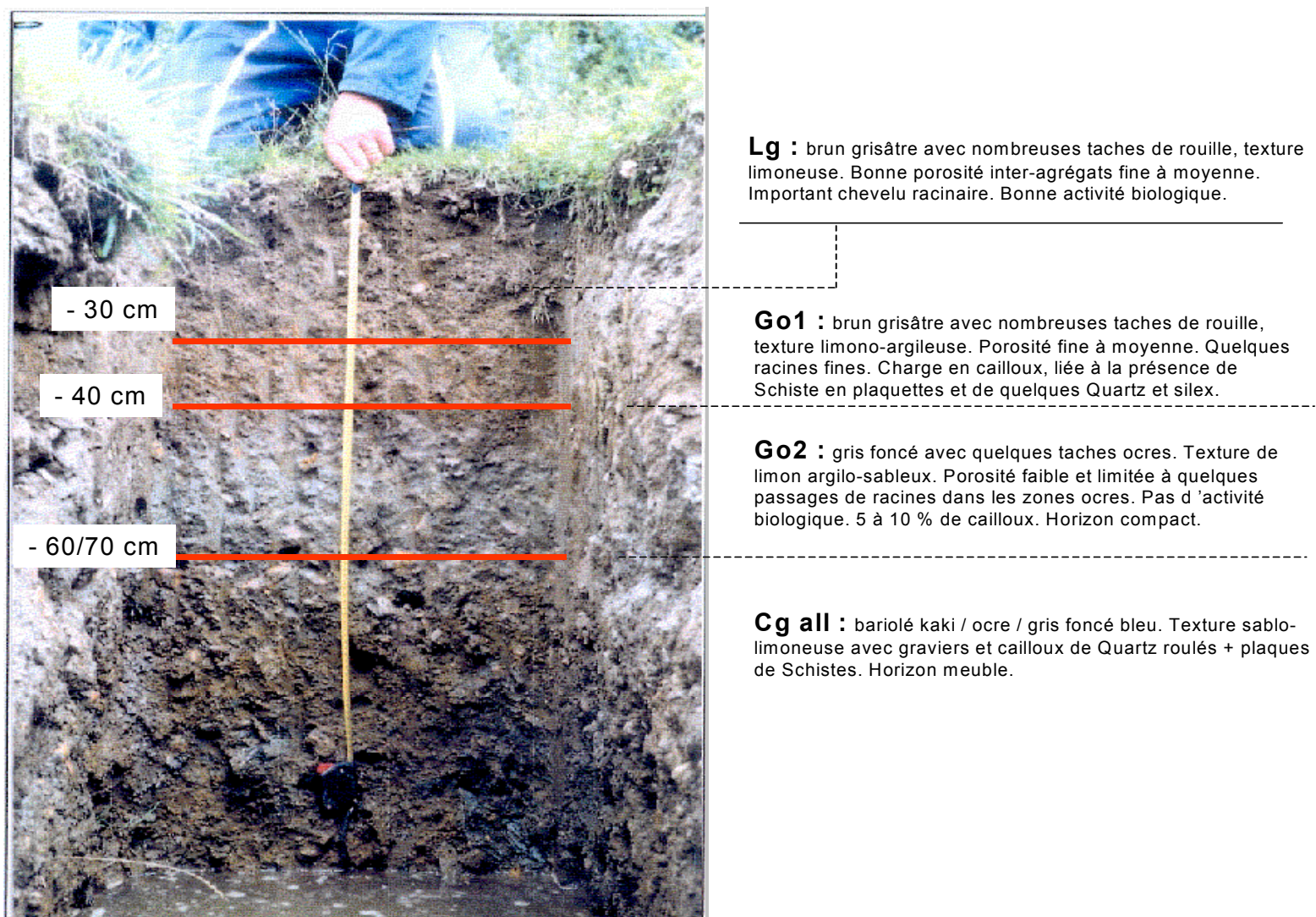


Fig. C4. I. 7 : profil de sol observé à 10 m du réseau hydrographique (d'après Chaumond, 1997)

I.2.2. Données hydrodynamiques.

L'objet de cette section est de rassembler les informations relatives à la caractérisation des propriétés hydrodynamiques des sols de la zone d'étude. Nous disposons essentiellement pour cela de données bibliographiques relatives à des travaux menés sur des systèmes comparables. Nous avons de plus mené sur le site une campagne de mesure au perméamètre de Guelph.

Comme nous venons de l'évoquer dans la section précédente, l'ensemble du système pédologique de la zone se développe sur un substrat de schistes plus ou moins altérés. La capacité qu'a ce matériau à transmettre les écoulements dépend essentiellement de son degré de fracturation et de dégradation. Molénat (1999) a par exemple montré sur le bassin de Naizin que les altérites participaient significativement aux transferts d'eau. Il a par ailleurs évalué la conductivité hydraulique de ces formations en différents points des versants par la méthode du choc hydraulique dans des piézomètres et a trouvé des valeurs s'étageant entre 10^{-5} et 10^{-7} m/s. Néanmoins, cet auteur a constaté que les altérites étaient beaucoup moins conductrices dans le domaine colluvio-alluvial que dans le système amont.

Nous ne disposons pas de telles mesures sur notre site et nous ferons donc l'hypothèse que les ordres de grandeurs évoqués ci-dessus sont réalistes pour notre cas. Il est en tout cas clair, dans l'ensemble des études consultées, que c'est la nature schisteuse de substrat qui est responsable du caractère hydromorphe de ces types de sols en limitant les transferts vers la profondeur.

Pour ce qui est des horizons pédologiques, nous avons déjà évoqué leur très grande variabilité. Zida (1998) a déterminé sur le bassin du Naizin les conductivités hydrauliques à saturation des principaux types d'horizons de la toposéquence précédemment décrite, sans s'intéresser toutefois au domaine colluvio-alluvial. Cet auteur a en particulier montré que les horizons intermédiaires du type Ea, BT, BTg et BTgd avaient une conductivité hydraulique de l'ordre de 10^{-6} m/s. Les autres horizons ont selon lui des conductivités supérieures.

Afin de confirmer ces ordres de grandeurs, nous avons réalisé une série de vingt mesures de conductivité hydraulique au perméamètre de Guelph sur l'ensemble de la zone d'étude (Malvezin, 1998). Pour des raisons pratiques, seule une profondeur (20 cm) a été investiguée. La présence d'une charge en cailloux importante dans les horizons sous-jacents ne nous a en effet pas permis de réaliser des mesures fiables. La conductivité hydraulique à saturation moyenne des horizons à – 20 cm (Lg) a

été évaluée à 2.10^{-6} m/s dans une gamme allant de 4.10^{-7} à 3.10^{-5} m/s. Bien que partielles, ces mesures confirment néanmoins l'ordre de grandeur des conductivités ainsi que leur grande variabilité spatiale. La succession verticale des horizons dans le domaine colluvio-alluvial proche du fossé nous amène de plus à penser qu'il existe des contrastes de conductivité verticale importants entre les horizons Lg et Go, puis entre les horizons Go et Cg all, ce dernier horizon étant a priori plus conducteur du fait de son caractère sableux et caillouteux.

Néanmoins, vis à vis du fonctionnement de la nappe superficielle se développant dans la zone et drainée par le réseau de surface, c'est bien plus le terme horizontal équivalent de la conductivité qui est intéressant (et qui sera utilisé dans la modélisation). Pour évaluer son ordre de grandeur, nous disposons de résultats d'essais « puits - piézomètre » selon la méthode de Guyon (1964, 1976) qui ont été réalisés dans le cadre du Secteur de Référence Drainage de Guemené-Pen Fao (Fandos, 1984). Ce Secteur de Référence englobe le bassin du ru de Cétrais et nous avons pu vérifier qu'il avait été établi sur les mêmes séries de sols. Ainsi, pour les mesures réalisées sur les sols développés sur matériaux colluvio-alluviaux, hydromorphes en position de thalweg et vallon (unités 72 et 73), les conductivités hydrauliques horizontales équivalentes ont été estimées entre 3.10^{-6} à $1.5.10^{-5}$ m/s (0.25 à 1.25 m/j) et la porosité de drainage à 3%.

I.2.3. Premiers enseignements et délimitation du système choisi.

La variabilité des types de sols rencontrés sur le site pose la traditionnelle question de la fiabilité avec laquelle on peut évaluer un paramètre aussi important que la conductivité hydraulique à l'échelle d'un tel système, système qu'il s'agit de plus de clairement définir.

Sur la question des méthodes employées (bibliographie, mesure in situ locale par perméamètre, mesure in situ intégrée par essai de pompage), notre démarche a été de croiser un certain nombre d'informations existantes tout en vérifiant la validité de leur utilisation. On peut regretter de n'avoir pas pu réaliser l'ensemble de ces mesures sur le site, mais nous considérons que les ordres de grandeurs de la conductivité que nous avons évoqués sont réalistes et qu'ils nous serviront donc de base pour modéliser le fonctionnement du système.

Ainsi, au vu des caractéristiques topographiques, géologiques et pédologiques de la zone de fond de vallon étudiée, nous considérerons par la suite le système constitué par un transect délimité en amont

par la barre de schistes (limite Nord du bassin versant, plan de flux horizontal nul) située entre 50 et 70 m du ru. Nous supposons de plus que ce ru repose sur un imperméable pédologique constitué par les schistes, entre 1.5 et 1.7 m de profondeur. La topographie de la surface du sol sera considérée comme plane. La conductivité hydraulique équivalente du matériel pédologique sera considérée comme étant de l'ordre de 10^{-6} à 10^{-5} m/s. La conductivité verticale est de l'ordre de 10^{-6} m/s.

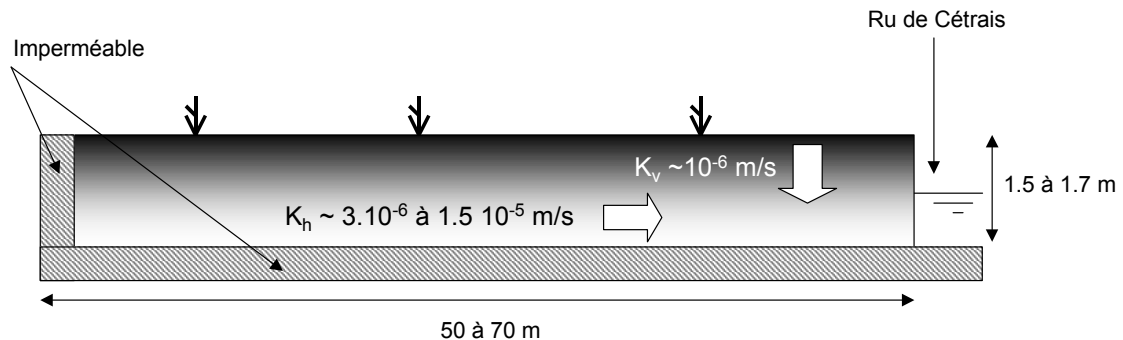


Fig. C4. I. 8 : délimitation du système et ordres de grandeur des paramètres retenus.

Ainsi défini, le système d'étude fait l'impasse sur d'éventuels écoulements profonds dans les schistes. Nous faisons ainsi l'hypothèse que vis à vis des interactions entre la nappe superficielle de la zone humide et le réseau de surface, à l'échelle d'un transect, ces circulations ne sont pas prépondérantes. Cette hypothèse peut se justifier dans notre cas à la fois par les faibles pentes des versants amonts, et par la configuration particulière de la zone de fond de vallée encadrée par deux barres de schistes affleurant à la surface et isolant ainsi le système.

1.3. Suivi expérimental, qualité des données.

Un suivi expérimental a été mis en place dans la zone humide du « Pigeon Blanc » afin de caractériser les interactions entre la nappe superficielle et le réseau hydrographique. Nous avons choisi de concentrer l'instrumentation sur une distance d'une quinzaine de mètres au bord du ru afin de suivre à la fois les fluctuations du toit de la nappe (piézométrie), du niveau d'eau libre dans le ru (limnimétrie) et les conditions d'écoulement dans la zone non-saturée (tensiométrie). Le jeu de données acquis doit servir de base à l'établissement d'une typologie de fonctionnement hydrologique de la zone ainsi qu'au calage et à la validation du modèle de nappe mis au point dans le cadre de ce travail (SIDRA 2+).

Le schéma général du suivi est détaillé sur la figure C4. I. 9. Compte tenu de l'éloignement du site (à 400 km d'Antony), nous avons opté pour un suivi automatique des différentes variables. Des visites régulières ont été réalisées en moyenne toutes les trois semaines afin de s'assurer du fonctionnement correct de l'instrumentation et de récupérer les données acquises.

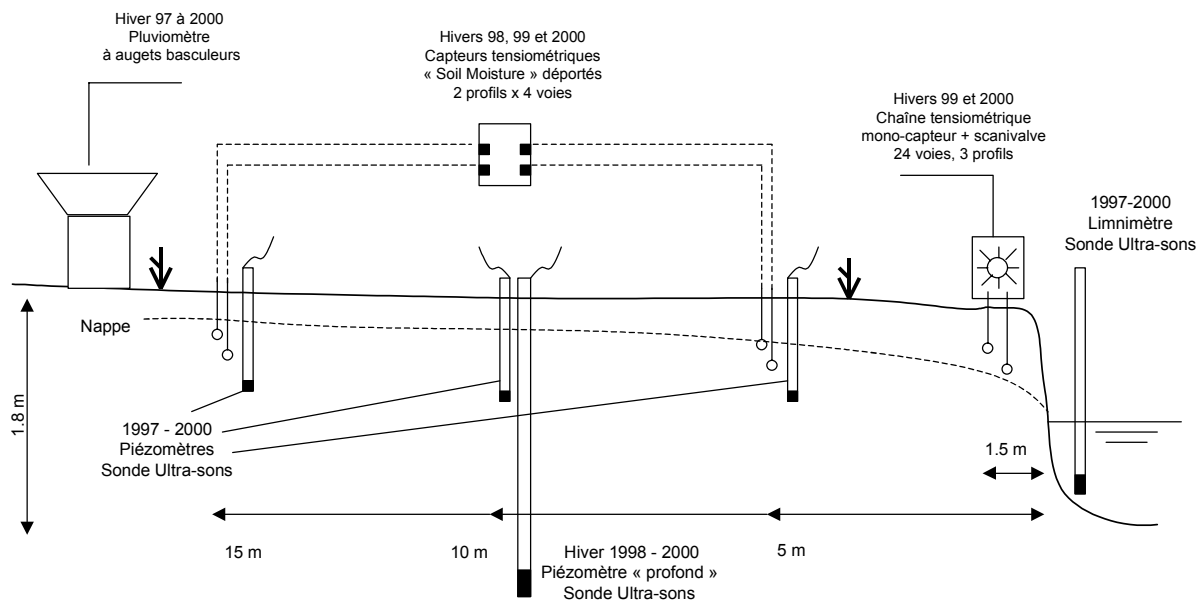


Fig. C4. I. 9 : schéma du dispositif expérimental installé en bordure du ru de Cétrais, dans la zone humide de fond de vallon.

I.3.1. Dispositif expérimental.

- Topographie

La topographie de la zone instrumentée a été entièrement levée (terrain naturel et instrumentation) au tachéomètre laser. La précision attendue est de l'ordre du mm. La qualité de cette opération est fondamentale aussi bien pour les mesures piézométriques que tensiométriques.

- Pluviométrie.

La pluviométrie a été suivie en continu sur le site depuis novembre 1996 par un pluviomètre à augets basculeurs (0.1mm), avec une acquisition au pas de temps ¼ h. Ce pluviomètre a été régulièrement étalonné (par comparaison avec un totalisateur). De plus, il a été comparé régulièrement aux données Météo France acquises à la station de Derval (15 km du site) au pas de temps journalier. L'évapotranspiration potentielle (ETP, méthode de Penman) a été évaluée à partir des données journalières de Météo France aux stations de Nantes-Bouguenais (à 30 km du site environ) et de Derval : l'essentiel de notre suivi se réalisant en hiver, nous avons fait l'hypothèse que la variabilité spatiale de l'ETP était faible sous climat océanique.

- Piézométrie.

Des transects de piézomètres de surface ont été installés dès l'hiver 96/97. La technique de mesure utilisée repose sur des sondes ultra-sons, reliées à des centrales d'acquisition (type LMU CR2M), avec un pas de temps d'acquisition du ¼ d'heure. Selon les années, le type de suivi a sensiblement varié. Le tableau suivant en récapitule les différentes modalités.

1996/97	2 transects perpendiculaires au ru, distants entre eux de 30m, avec des piézos à 5, 10 et 15 m du ru. La profondeur maximum de mesure est de l'ordre de 1 m. Le niveau de l'eau dans le ru est mesuré.
1997/98	1 seul des transects installés en 96/97 a pu être suivi. Le niveau d'eau dans le ru est mesuré. Un piézomètre « profond » (2m) a été installé à 10 m du ru à partir de 02/98.
1998/99	2 transects perpendiculaires au ru, distants entre eux de 30m, avec des piézos à 5, 10 et 15 m du ru (idem 96/97). Sur un des transects, les piézomètres ont été « doublés » par des piézomètres de même type mais implantés plus profondément, ce qui permet de suivre les fluctuations de la nappe sur environ 2 m. Une

	mesure ultra-sons a été positionnée en surface sur la berge du ru pour détecter les épisodes de débordement. Le niveau du ru est toujours mesuré.
1999/2000	1 seul transect de piézos (idem 97/98), « doublé » en profondeur. Le reste idem 98/99.

- Tensiométrie.

Il a été implanté en janvier 1998 une première série de profils tensiométriques à 15 m et 5 m du ru (4 tensios par profils), avec un pas de temps d'acquisition de 1 h. Les capteurs de pression utilisés sont des « Soil Moisture[®] » (0 / -500 HPa) raccordés à une centrale d'acquisition AGM. En raison des risques d'inondation, les capteurs ont été déportés en hauteur, et c'est un capillaire qui assure la connexion jusqu'au tensiomètre. Les profondeurs explorées sont de 20, 40, 60 et 80 cm pour le transect à 5 m et 20, 40, 60 et 115 cm pour le transect à 15m.

En janvier 1999, nous avons implanté une deuxième série de profils tensiométriques visant à caractériser l'allure des profils de charge hydraulique proches du fossé et à détecter l'apparition éventuelle d'une surface de suintement à l'interface nappe / ru. Un premier profil de 8 tensiomètres a été positionné au bord de la berge. Un deuxième, également de 8 tensiomètres, a été positionné à 50 cm du bord de berge. Enfin, un profil de 6 tensiomètres a été installé à 1.5 m du bord. Dans chaque profil, les tensiomètres sont placés en moyenne tout les 20 cm en profondeur. La mesure se fait au niveau d'un capteur de pression unique, la commutation entre voies étant assurée par un système « Scanivalve », mis au point en partie par l'Unité de Recherche. Le pas de temps d'acquisition est de 1 h. Des problèmes d'étanchéité dans le système hydraulique ont rendu les mesures inexploitable sur une bonne partie de la campagne 1999. Pour l'hiver 99/2000, le système a été révisé et réinstallé.

Enfin, l'ensemble des capteurs de pression a été systématiquement vérifié en fin de campagne et la linéarité de la réponse vérifiée par un système Mercial[®].

I.3.2. Qualité et validité des données.

Les conditions d'acquisition automatique de données sur le terrain, en hiver, sont et resteront toujours délicates. La fréquence de visite sur le site (distant de 400 km d'Antony) a été adaptée au mieux afin de pouvoir contrôler voire réparer les instruments défectueux. La fréquence moyenne de visite, en hiver, a

été de trois semaines. Une fois récupérées, les données ont été systématiquement dépouillées, converties et vérifiées. Les phases de validité douteuse sont connues. La gamme de précision attendue par les différents types de mesure (Ultra Sons, tensiométrie...) est aussi connue.

On peut dresser le bilan qualitatif suivant :

- Pluviométrie : les données ont été vérifiées et sont fiables. Hormis pour la campagne 96/97, il n'existe pas de longue période de données manquantes.
- Piézométrie : durant les deux premières années, le principal problème rencontré concerne la profondeur des piézomètres qui était trop faible. La nappe était régulièrement sous la profondeur suivie, ce qui a de fait limité la continuité de la mesure. Il existe tout de même des épisodes parfaitement suivis, et ce sur l'ensemble des piézomètres. A partir de l'année 98, le suivi s'est enrichi de piézomètres plus profonds et la continuité de la mesure des fluctuations de la nappe sur l'ensemble du profil de sol a été assurée. Il existe néanmoins quelques périodes de mesures suspectes, facilement identifiables. Globalement, le suivi piézométrique a donc joué son rôle, et nous disposons d'un jeu de données important.
- Tensiométrie : les mesures tensiométriques automatiques in situ sont délicates à conduire. L'étanchéité du système doit être parfaite, les capteurs de pressions ainsi que les centrales d'acquisition doivent être résistants à des conditions climatiques difficiles en hiver (humidité, froid, vent). Ce type de mesure n'est donc que rarement parfaitement assuré tout au long d'une campagne...ce qui a été le cas concernant notre expérimentation. Pour les profils suivis à 5 et 15 m du ru ou pour ceux de bord de ru, on ne pourra compter que sur quelques épisodes, de quelques jours, durant lesquels les données seront complètes et fiables. Les premières analyses menées sur ces données ont néanmoins montré qu'un certain nombre de mécanismes fondamentaux (dynamique de la recharge, position de la nappe,...) peuvent être mis en évidence.

A partir de ces données expérimentales, nous proposons à présent de mettre en évidence les principales phases de fonctionnement de la zone humide. Nous porterons notre attention en particulier sur les mécanismes responsables des fluctuations de la nappe dans le profil de sol. Cette analyse nous permettra à la fois de déterminer les hypothèses à retenir en préalable à l'emploi du modèle SIDRA 2+ et de sélectionner un jeu de données afin d'en réaliser le calage et la validation.

II. Analyse des données expérimentales.

II.1. Fonctionnement de la zone à l'échelle de l'année. Principales phases de fonctionnement.

Dans le contexte des systèmes géologiques à socles anciens et sous climat océanique, le fonctionnement hydrologique des zones humides de fond de vallées se caractérise par une saisonnalité marquée (Durand et al., 2000). Le caractère « humide » n'est sensible (effectif) que durant la période d'excédent pluviométrique qui peut être en général circonscrite entre les mois d'octobre et d'avril. La présence de la nappe dans le premier mètre du profil de sol est en effet contrôlée essentiellement par le bilan climatique que nous avons évalué par la variable « Pluie – EvapoTranspiration Potentielle » (P-ETP). La figure C4. II. 1 présente l'évolution inter-annuelle de la position de la nappe mesurée à 10 m du ru et du cumul de la variable (P-ETP).

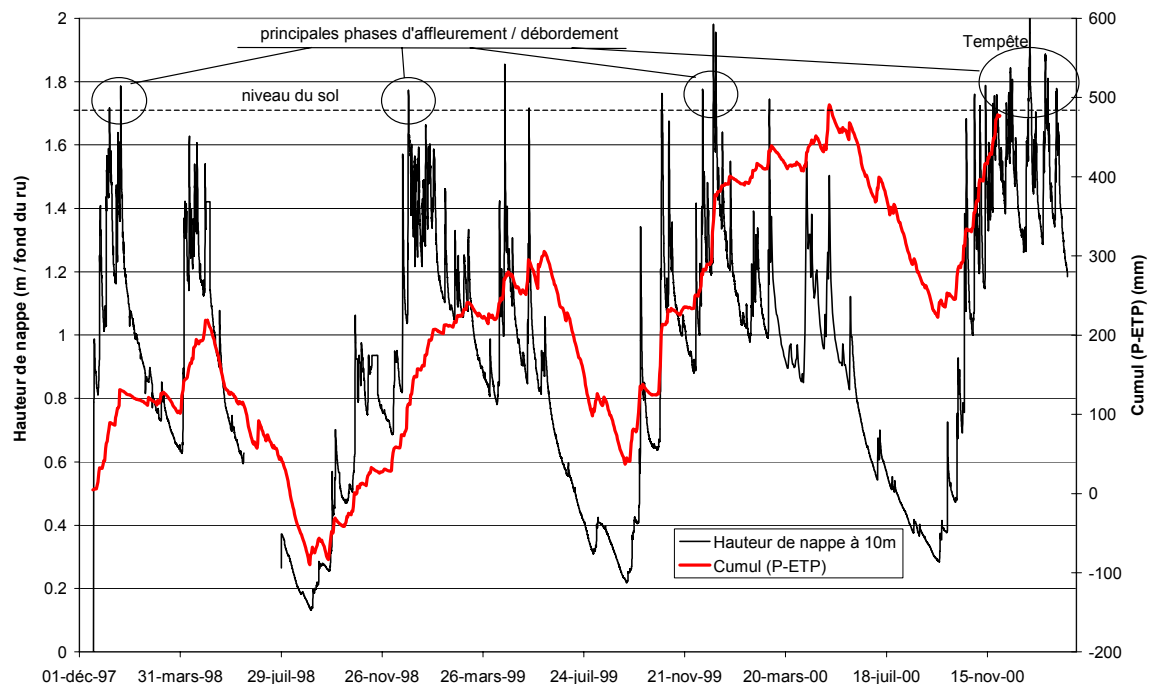


Fig. C4. II. 1 : évolution inter-annuelle de la hauteur de nappe à 10 m du ru et du cumul (P-ETP).

On constate que la position de la nappe dans le profil de sol, mesurée à 10 m du ru, suit une évolution comparable, pour chaque année de suivi, avec un niveau bas en été et une position haute en hiver. Les phases intermédiaires de montée et de tarissement sont clairement en relation avec le bilan hydrique

(P-ETP). Lors des périodes humides, la nappe fluctue dans les premiers 0.5 m de sol et présente des rabattements concomitants avec les chutes du niveau d'eau libre dans le ru.

On observe de brèves phases d'affleurement de la nappe (le niveau du sol est environ à $z = 1.7$ m / fond du ru). Ces phases d'affleurement n'ont pu être mesurées de manière continue que sur une distance réduite, les piézomètres n'étant implantés qu'en bordure du réseau. Nous avons néanmoins pu constater visuellement à plusieurs reprises qu'elles étaient effectives (et plus longues) en amont du transect suivi. D'autre part, nous avons pu vérifier que ces principales phases d'affleurement étaient généralement concomitantes avec des épisodes de débordement du réseau, ce qui explique que nous ayons mesuré dans les piézomètres des hauteurs d'eau significativement plus élevées que le niveau du sol. Ces périodes de débordement du réseau et d'affleurement généralisé de la nappe sont de courte durée, tout au plus de quelques jours. Dès que le tirant d'eau dans le ru baisse en fin de crue, on observe que la hauteur de nappe mesurée à 10 m du réseau baisse aussi rapidement, ce qui témoigne du rôle drainant du réseau de surface.

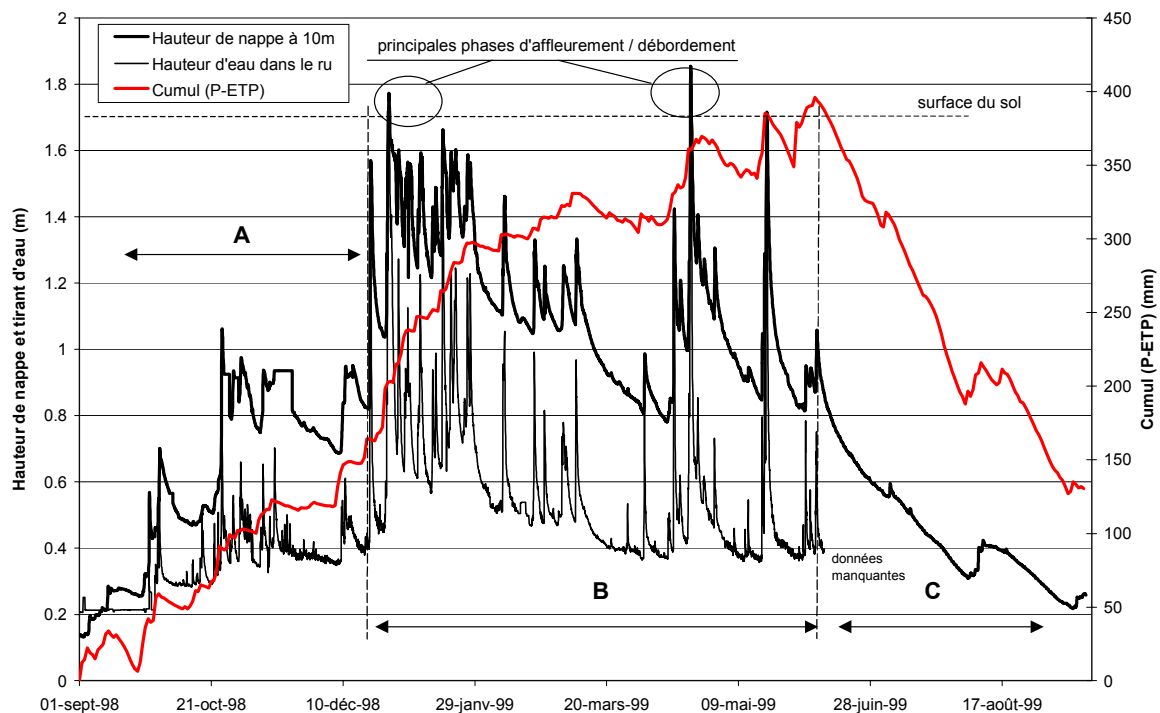


Fig. C4. II. 2 : évolution temporelle de la hauteur de nappe à 10m du ru, du niveau d'eau dans le ru et du cumul (P-ETP).
Saison 1998/1999.

Ce type de fonctionnement, à l'échelle annuelle, peut être ainsi décomposé en trois phases principales. La figure C4. III. 2 présente l'évolution temporelle de la nappe à 10 m du ru, le niveau d'eau dans le ru

et le cumul du bilan climatique pour la saison 1998/99, qui constituera notre période référence par la suite.

- Phase A** (Automne) : en fin de période estivale le niveau de la nappe est à son minimum, en équilibre avec le niveau du ru dont le tirant d'eau (~ 0.2 m) est à l'étiage. Durant l'automne, le bilan climatique est globalement positif même s'il existe des périodes de quelques jours durant lesquelles l'ETP est encore significative. On observe que la nappe monte par paliers successifs, correspondant aux principaux événements pluvieux. Ces phases de recharge sont relativement brutales, témoin d'une infiltration apparemment non limitante dans la zone non-saturée dès lors que l'humectation du profil de sol est initiée. Cette phase que l'on pourrait qualifier de « réamorçage » de la nappe correspond à un cumul (P-ETP) de l'ordre de 100 à 150 mm. On constate enfin que le niveau du ru fluctue lui aussi rapidement mais reste à un niveau moyen assez bas (0.4m). Ceci témoigne du fait que le bassin versant amont (une vingtaine de km²) se comporte de manière comparable et que l'ensemble des sols est en période de réhumectation, le système stockant globalement de l'eau.
- Phase B** (Hiver, début de Printemps) : cette phase correspond à la saison humide. Le cumul (P-ETP) progresse rapidement (200 mm en trois mois) et de manière continue. Durant la première partie de la période, l'ETP est faible (< 1 mm/j) et le système répond directement aux événements pluviométriques. En fin de période humide, les épisodes de tarissement sont plus marquées, l'ETP est plus importante et le niveau du ru est en moyenne plus bas. Lors des principaux événements pluvieux, la nappe réagit encore rapidement et fluctue avec des amplitudes importantes, tout comme le niveau du ru.

A l'échelle de l'ensemble de la phase B, la nappe fluctue rapidement dans les premiers 0.5 m du profil de sol, jusqu'à affleurer à la surface lors des principaux événements pluvieux. Ces phases d'affleurement sont relativement brèves en bordure du réseau (sur les 15 m investigués grâce au suivi piézométrique). Nous avons déjà évoqué le fait qu'elles peuvent se prolonger en amont (constatations visuelles). On remarque de plus que les fluctuations du toit de la nappe sont synchrones à différentes distances du réseau (Fig. C4. II. 3. a) et avec le niveau d'eau libre du ru.

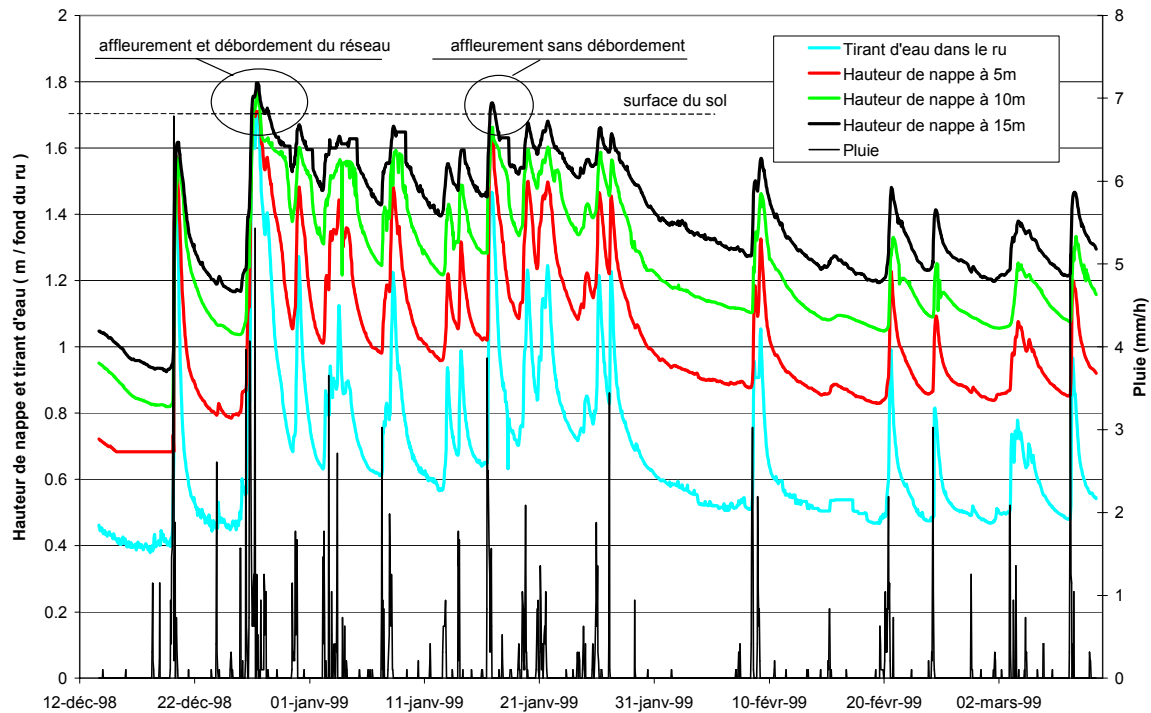


Fig. C4. II. 3.a : évolution temporelle des hauteurs de nappe mesurées à 5, 10 et 15 du ru, du niveau d'eau dans le ru et de la pluviométrie. Hiver 1998 / 1999

Ce type de fonctionnement peut être caractérisé comme le produit de trois phénomènes : (i) les conditions d'infiltration de la pluie vers la nappe sont bonnes et engendrent des montées brutales du niveau de la surface libre (voir section II.2 par la suite) ; (ii) le niveau d'eau dans le ru fluctue rapidement, à chaque sollicitation pluviométrique, ce qui montre que le bassin versant amont réagit tout aussi vite ; (iii) lors des phases de tarissement, le ru draine la nappe (voir section II.3 par la suite). Face à ce type de comportement, il sera intéressant de s'interroger sur l'effet conjugué de la recharge pluviométrique et de la fluctuation du niveau aval sur la variation du niveau du toit de la nappe à différentes distances du ru. De même, lors des phases de tarissement, on tentera de distinguer les effets du drainage gravitaire de ceux du prélèvement climatique, qui peut avoir un rôle lorsque la nappe est proche de la surface.

Si on s'intéresse au temps de présence de la nappe dans les différents horizons du sol, on constate que, selon la distance au ru, on observe des différences très marquées. La figure C4. II. 3. b présente une analyse fréquentielle du temps de présence de la nappe (rapportée à la durée totale de la période mi décembre 98 – mi mars 99) dans le profil de sol, pour les différentes distances suivies.

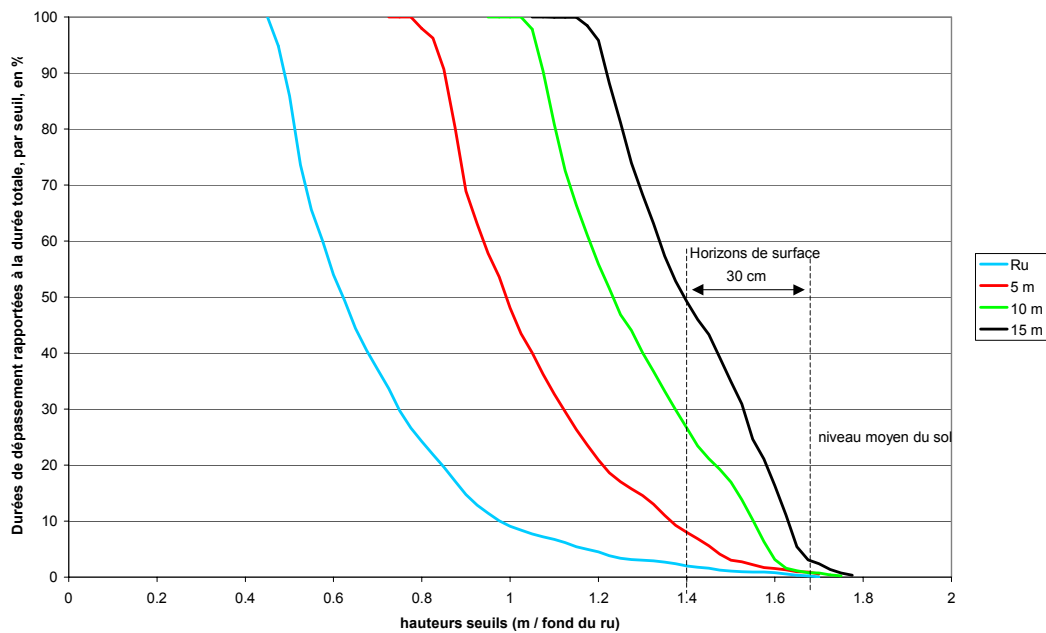


Fig. C4. II. 3. b : durées de dépassement de hauteurs seuils rapportées à la durée totale (déc. 98 – mars 99).

On vérifie tout d'abord que, pour une hauteur donnée, plus on s'éloigne du ru, plus le temps de présence de la nappe est long. D'autre part, on observe que sur la période le tirant d'eau dans le ru est en moyenne 90 % du temps inférieur à 1.0 m, alors que dans le même temps les hauteurs de nappes mesurées à 5, 10 et 15 m sont pour 90 % du temps inférieures respectivement à 1.4, 1.55 et 1.65 m. Ceci témoigne de l'effet très majoritairement drainant du fossé. En effet, quelle que soit la distance au ru, le temps de présence de la nappe à proximité de la surface du sol (~ 1.7 m) est très limitée (quelques % de la durée totale), ce qui traduit le fait qu'en bordure du ru les périodes d'affleurement / débordement sont de courte durée. Enfin, si on s'intéresse au temps de présence de la nappe dans les premiers 30 cm du profil de sol (critère pouvant servir de base pour déterminer le caractère « humide » effectif, Cf. Chapitre introductif) on observe que, dès la distance 10 m, la nappe est au moins 25 % du temps dans les horizons de surface.

- **Phase C** (fin du Printemps – Été) : cette période est celle du tarissement généralisé du système. Cette phase correspond à la période estivale durant laquelle le bilan climatique est dominé par la demande évapotranspiratoire (300 mm en trois mois). Aussi bien le niveau de la nappe que celui du ru (données non disponibles pour l'été 99 mais observées sur les autres années) baissent jusqu'à rejoindre le niveau d'équilibre de l'été (le ru de Cétrais ne s'assèche pas en été au niveau de la

zone du « Pigeon Blanc », ce qui peut être le cas plus en amont dans le bassin). Les quelques événements pluviométriques de l'été s'accompagnent de montées de nappe de faible amplitude.

A partir de l'analyse des suivis piézométriques et climatiques, nous venons de mettre en évidence les principales périodes de fonctionnement hydrologique du système. Nous avons défini trois phases de fonctionnement dont chacune se caractérise par un comportement particulier de la nappe et du niveau d'eau dans le ru en fonction des contraintes climatiques saisonnières.

Nous proposons à présent d'investiguer plus en détail un certain nombre de mécanismes responsables du fonctionnement du système en période hivernale (Phase B). Comme nous l'avons déjà précisé, c'est durant cette période que le caractère humide de la zone est « effectif » au sens de Durand et al. (2000), c'est à dire qu'on observe la présence de la nappe dans les premiers décimètres du profil de sol.

Nous allons dans un premier temps nous intéresser aux mécanismes d'infiltration et de recharge de la nappe, en distinguant les périodes où la nappe est initialement basse de celles où elle est déjà haute (section II.2.). Nous étudierons ensuite le comportement du système lors des phases de tarissement en tentant d'évaluer la part de la demande climatique et celle du drainage gravitaire (section II.3). Enfin, nous nous intéresserons aux conditions d'interaction locale entre la nappe et le niveau d'eau libre dans le ru. Nous tenterons en particulier de mettre en évidence expérimentalement le phénomène de suintement.

A l'issue de l'étude de ces différents processus, nous établirons une typologie de fonctionnement hydrologique de la zone à partir des mécanismes dominants mis en évidence. Ceci nous permettra de proposer une période compatible avec une modélisation de type « saturé » du système.

II.2. Analyse de la dynamique de l'infiltration et de la recharge de la nappe en période hivernale.

Nous allons tout d'abord nous intéresser aux mécanismes de recharge de la nappe en condition initialement basse (à plus de 1 m de profondeur). Comme nous l'avons vu, cette situation est caractéristique de la fin de la phase A (réamorçage en automne), du début de la phase B ou suite à des tarissements prolongés.

Pour étudier ce mécanisme, nous ne disposons de données tensiométriques fiables que pour le début du printemps 1998. A cette période, nous avons observé un long tarissement de la nappe entre le 20 janvier et le 2 avril avec très peu de pluie (Fig. C4. II. 1). Début avril 98, la nappe à 10 m du ru est à 1.1 m de profondeur. Nous allons nous intéresser à l'événement pluviométrique qui provoque la remontée de la nappe jusqu'à la surface du sol en quelques jours.

La figure C4. II. 4 présente l'évolution temporelle du gradient vertical de charge hydraulique mesuré à 5 m du fossé entre 0.2 et 0.4 m de profondeur, de la hauteur de nappe à 5 m du ru (quelques données sont manquantes en début d'épisode) et de la hauteur d'eau dans le ru. La figure C4. II. 5 montre quant à elle le terme (P-ETP) au pas de temps horaire (l'ETP journalière a simplement été ici convertie en moyenne horaire).

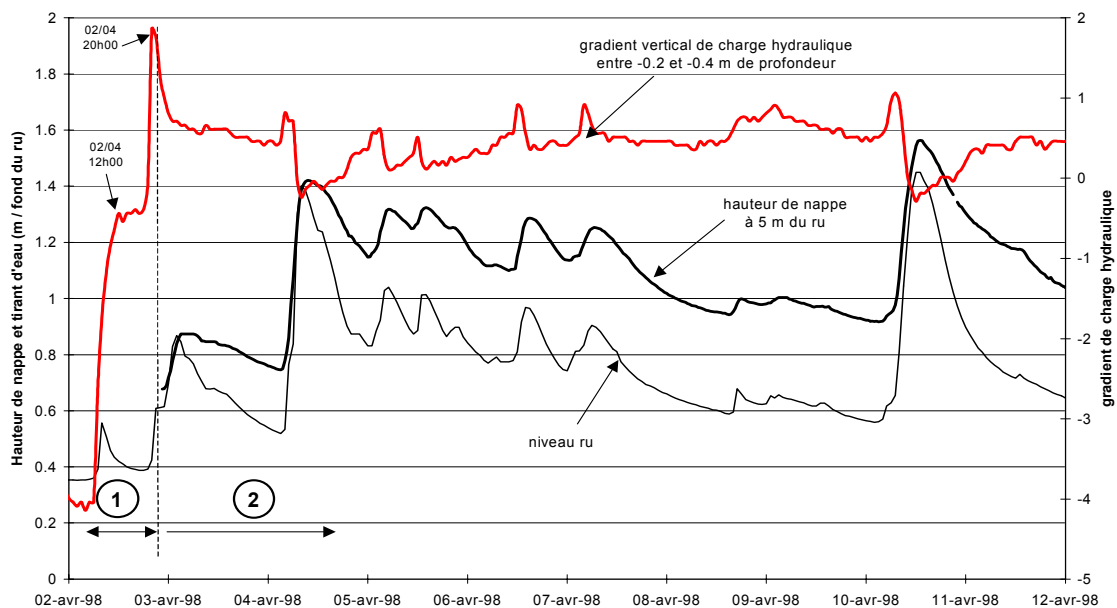


Fig. C4. II. 4 : Chronique de gradients verticaux de charge hydraulique mesurés à 5 m du fossé entre 0.2 et 0.4 m de profondeur, de hauteurs de nappe à 5 m du ru et de hauteurs d'eau dans le ru. Printemps 1998.

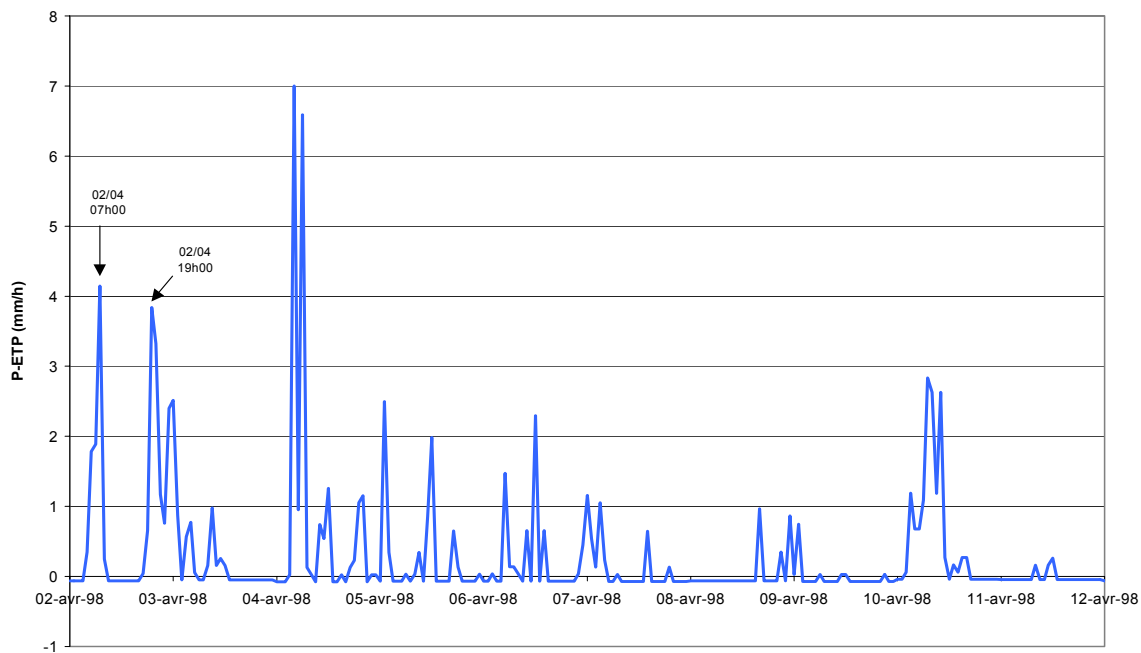


Fig. C4. II. 5 : Chronique de pluie nette (P-ETP). Printemps 1998.

Ces données expérimentales mettent en évidence trois phases distinctes durant la période observée :

- Initialement, le gradient vertical de charge hydraulique est négatif ($\text{grad}_v \varphi = -4$) ce qui témoigne d'un flux vertical ascendant lié à la demande évapotranspiratoire (la pression du tensiomètre situé à 0.2 m de profondeur est de -200 cm de colonne d'eau) ; le niveau du ru est bas ($H_w = 0.3$ m), et le niveau de la nappe à 5 m du ru est inférieur à 0.6 m (soit 1.1 m de profondeur, le niveau du sol étant approximativement à $z = 1.7$ m / fond du ru). Cette condition initiale est le résultat du long tarissement précédent.
- Durant la phase 1, les premières pluies provoquent une variation très brutale du gradient vertical de charge hydraulique qui devient positif dès le premier épisode pluvieux (9 mm cumulé en 5 h) jusqu'à atteindre un maximum de $\text{grad}_v \varphi = +2$ suite aux deuxième événement (8 mm cumulé en 4 h). La nappe ne réagit que relativement peu durant cette période, mais la recharge est amorcée. Cette phase correspond à l'humidification du profil de sol au dessus de la nappe par progression d'un front d'humectation.
- Durant la phase 2, le gradient hydraulique vertical reste toujours positif mais oscille entre 0 et 1. La nappe réagit à chaque événement pluvieux et fluctue dans le premier mètre du profil de sol.

Il est intéressant de remarquer que dès lors que le profil de sol est réhumecté et que la nappe fluctue, les conditions d'infiltration dans la zone non saturée ne semblent plus limitantes (le gradient vertical est toujours inférieur à 1). Lorsque le toit de la nappe parvient au niveau des tensiomètres, le gradient vertical de charge s'annule.

Nous retiendrons de l'analyse de cet événement que, dans le cas où la nappe est initialement basse et que la zone non saturée est influencée par la demande climatique, l'infiltration de l'eau dans le profil de sol se réalise sous la forme d'un front d'humectation. Si la quantité d'eau infiltrée est suffisante (de l'ordre de 20 mm ici), la recharge de la nappe peut être initiée.

La rapidité avec laquelle le profil de sol se réhumecte (quelques heures) peut laisser penser que des processus d'écoulements « préférentiels » sont à l'origine de ce phénomène. En effet, si on s'intéresse à l'évolution du gradient vertical de charge hydraulique en fonction de la pression moyenne entre 0.2 et 0.4 m de profondeur (Fig. C4. II. 6), on constate que tout se passe comme s'il existait un « seuil » de pression (entre -30 et -20 cm de colonne d'eau) à partir duquel la zone non-saturée n'est plus limitante vis à vis de l'infiltration.

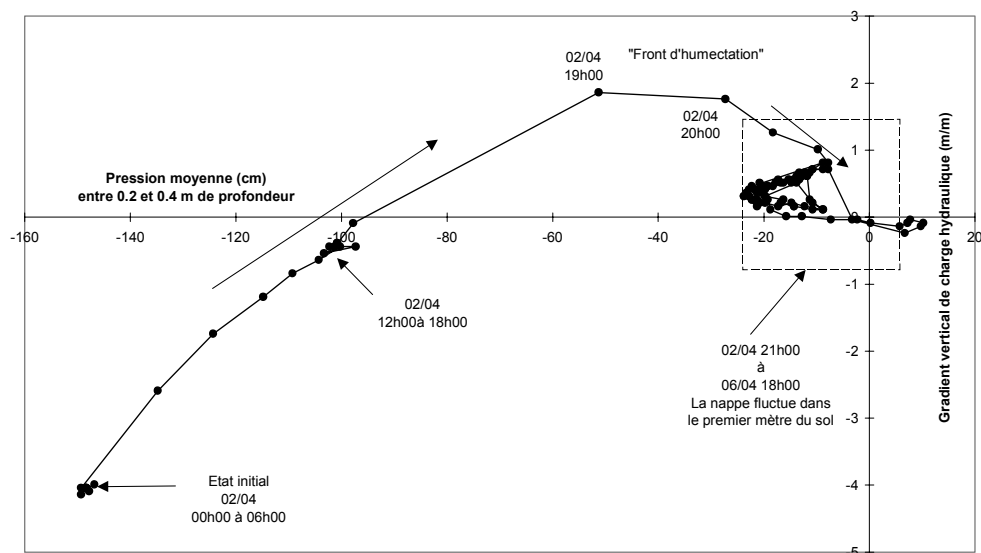


Fig. C4. II. 6 : gradient vertical de charge hydraulique mesuré entre 20 et 40 cm de profondeur à 5 m du ru en fonction de la pression moyenne (cm) mesurée à ces profondeurs. Episodes du 02/04 au 06/04/98.

Ce type de phénomène a déjà été mis en évidence expérimentalement par Zimmer (1988, 2001) et Kao et al. (1998) dans le cas de parcelles drainées par tuyaux enterrés. L'interprétation qui peut en être faite repose sur l'idée que le seuil de pression précédemment évoqué correspondrait au point d'entrée d'air d'une gamme de macropores dont l'origine serait biologique (racines en particulier). Dès qu'il est possible pour l'eau de pénétrer dans ces pores, les transferts sont alors rapides et la conductivité hydraulique du matériau tend rapidement vers la conductivité à saturation. Ce phénomène expliquerait que, dans cette gamme de pression, les transferts soient rapides lors des phases d'infiltration. Néanmoins, tout ceci reste à valider plus finement, en particulier en lien avec les aspects théoriques développés actuellement dans les travaux sur les écoulements préférentiels (p.e. Di Pietro et Germann, 2000).

Une fois réhumectée, la zone non-saturée au dessus de la nappe présente un gradient vertical de charge hydraulique compris dans la gamme $[0, 1]$. On peut tenter d'interpréter ce phénomène à la lumière des résultats théoriques présentés dans le Chapitre 2 de ce mémoire. Nous avons en effet montré, dans le cas du régime permanent, que les profils de pressions au dessus d'une nappe drainée pouvait se décomposer en deux parties : (i) une « zone de transition » où la pression est comprise entre 0 au toit de la nappe et une valeur limite h_γ imposée par le type de sol et le régime d'infiltration, le gradient hydraulique vertical est donc compris entre 0 et 1 ; (ii) une zone de pression homogène égale à h_γ , le gradient vertical étant alors égal strictement à 1. Nous avons aussi suggéré qu'une telle organisation des écoulements dans la zone non-saturée pouvait *a priori* exister dans le cas d'un régime transitoire suffisamment lent.

Les résultats présentés dans la figure C4. II. 5 (voir aussi Fig. C4. II. 7 pour une autre période) semblent être cohérents avec cette analyse. Après la phase de réhumectation, et lorsque la nappe fluctue dans le profil de sol, la valeur du gradient hydraulique vertical reste relativement stable dans la gamme $[0, 1]$ ce qui signifierait que les tensiomètres se trouvent dans la « zone de transition ». Lors des épisodes pluvieux, on remarque que le gradient hydraulique vertical tend vers 1 puis revient à une valeur proche de 0.5 : ceci peut s'expliquer par le fait que, lors d'un épisode de pluie, l'intensité de l'infiltration augmente ce qui a comme effet de réduire l'extension verticale de la zone de transition (Cf. Kao et al. (2001) et Chapitre 2). Les tensiomètres se trouvent alors brièvement dans la zone de gradient vertical unitaire. Mais, du fait de la recharge, la nappe monte et décale d'autant la localisation de la nouvelle zone de transition, expliquant ainsi que le gradient diminue et revienne dans la gamme initiale.

Les mécanismes de recharge de la nappe que nous venons de décrire peuvent être généralisés à l'ensemble des phases A et B, et nous avons pu les mettre en évidence sur d'autres périodes du suivi

expérimental. A titre d'exemple, la figure C4. II. 7 présente l'évolution conjointe du gradient vertical de charge hydraulique entre 0.2 et 0.4 m de profondeur, la hauteur de nappe à 15 m du ru et le tirant d'eau dans le ru pour la fin de la phase A et la phase B de la saison de référence 1998/99.

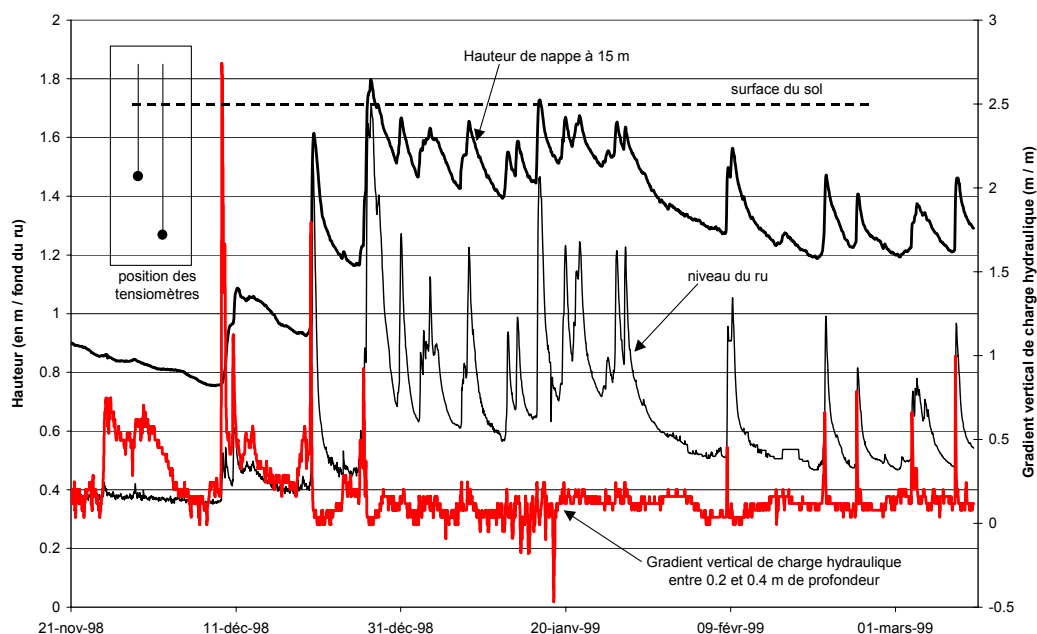


Fig. C4. II. 7 : Chronique de hauteurs d'eau dans le ru, de hauteurs de nappe mesurées à 15 du ru et de gradients verticaux de charge hydraulique mesuré entre 20 et 40 cm de profondeur. Hiver 1998/99.

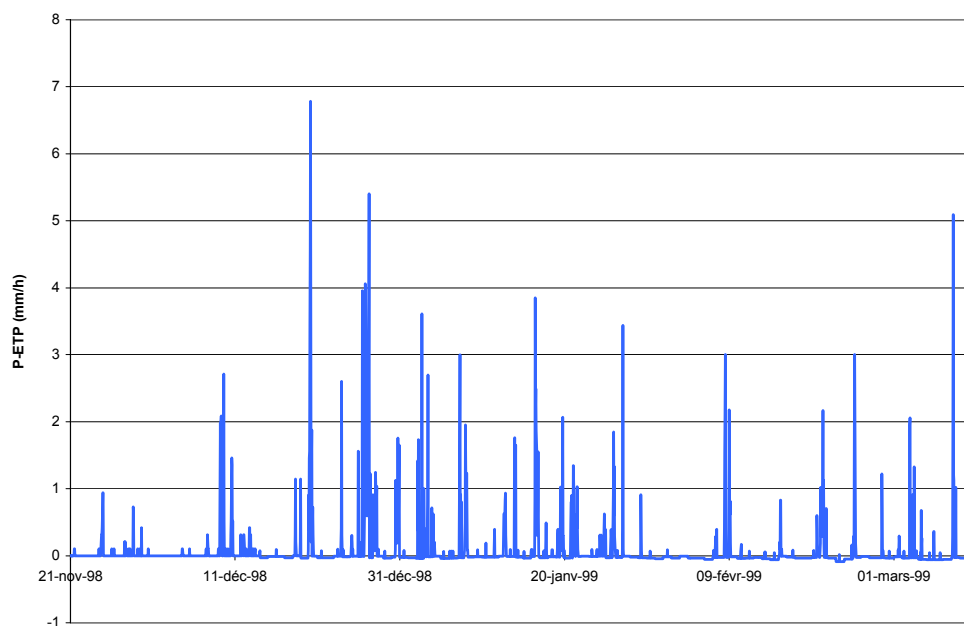


Fig. C4. II. 8 : Chronique de pluie nette (P-ETP). Hiver 1998/99.

Sur la période suivie ici, on constate de nouveau que les phases de montée de nappe au début de l'hiver s'accompagnent de variations brutales du gradient vertical de charge hydraulique, qui atteint des valeurs supérieures à 1. On note aussi que le gradient tend ensuite systématiquement vers des valeurs inférieures à 1, voire proches de zéro quand les tensiomètres sont dans la nappe. Durant la période de février à mars 1999, alors que le niveau moyen de la nappe est plus bas et que l'évapotranspiration devient plus importante (cf. Fig. C4. II. 2), chaque fluctuation du toit de la nappe s'accompagne d'une brève augmentation du gradient vertical, témoin d'une infiltration rapide dans la zone non-saturée. La pression moyenne dans les 40 premiers centimètres du sol est durant cette période très stable et de l'ordre de -20 cm de colonne d'eau, soit supérieure au seuil critique précédemment évoqué.

A l'issue de cette analyse des mécanismes de recharge, on peut *a priori* dire que l'utilisation d'un modèle de nappe de type « saturé » tel que SIDRA 2+ ne sera adapté que lors des phases de type B. En effet, nous avons mis en évidence que durant ces périodes, l'infiltration dans la zone non-saturée peut être assimilée à la recharge de la nappe. Durant les autres phases, les mécanismes d'infiltration sont dominés par des processus de types « front d'humectation » qui nécessiteraient une prise en compte spécifique dans ce type de modèle. Nous verrons dans la section III dans quelle mesure des hypothèses simples sur la prise en compte de la zone non-saturée peuvent permettre de simuler ces périodes particulières.

II. 3. Analyse des phases de tarissement en période hivernale.

Nous allons à présent nous intéresser aux épisodes de tarissement durant les phases de type B (période humide). Nous avons observé (fig. C4. II. 3, section II.1 de ce Chapitre) que ces tarissements étaient significatifs, d'une amplitude de plusieurs dizaines de centimètres et synchrones avec les fluctuations du niveau d'eau aval. Pour expliquer ce comportement, deux effets peuvent *a priori* se conjuguer :

- L'effet drainant du ru. Le potentiel imposé à la nappe par le niveau d'eau libre dans le ru va contrôler la capacité de drainage latéral du système. Nous avons déjà vu que le tirant d'eau du ru est très variable et se caractérise par des fluctuations très rapides. Nous essaierons de voir dans quelle mesure ce régime particulier de la condition aval va influencer les phases de tarissement dans le système.
- Le prélèvement d'eau dans la nappe sous l'effet de la demande climatique. En période hivernale nous avons observé que la nappe fluctue dans le premier mètre du sol. Durant ces périodes, bien que faible, la demande climatique (estimée par l'ETP) n'est pas négligeable. On peut alors se demander si cette condition aux limites peut influencer le tarissement de la nappe

II. 3. 1. Influence de la condition aval.

Afin d'étudier la dynamique de tarissement en fonction du niveau aval nous avons sélectionné trois épisodes durant l'hiver de l'année de référence 1998/99. L'épisode 1 se situe entre le 20/12 et le 26/12/98, l'épisode 2 entre le 08/01 et le 12/01/99 et l'épisode 3 entre 09/02 et le 14/02/99. Aux différents points mesurés, la nappe est initialement à une hauteur comparable pour chaque période. Les figures C4. II. 9 et C4. II. 10 présentent l'évolution temporelle des hauteurs de nappe (respectivement à 5m et 15m du ru) et du tirant d'eau dans le fossé pour les trois épisodes considérés. L'origine des temps (h) est prise à partir du début de chaque tarissement.

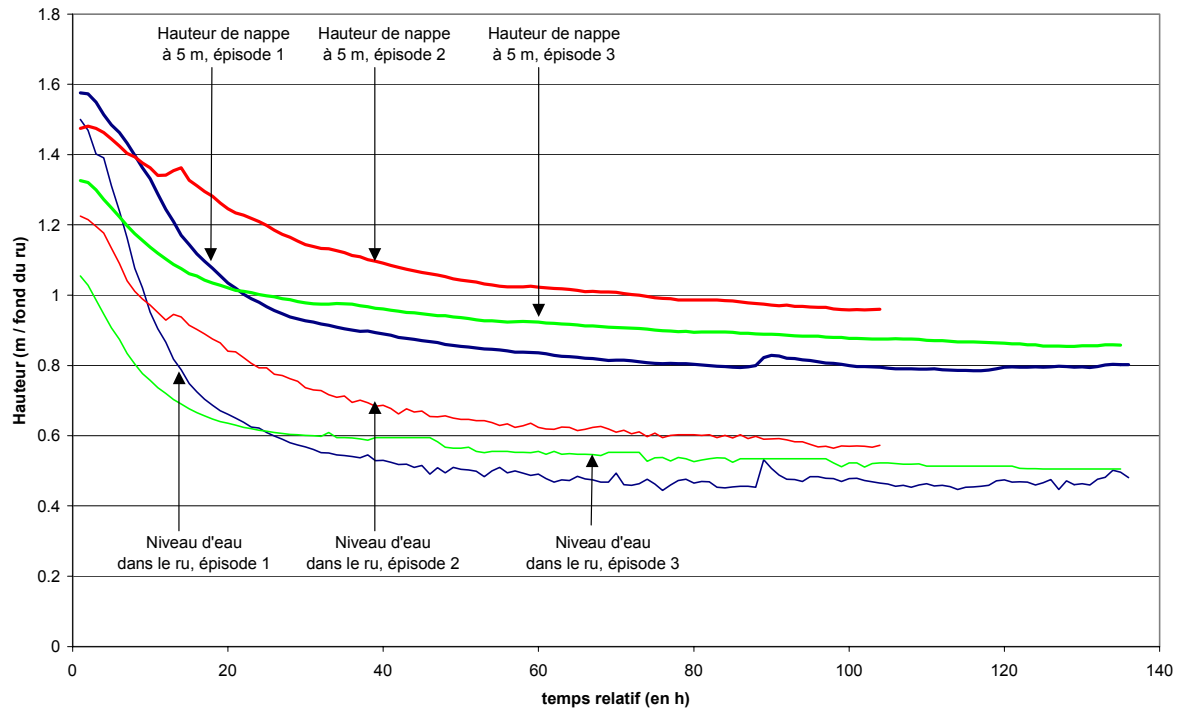


Fig. C4. II. 9 : hauteurs de nappe mesurées à 5 m du ru, et niveau d'eau libre dans le ru. Tarissements hiver 98/99.

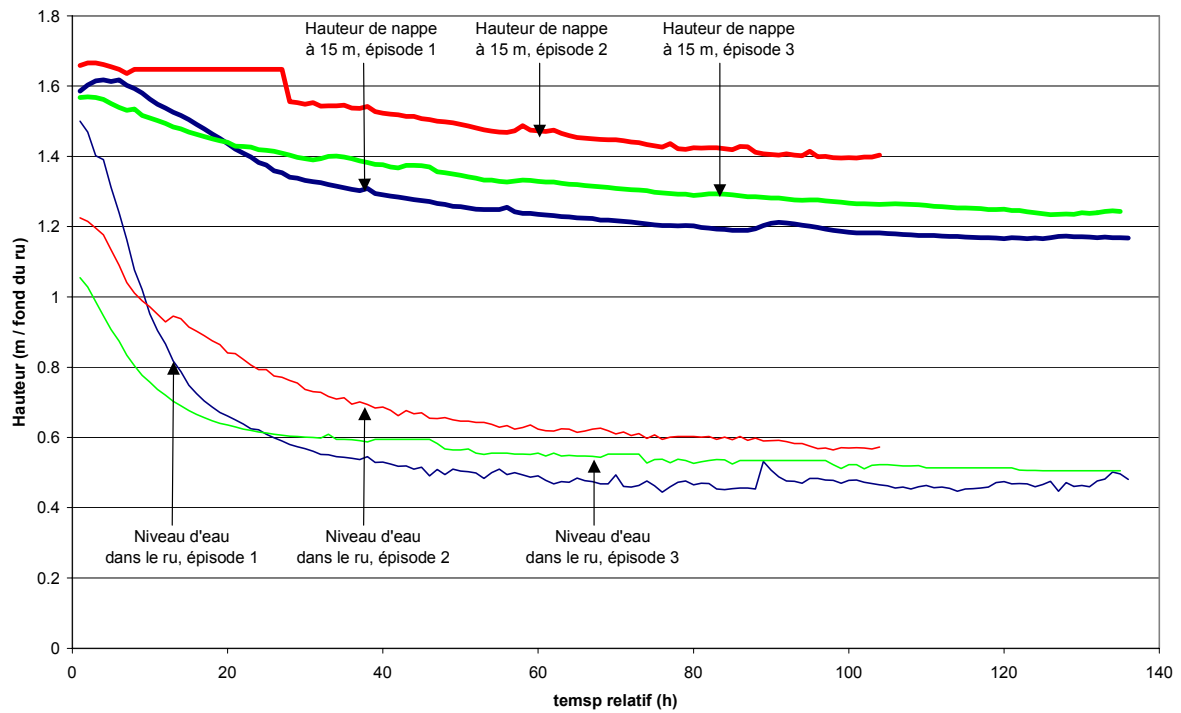


Fig. C4. II. 10 : hauteurs de nappe mesurées à 15 m du ru, et niveau d'eau libre dans le ru. Tarissements hiver 98/99.

Pour une distance donnée (5 m ou 15 m), les trois épisodes ne présentent pas une dynamique comparable. Ceci est à mettre en relation avec la variation du niveau d'eau dans le fossé qui est aussi différentes entre les trois épisodes. Il semble ainsi à ce stade que le contrôle aval joué par le niveau d'eau libre influence significativement la vitesse de tarissement de la nappe. On peut néanmoins affiner cette analyse :

- Pour un épisode donné, on observe que la variation de hauteur de nappe à 5 m du ru est plus brutale qu'à 15 m. A cette dernière distance, la nappe se tarit de manière relativement monotone.
- Durant les épisodes 1 et 3, la chute du niveau d'eau libre aval se fait nettement en deux temps : tout d'abord une chute rapide, puis le niveau reste quasiment constant. Le niveau de la nappe à 5 m suit la même dynamique alors que celui à 15 m est moins influencé.

On peut conclure de ces observations que la chute brutale du niveau d'eau dans le ru semble avoir un effet « accélérateur » sur le tarissement de la nappe, évidemment plus marqué proche du ru, mais sensible aussi jusqu'à 15 m du réseau. Une fois que le niveau dans le ru est stabilisé, le tarissement de la nappe se fait à une vitesse lente et constante (de l'ordre de 5 cm / j).

La capacité de drainage du ru est en grande partie contrôlée par la dynamique du niveau d'eau libre. Sur notre site expérimental, le ru de Cétrais draine un bassin versant du vingtaine de km² dont le fonctionnement hydrologique se caractérise en hiver par des crues rapides. Ceci se concrétise par une fluctuation quasiment synchrone du niveau de la nappe dans la zone de fond de vallon et du niveau d'eau libre dans le ru, quand bien même le contrôle de ce niveau d'eau ne se fait pas localement mais intègre le fonctionnement hydrologique de tout le bassin versant amont. L'hydrologie du bassin interagit ainsi localement avec le fonctionnement hydraulique de la nappe dans la zone de fond de vallon.

II. 3. 2. Influence de l'évapotranspiration.

Dans le but d'étudier le rôle potentiel de l'évapotranspiration sur le tarissement de la nappe en période hivernale, nous avons choisi de comparer trois périodes sélectionnées durant les différentes années de suivi expérimental et qui présentent des types de tarissement comparables (conditions initiales, durée...). Nous avons choisi une première période du 17/01 au 30/01/98, une deuxième du 27/01 au

08/02/99 et une troisième du 14/01 au 26/01/00. Durant ces périodes, nous allons analyser la dynamique de descente de la nappe à 5 m (Fig. C4. II. 11) et 15 m du ru (Fig. C4. II. 12) en fonction du bilan de demande climatique (cumul (ETP-P)).

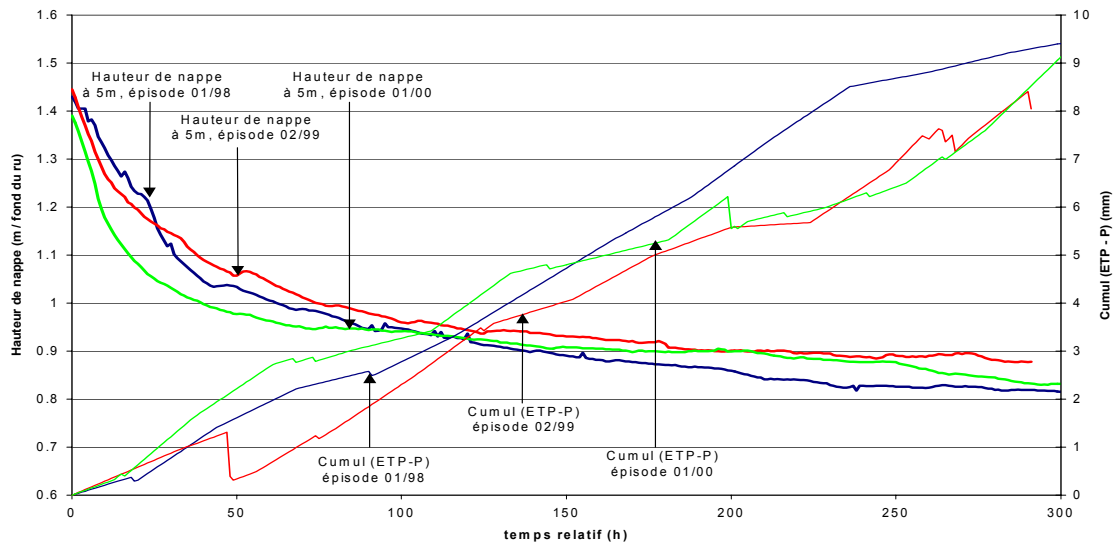


Fig. C4 II. 11 : Hauteurs de nappe mesurées à 5 m du ru et cumul (ETP-P) durant trois épisodes de tarissements.

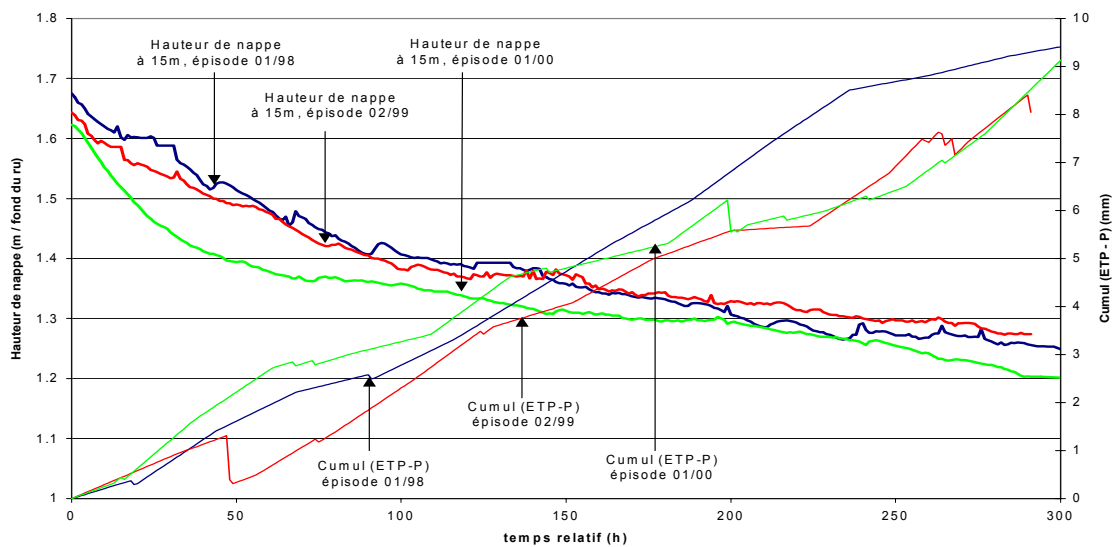


Fig. C4 II. 12 : Hauteurs de nappe mesurées à 15 m du ru et cumul (ETP-P) durant trois épisodes de tarissements.

Sur les trois épisodes considérés, la demande climatique mesurée par le cumul (ETP-P) est relativement faible (environ 9 mm en 300 h). Néanmoins elle présente des différences qui peuvent être rapprochées du comportement de la nappe. L'observation des données expérimentales appelle principalement deux commentaires :

- Pour la hauteur de nappe à 15 m du fossé, le début du tarissement de l'épisode de janvier 2000 est beaucoup plus marqué que pour les autres périodes, alors que ce n'est pas vraiment le cas pour la hauteur de nappe à 5 m. Durant cet épisode, le bilan climatique est plus déficitaire durant les 100 premières heures. Initialement, la hauteur de nappe à 15 m est quasiment à la surface du sol et on observe que la vitesse de tarissement devient comparable aux autres épisodes lorsque la hauteur de nappe est inférieure à 1.4 m. Une hypothèse pour expliquer ce comportement serait que, durant le début de cet épisode, la demande climatique serait satisfaite par un prélèvement d'eau dans la nappe si celle-ci est suffisamment proche de la surface du sol (dans les trente premiers centimètres).
- Durant la deuxième partie de l'épisode de janvier 98 (à partir de 200 h), on observe que la demande climatique est plus importante que pour les autres épisodes. Néanmoins, on constate que le tarissement de la nappe à 5 m et 15 m du ru ne semble pas en être particulièrement affecté, en comparaison avec les autres tarissements. Il faut enfin noter que durant cette période, les hauteurs de nappe sont inférieures à 1.4 m. De nouveau, ces observations militent pour conclure que la demande climatique ne prélève dans la nappe que lorsque celle-ci est proche de la surface du sol.

Nous avons conscience que - bien que présentant une certaine cohérence - ces résultats ne sont pas suffisants pour définitivement conclure sur le rôle de l'évapotranspiration sur le rabattement de la nappe en période hivernale. Tout d'abord il faut rappeler que l'ETP est faible durant la période hivernale et qu'il est en conséquence délicat de lui attribuer un rôle significatif dans le fonctionnement hydraulique du système. D'autre part, nous avons utilisé des estimations journalières de cette variable, déterminée à plus de 15 km du site, ce qui pose le problème de la valeur locale de la demande climatique. De plus, le terme d'évapotranspiration potentielle (ETP) constitue le flux maximum que peut prélever un couvert végétal de type herbacé (ce qui est le cas sur le site : prairie temporaire paturée). L'évapotranspiration réelle (ETR) du couvert est beaucoup plus délicate à déterminer et serait en tout état de cause plus faible que l'ETP. Ceci est d'autant plus vrai que l'activité biologique en hiver est fortement ralentie : les températures moyennes de l'air relevées à Derval sont comprises entre 0 et 8°C et il communément admis que le développement végétatif d'un couvert herbacé est nul pour des températures inférieures à 5°C (Lemaire et Salette, 1984).

Nous ne sommes donc pas en mesure de conclure définitivement sur le rôle de la demande climatique sur le tarissement de la nappe en hiver. Nous avons néanmoins vu que si celui ci existe, il serait limité aux cas où la nappe est présente dans les trente premiers centimètres du sol. Ceci est cohérent avec l'idée que ces phénomènes sont en étroite dépendance avec la présence de racines dans le profil de sol (Chabot, 2001). Dans ce sens, il faut noter que la fosse pédologique ouverte sur le site (Fig. C4. I. 7 , section I. 2. 1 de ce Chapitre) a montré que le système racinaire du couvert herbacé avait effectivement colonisé majoritairement les 30 premiers centimètres du profil.

II. 3. 3. Bilan

Derrière la question des mécanismes de contrôle du tarissement que nous venons d'évoquer se profilent plusieurs stratégies possibles vis à vis de la modélisation à l'échelle du système.

En effet, le problème de la condition aval transitoire constituée par le niveau d'eau dans le ru peut fort bien être résolue numériquement. Néanmoins, on peut se demander si des fluctuations à un pas de temps court du niveau d'eau libre ont des répercussions sensibles sur le comportement de la nappe. L'analyse des données expérimentales nous a conduit à conclure que sur les 15 mètres en bordure du réseau, la fluctuation du niveau d'eau libre dans le fossé influence le comportement de la nappe. Nous avons aussi vu que cet effet est d'autant moins fort qu'on s'éloigne du ru. Nous allons voir dans la prochaine section (II. 4) comment se réalise la connexion entre la nappe et le niveau d'eau libre au niveau de la berge. Nous verrons de plus dans la section III, grâce à l'outil de modélisation, comment on peut estimer plus précisément la distance d'influence du réseau de surface.

Concernant la demande climatique, et en terme de modélisation, une des questions est de savoir si la recharge ou le prélèvement d'eau dans la nappe peut être évaluée par la variable (P-ETP) quelle que soit la profondeur de celle ci, ou s'il faut considérer une profondeur de déconnexion (voir discussion sur le mode de gestion de l'ETP dans SIDRA 2+ dans le Chapitre 1). Ce débat n'est pas tranché, et il fait actuellement l'objet de recherches actives (Chabot, 2001 ; Brahic, 2001). Nous rappellerons dans la section III le mode de gestion retenu pour modéliser le système.

II. 4. Analyse des interactions entre la nappe et niveau d'eau libre. Phénomène de suintement.

Nous allons à présent nous intéresser aux conditions locales de raccordement de la nappe avec le niveau d'eau libre dans le ru. Nous avons vu que les oscillations du niveau d'eau aval avaient des conséquences directes sur la capacité de drainage du système dont elles constituent une des conditions aux limites.

Dans le Chapitre 3, nous avons étudié en détail le phénomène de suintement qui peut être responsable d'une différence de niveau entre le toit de la nappe au droit de la berge et le niveau d'eau dans le ru. Le développement d'une surface de suintement peut avoir comme conséquence d'amortir les variations du niveau aval et en particulier de ralentir les phases de tarissement de la nappe. En effet, rappelons que plus le niveau d'eau libre dans le fossé est important, plus le phénomène de suintement est réduit, et une chute brutale du niveau dans le ru ne se transmet donc pas immédiatement à la nappe.

Afin d'étudier ce phénomène, nous avons mis en place un suivi tensiométrique et installé une chaîne de mesure en bordure immédiate du ru. Comme nous l'avons déjà signalé (section I.3.2 de ce chapitre), nous avons rencontré des problèmes importants d'étanchéité du système Scanivalve qui ont fortement réduit la quantité de données exploitables. Néanmoins, nous avons pu valider le suivi de deux périodes durant les hivers 1999 et 2000 qui apportent des éléments de compréhension du phénomène.

- Etude de l'épisode de mars 1999

La première période étudiée se situe en fin d'hiver de l'année de référence 1999. La figure C4. II. 13 présente la chronique du niveau d'eau dans le ru durant cette période.

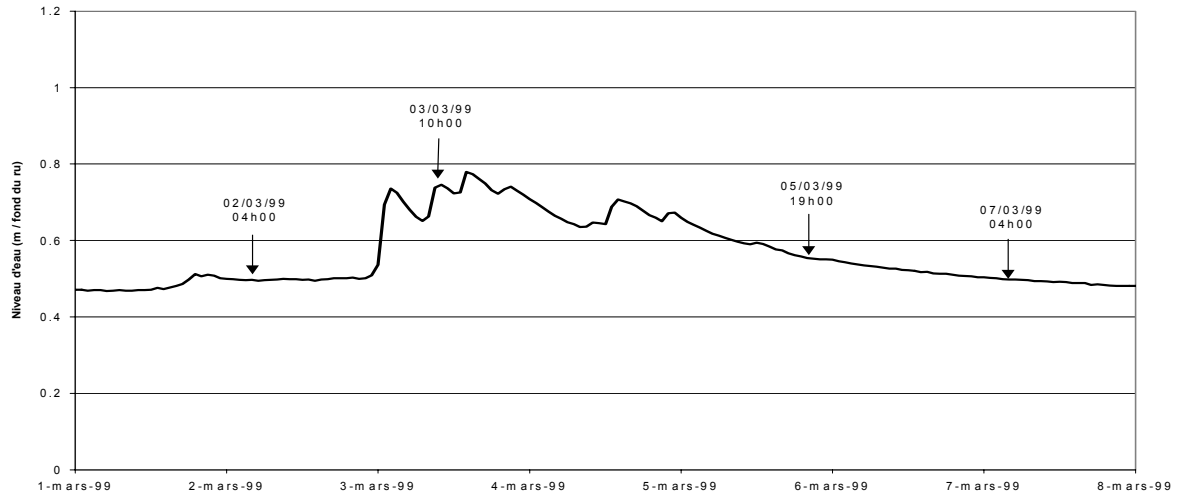


Fig. C4. II. 13 : hauteur d'eau mesurée dans le ru. Début mars 1999.

Cet épisode se caractérise par un niveau initialement constant (0.5 m) suivi d'une période de crue d'amplitude modérée (entre le 3 et le 5 mars) puis un lent tarissement avec un retour vers le niveau initial. Nous avons comparé, pour les quatre dates notées sur le graphique, les profils de charges hydrauliques mesurées par les tensiomètres placés à environ 0.5 m du bord du ru. Les données du profil plus proche du bord se sont malheureusement révélées inexploitable pour cette période. La figure C4. II. 14 présente les quatre profils en question, la référence des cotes a été prise au fond du ru. Le bord supérieur de la berge est ici à 1.5 m du fond.

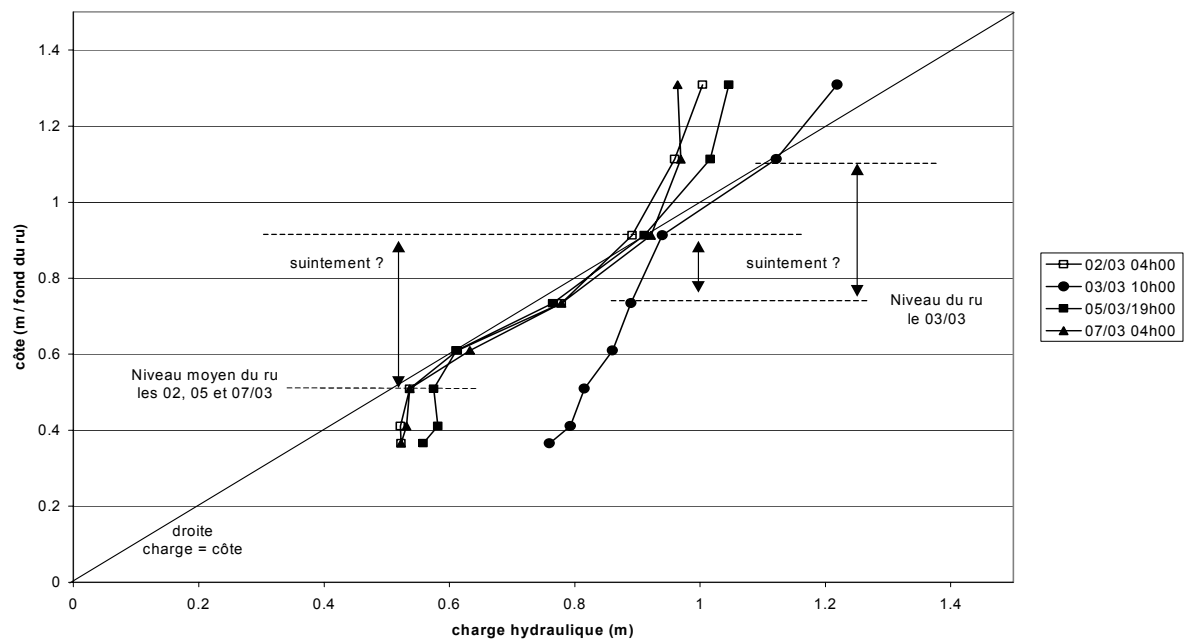


Fig. C4. II. 14 : profils verticaux de charge hydraulique mesurés à 0.5 m du ru. Début Mars 1999.

On distingue tout d'abord deux groupes de profils : les trois profils correspondant aux situations où le niveau du ru est à une cote de l'ordre de 0.5 m (2, 5 et 7 mars) puis le profil correspondant à l'épisode de crue (3 mars). Tous les profils ont une allure semblable : les tensiomètres les plus profonds sont dans la nappe, puis on observe une zone de plus ou moins grande extension où le gradient vertical est unitaire, proche de la saturation ($\varphi(z) \sim z$) et enfin les tensiomètres les plus superficiels sont dans la zone non-saturée.

Les trois profils correspondant aux phases de basses eaux sont quasiment superposés, témoin que le système est revenu à son état initial après la crue. Ces profils présentent une zone de gradient vertical unitaire proche de la saturation sur une hauteur de près de 0.4 m. Durant ces périodes, le niveau d'eau dans le ru est de l'ordre de 0.5 m. On serait tenté de déterminer la position de la nappe à partir de ces profils de charge autour de 0.9 m, ce qui impliquerait une surface de suintement dont l'extension verticale serait au plus de l'ordre de 0.4 m. Néanmoins, la détermination de la position de la surface libre est dans ce cas délicate si on tient compte des erreurs de mesures potentielles qui peuvent être faites (capteur, nivellement). Compte tenu de l'allure du profil de charge dans sa partie intermédiaire, on peut raisonnablement penser que l'incertitude sur la position de la surface libre est ici importante. Quoiqu'il en soit, les profils de charge hydraulique montrent que les écoulements dans la partie supérieure de la nappe ont une composante verticale marquée à cette distance du fossé (convergence des filets liquides), ce qui est cohérent avec la théorie du phénomène de suintement (Chap. 3, section I.).

Le profil de charge hydraulique mesuré le 3 mars, durant la période de crue, présente une zone de gradient vertical unitaire moins étendue que les autres profils. Bien que l'incertitude sur la position de la surface libre de la nappe soit tout aussi importante, l'allure de ce profil est cohérente avec le fait que le niveau d'eau dans le ru étant plus élevé, le suintement doit être moins développé.

L'analyse de ces profils tensiométriques en bordure du réseau tend à montrer qu'il existe une surface de suintement à l'aval du système. L'imprécision des mesures ne permet néanmoins pas de quantifier son extension verticale. On retiendra que les profils de charge avant et après les fluctuations du niveau dans le fossé sont comparables, ce qui témoigne d'un réajustement rapide des champs de pression.

- Etude de l'épisode de décembre 1999 / janvier 2000.

Le deuxième épisode étudié se situe durant les fortes crues de l'hiver 99/00. Malgré des conditions climatiques particulièrement défavorables (tempête), nous avons pu suivre l'évolution du niveau d'eau dans le ru (et son débordement) et estimer en parallèle la hauteur de la nappe en bordure immédiate du ru. Cette estimation a été réalisée par interpolation linéaire entre les tensiomètres successivement dans la zone non-saturée et saturée ; lors des phases de débordement, nous avons extrapolé le profil. La Fig. C4. II. 15 présente l'évolution temporelle conjointe de ces deux variables.

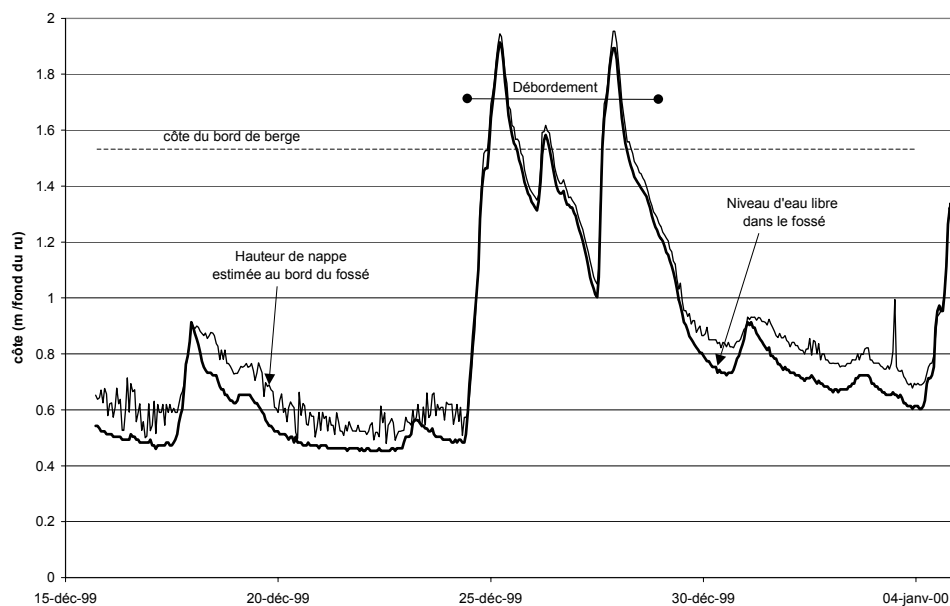


Fig. C4. II. 15 : hauteur de nappe estimée en bordure immédiate du réseau et hauteur d'eau dans le ru.

Crue de fin décembre 1999.

On constate tout d'abord qu'en période de basses eaux (entre 20 et le 25/12/99 puis entre le 02 et le 04/01/00), la hauteur de nappe estimée est toujours supérieure d'une dizaine de centimètres au niveau d'eau dans le ru. Les micro-fluctuations sont dans la pratique dues à la méthode de détermination de la position du toit de la surface libre à partir des données tensiométriques. L'ordre de grandeur du suintement mis en évidence (au mieux 0.1 m) est beaucoup plus faible que celui précédemment évalué lors de l'épisode de mars 99.

Lors des phases de montée brutale du niveau du ru (et les débordements), il n'existe plus de différence entre les deux niveaux. De nouveau, ce type de comportement est cohérent avec le fonctionnement

attendu d'une surface de suintement. Dans les situations de montée du niveau d'eau aval, la nappe se raccorde au niveau d'eau libre.

Pour cette période, nous avons comparé les profils de charge hydraulique à quelques moments clés. La Fig. C4. II. 16 présente les profils étudiés.

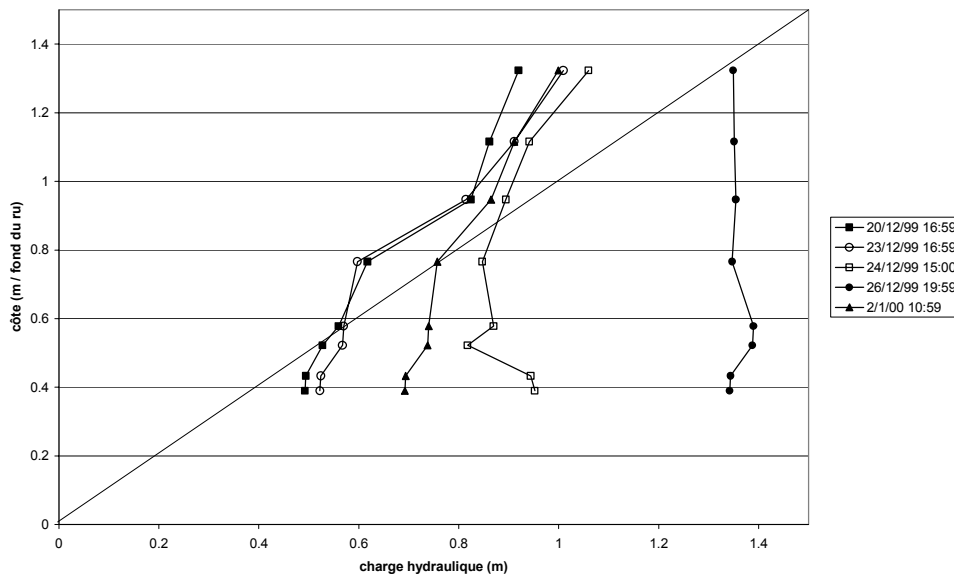


Fig. C4. II. 16 : profils verticaux de charge hydraulique mesurés en bordure du réseau.

Premier constat, les profils de charge enregistrés en début de période, avant la crue, et pour un niveau d'eau libre de l'ordre de 0.5 m ont une allure comparable à ceux mesurés en mars 99. Néanmoins, la partie intermédiaire du profil (où le gradient vertical est unitaire) est ici nettement dans la partie non-saturée. Ce constat rejoint notre précédente discussion sur la confiance à mettre dans la détermination de la position de la surface libre de la nappe lors de l'épisode de mars 99. Il semble ainsi que l'ordre de grandeur de la différence de cote entre la surface libre de la nappe et le niveau d'eau libre soit relativement faible (< 10 cm). Il reste néanmoins que la composante verticale de l'écoulement proche du fossé est clairement mise en évidence.

Les profils du 24 et du 26/12/99 montrent que lorsque le niveau d'eau dans le ru augmente, la position de la nappe augmente aussi et il n'y a plus de suintement lors du débordement. Enfin, le profil du 02/01/00, lors de la phase de tarissement, montre que le système revient à une situation de drainage.

- Bilan.

A l'issue de l'analyse de ces résultats, on ne peut que dresser un bilan mitigé de la mise en évidence expérimentale du phénomène de suintement. Certes, certaines observations sont cohérentes avec l'existence d'une surface de suintement : composante verticale de l'écoulement, différence entre le niveau de la nappe et le niveau du ru, variable selon les phases de crues ou de tarissement...Néanmoins, nous ne sommes pas en situation de pouvoir quantifier précisément l'extension verticale du suintement. On retiendra néanmoins que dans les phases de crue du système, le niveau de la nappe se raccorde au niveau d'eau libre dans le ru. Il reste un doute concernant les phases de tarissement.

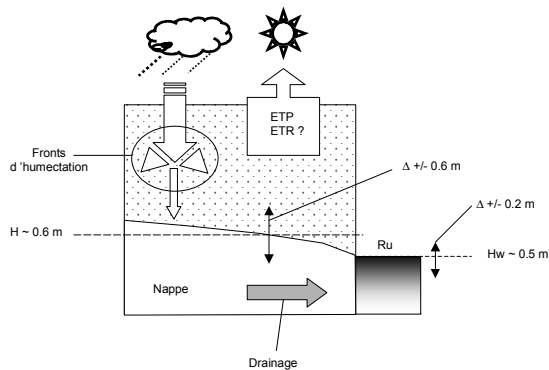
Afin de se donner malgré tout un ordre de grandeur du suintement potentiel, on peut proposer d'estimer la hauteur de suintement grâce à la relation semi-empirique que nous avons établie au Chapitre 3. Plaçons nous, par exemple, dans le cas simple d'un régime permanent tel que la hauteur de nappe à l'amont du système (à $L = 50$ m du ru) soit juste à la surface du sol ($H_a^* = 1.7$ m) et que le tirant d'eau dans le ru (H_w) soit constant et égal à 0.5 m. On peut évaluer le débit transitant ainsi dans le système grâce à la relation (XIII) détaillée dans le Chapitre 1 (section III. 3. 1. a), fixant $Q_a = 0$ (plan de flux horizontal nul à l'amont) et la conductivité hydraulique K de l'ordre de 10^{-5} m/s (Cf. section I. 2. 3 de ce Chapitre). Dans ces conditions, le flux sortant de la nappe vaut $q_{out} = 0.038$ mm/h. En utilisant la relation (i) décrite dans la section II. 2. 5 du Chapitre 3, on peut calculer une hauteur de suintement. Dans l'exemple étudié, elle vaut : $H_{ss} = 3$ mm ! On constate donc que, pour un tirant d'eau dans le fossé cohérent avec les observations, aucun suintement significatif n'est prédit par notre relation. Bien entendu, nous avons fait des hypothèses relativement restrictives (régime permanent), mais ce premier calcul tend à confirmer que si un suintement existe il doit être de faible extension. Nous reviendrons sur la simulation de cette variable (section III. 5. 3).

On retiendra aussi que le suivi expérimental d'un tel phénomène nécessite un investissement important en terme matériel, à la fois du fait du caractère transitoire des processus et de la précision avec laquelle il faut déterminer la position de la surface libre de la nappe dans des conditions où la zone non-saturée est proche de la saturation. Dans ce sens, l'expérience que nous avons capitalisé grâce au suivi mené sur le modèle physique MASHyNS (Chap. 3) devra nous permettre de définir un protocole mieux adapté pour l'avenir.

II. 5. Synthèse : principaux mécanismes du fonctionnement hydrologique à l'échelle annuelle.

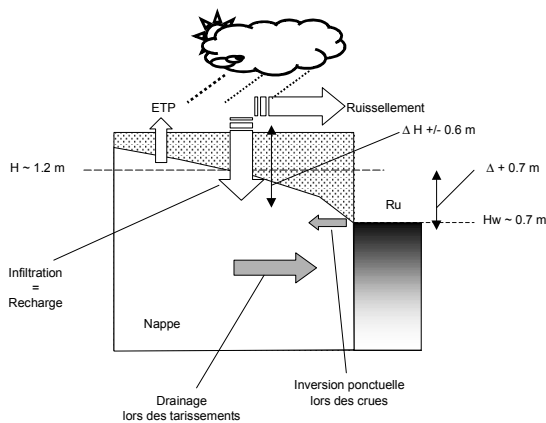
L'analyse des données expérimentales nous a permis de déterminer les principaux mécanismes contrôlant le fonctionnement hydrologique de la zone humide de fond de vallon étudiée. A l'échelle annuelle, nous proposons de les résumer comme suit :

Phase A



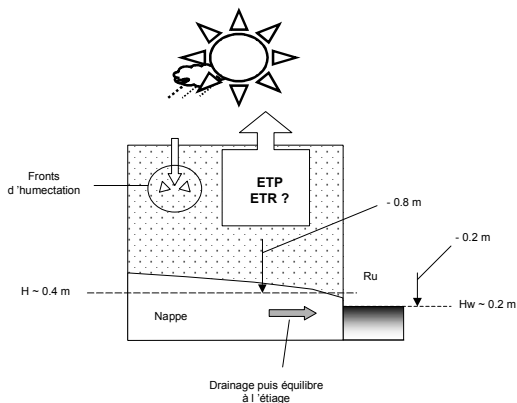
A partir de la fin de l'été, le bilan climatique s'inverse ($P - ETP > 0$), les pluies automnales réhumectent le profil de sol. L'infiltration est contrôlée par des mécanismes de front d'humectation et la recharge de la nappe se limite aux principaux épisodes pluvieux. La demande climatique est significative et est prélevée dans la zone non-saturée. Le niveau du ru est bas et fluctue avec une amplitude réduite

Phase B



Dès la fin de l'automne et durant tout l'hiver, les conditions d'infiltration ne sont plus limitantes et la majeure partie de la pluie infiltrée recharge la nappe. Le niveau du ru est haut et ses fluctuations sont importantes. Le toit de la nappe mesuré à 5, 10 et 15 m du bord fluctue de manière synchrone. Lors des principales phases de crues, on peut observer un débordement du réseau et un affleurement concomitant de la nappe. Dès que le niveau d'eau libre redescend, le système retrouve une configuration de drainage. Une surface de suintement peut alors exister.

Phase C



A la fin du printemps, le bilan climatique devient nettement déficitaire et on observe un tarissement généralisé du système. Le niveau de la nappe décroît progressivement pour finir à l'équilibre avec le niveau du ru à l'été durant l'été. Les quelques épisodes pluvieux entraînent des humectations épisodiques du profil de sol jusqu'à éventuellement recharger la nappe qui fluctue peu.

Comme toute tentative de simplification, l'analyse que nous venons de présenter ne peut échapper à l'écueil de la caricature. Il est bien entendu artificiel de réduire la continuité de fonctionnement hydrologique de la zone à une succession de phases temporelles, à l'échelle d'un simple transect. D'autre part, nous avons ignoré les interactions possibles avec les versants, qui dans certaines situations peuvent s'avérer déterminantes (voir p.e. Molénat, 1999). Nous ne prétendons donc pas à l'exhaustivité. Néanmoins, l'analyse des données expérimentales acquises sur notre site nous a permis de préciser d'une part le rôle de l'état de la zone non-saturée dans les transferts d'eau vers la nappe, et d'autre part l'effet que peut avoir le niveau d'eau libre dans le ru sur la capacité de drainage du système.

Que ce soit pour la phase A ou la phase C, les mécanismes prépondérants à prendre en compte peuvent se résumer à une interaction forte entre la zone non-saturée et les conditions atmosphériques (humectation en phase A, déstockage en phase C) et à un niveau d'eau moyen dans le ru qui impose au système une condition de drainage aval relativement constante.

En revanche, pour la phase B, les conditions de transfert d'eau dans la zone non-saturée passent en quelque sorte au second plan. Le fonctionnement du système est dominé par les fluctuations du toit de la nappe, du niveau d'eau du ru et par la succession des phases de tarissement, durant lesquelles la nappe est drainée, et des phases de crues où la nappe affleure et où le réseau peut déborder.

Dans une perspective de modélisation, les principales phases de fonctionnement hydrologique mises en évidence et les différents mécanismes associés nous permettent de déterminer les périodes qui sont a priori compatibles avec l'emploi d'un modèle tel que SIDRA 2+. En effet, les hypothèses constitutives de cet outil ne permettent pas de garantir sa pertinence pour simuler le fonctionnement de la zone à l'échelle annuelle. En particulier le rôle de la zone non-saturée apparaît clairement prépondérant durant les phases A et C, ce que ne pourra que partiellement prendre en compte le modèle. En revanche, durant la phase B, SIDRA 2+ doit être capable de fournir une prédiction acceptable de la position de la surface libre de la nappe à différentes distances du ru, et aussi d'estimer les débits drainés par le système.

La section suivante présente les étapes de modélisation du fonctionnement hydrologique en période hivernale. Après avoir rappelé les hypothèses de base de notre travail et précisé la stratégie retenue en terme d'adaptation du modèle, nous procéderons à la phase de calage sur une série de données de l'hiver 98/99. Ce calage sera réalisé en prenant comme valeur initiale les valeurs des paramètres

évalués à partir des données acquises sur le terrain et dans la bibliographie. Une étude de sensibilité complétera ce calage.

Nous validerons ensuite le modèle sur des séries de données différentes, acquises lors des hivers 97/98 et 99/00. Nous évaluerons les performances et les limites du modèle, ce qui nous mènera à proposer une autre prise en compte d'un des paramètres (la porosité de drainage). Enfin, nous étudierons la sensibilité de la simulation à la prise en compte de la condition aval (niveau d'eau dans le ru) selon différents pas de temps. Nous en tirerons des conclusions sur les principaux déterminants qui contrôlent le fonctionnement hydrologique de la zone humide et la manière la plus économe de les prendre en compte.

III. Modélisation des interactions entre la nappe superficielle et le Ru de Cétrais.

Le modèle SIDRA 2+ a été utilisé pour simuler les hauteurs de nappe mesurées sur le transect instrumenté de la zone humide de fond de vallon du Ru de Cétrais. Le modèle a été présenté et ses hypothèses fondatrices discutées dans le Chapitre 1. Nous nous contenterons d'en rappeler les principales, en particulier celles concernant les conditions aux limites.

III. 1. Rappel des hypothèses du modèle. Délimitation du système. Propriétés.

III. 1. 1. Hypothèses du modèle et conditions à la surface libre.

Le modèle SIDRA 2+ fait partie de la classe de modèles dit « saturés ». Il ignore donc en principe le fonctionnement de la zone non-saturée. Ce modèle est de plus fondé sur l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer qui suppose que les écoulements dans la nappe sont horizontaux. Il ne prend donc en compte le phénomène de suintement que par un terme correctif (Chap. 3).

Suite aux résultats théoriques et expérimentaux présentés dans ce travail, nous ferons les hypothèses suivantes :

- La demande climatique, évaluée par le terme (P-ETP), est prélevée dans la nappe si et seulement si, pour une abscisse donnée, le toit de la nappe est au dessus d'une profondeur seuil (p), qui constitue un des paramètres du modèle. Sinon, la demande climatique est gérée conceptuellement par un prélèvement dans un réservoir représentant la zone non-saturée. Lorsque le terme (P-ETP) est positif, et qu'il n'existe pas un déficit mesuré par un déstockage au niveau du réservoir, la lame d'eau infiltrée est assimilée à la recharge de la nappe (Zimmer et al., 1995 b) répartie de manière homogène (Cf. Chap. 2).
- Lorsque la nappe affleure à la surface du sol (Zsol), le terme de recharge devient nul sur la partie affleurante. L'excès d'eau est alors assimilé à du ruissellement et on suppose qu'il est transmis instantanément en dehors du système.

- Le suintement potentiel sera pris en compte numériquement par la loi $q_{out}(H_{aval})$ mise en évidence et validée dans le Chapitre 3.

III. 1. 2. Délimitation du système. Conditions aux limites.

Compte tenu de la configuration particulière de la zone humide de fond de vallon que nous avons suivi sur le bassin versant du Ru de Cétrais, nous considérerons le système tel que défini à la section I. 2. 3 de ce Chapitre. A savoir :

- La condition à la limite amont est considérée comme étant un plan vertical de flux horizontal nul (barre de Schistes de Nozay en affleurement), à une distance L du fossé drainant de l'ordre de 50 à 70 m.
- La condition à la limite inférieure du système est un plan de flux vertical nul (horizon pédologique supposé imperméable, dans les Schistes). La profondeur de cet horizon a été estimée entre 1.5 et 1.7 m sur le site. Nous faisons l'hypothèse que cet imperméable est horizontal.
- La condition à la limite aval du système est le niveau d'eau libre mesuré dans le ru, corrigé éventuellement (numériquement) d'une surface de suintement. Le fond du ru est considéré comme reposant sur l'imperméable du système.
- La topographie de la surface du sol est considérée comme étant horizontale.

III. 1. 3. Propriétés hydrodynamiques.

Le sol du système sera considéré comme homogène et isotrope. La conductivité hydraulique horizontale équivalente est évaluée entre $3 \cdot 10^{-6}$ et $1.5 \cdot 10^{-5}$ m / s, soit de l'ordre de 0.01 à 0.05 m / h.

La porosité de drainage sera considérée en première approche comme constante et de l'ordre de 3 %. Nous serons amené à discuter cette dernière hypothèse.

III. 1. 4. Synthèse : paramètres retenus pour le calage, variables de forçage.

Dans la configuration mise au point dans le cadre de ce travail, le modèle SIDRA 2+ comporte cinq paramètres :

- **L** : extension latérale du système, comprise entre 50 et 70 m.
- **Z_{sol}** : altitude de la surface du sol à partir du plancher imperméable (et du fond du ru), évaluée entre 1.5 et 1.7 m.
- **p** : profondeur critique de prélèvement de la demande climatique dans la nappe, estimée à 0.3 m.
- **K** : conductivité hydraulique horizontale équivalente, comprise entre 0.01 et 0.05 m/h.
- **μ** : porosité de drainage, supposée en première approche comme constante et égale à 3%.

Les variables de forçage du système sont de deux types :

- les conditions climatiques évaluées sur le site, au pas de temps horaire. La pluie est mesurée au pas de temps du $\frac{1}{4}$ d'heure. La demande climatique, assimilée à l'ETP, est connue au pas de temps journalier à la station de Derval (15 km du site). Cette variable a été transformée au pas de temps horaire par un simple calcul de moyenne. La prise en compte d'une correction jour-nuit de cette variable (sur la base d'une fonction sinusoïdale par exemple (Lesaffre, 1988)), a été testée mais n'est pas apparue comme essentielle dans le cadre des périodes utilisées pour la modélisation. La variable de forçage climatique considérée par la suite sera donc le terme de pluie nette (P-ETP) au pas de temps horaire.
- Le niveau d'eau libre dans le ru est mesuré sur le site au pas de temps du $\frac{1}{4}$ d'heure. Nous considérerons par la suite cette variable $H_w(t)$ au pas de temps horaire.

III. 2. Choix d'une stratégie et d'une période de calage du modèle.

III. 2. 1. Stratégie de calage.

L'objectif de la modélisation est de reproduire l'évolution des hauteurs de nappe mesurées à différentes distances du ru (5, 10 et 15 m). Nous devons donc proposer un calage qui aboutisse conjointement à une simulation correcte de ces trois hauteurs de nappe. Afin de mesurer la qualité des simulations, nous avons choisi d'utiliser le critère classique de Nash et Sutcliffe (1970) en comparant, pour une distance au ru donnée, les hauteurs de nappe simulées et observées. Pour deux séries de N données, ce critère se définit comme suit :

$$F = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (H_{obs}^* i - H_{sim}^* i)^2}{\sum_{i=1}^N (H_{obs}^* i - \overline{H_{obs}^*})^2}$$

avec : $H_{obs}^* i$: hauteur de nappe observée au pas de temps i (repérée par rapport à la base du système) ;
 $H_{sim}^* i$: hauteur de nappe simulée au pas de temps i (repérée par rapport à la base du système) ;
 $\overline{H_{obs}^*}$: moyenne des hauteurs de nappe observées sur la séquence.

Ce critère peut évoluer de $F = -\infty$ à $F = 1$ pour une simulation parfaite.

Concernant la simulation des différentes hauteurs de nappe mesurées, nous allons nous appuyer sur les valeurs des paramètres estimés précédemment (section III. 1. 4 de ce Chapitre). Nous disposons en effet d'une première « paramétrisation » du modèle et notre calage visera essentiellement à en étudier la sensibilité. De plus, compte tenu des différentes conditions aux limites et des modes de gestion simplifiés retenus pour représenter l'affleurement et le prélèvement climatique, nous n'avons pas été en mesure de déterminer, dans le cas général, les combinaisons de paramètres indépendants de notre système. L'étude de sensibilité portera ainsi sur chaque paramètre, dans les gammes de valeurs pré-définies.

Le modèle SIDRA 2+ simule aussi les débits drainés par le système. Ne disposant pas de données observées des débits parvenant au ru, nous ne calerons pas le modèle sur cette variable. Néanmoins, nous présenterons et discuterons les résultats obtenus dans la section III. 5.

III. 2. 2. Période de calage.

Comme nous l'avons vu lors de l'analyse des résultats expérimentaux, le fonctionnement hydrologique de la zone à l'échelle annuelle peut être décomposé en trois périodes. A travers les mécanismes mis en évidence, nous en avons en particulier conclu que l'utilisation d'un modèle de type "saturé" tel que SIDRA 2+ n'est en principe adapté que durant la période humide hivernale (phase B). Nous avons donc choisi de caler le modèle sur la phase B de l'année de référence 1998/99, soit une période de 3 mois s'étalant du 14/12/98 au 10/03/99.

En terme de conditions initiales, nous ferons l'hypothèse simplificatrice que la nappe est au départ à l'équilibre avec le niveau d'eau du ru mesuré pour le premier pas de temps. Nous considérerons donc une période d'apprentissage du modèle (environ 10 % de la durée totale de simulation) durant laquelle le modèle sera soumis aux variables de forçages mesurées et dont l'objectif est d'initialiser la phase de calage. Nous ne tiendrons pas compte de cette période pour évaluer la qualité des simulations.

III. 3. Calage. Etude de sensibilité.

Sur les cinq paramètres du modèle, les paramètres caractérisant la géométrie du système (L , Z_{sol}) sont ceux pour lesquels la variabilité attendue est a priori la plus faible. De même, le paramètre de profondeur de prélèvement de la demande climatique (p) contrôle un processus que nous avons qualifié comme étant de second ordre durant la période hivernale. Nous avons donc choisi de fixer a priori ces paramètres à partir des observations expérimentales et de procéder à la première phase du calage en réalisant une étude de sensibilité sur les paramètres K et μ dans les gammes attendues. Une étude de sensibilité particulière sur les paramètres L , Z_{sol} et p sera réalisée par la suite.

III. 3. 1 Calage des paramètres K et μ .

Pour ce calage, nous avons fixé les paramètres L , Z_{sol} et p tels que : $L = 50$ m, $Z_{sol} = 1.7$ m et $p = 0.3$. Dans un premier temps, nous avons réalisé une série de simulations en fixant $\mu = 3\%$ et en faisant varier K entre 0.01 et 0.05 m/h. La figure C4. III. 1 présente l'évolution du critère de Nash en fonction des valeurs de K , pour les hauteurs de nappe simulées à 5 m et 15 m du ru.

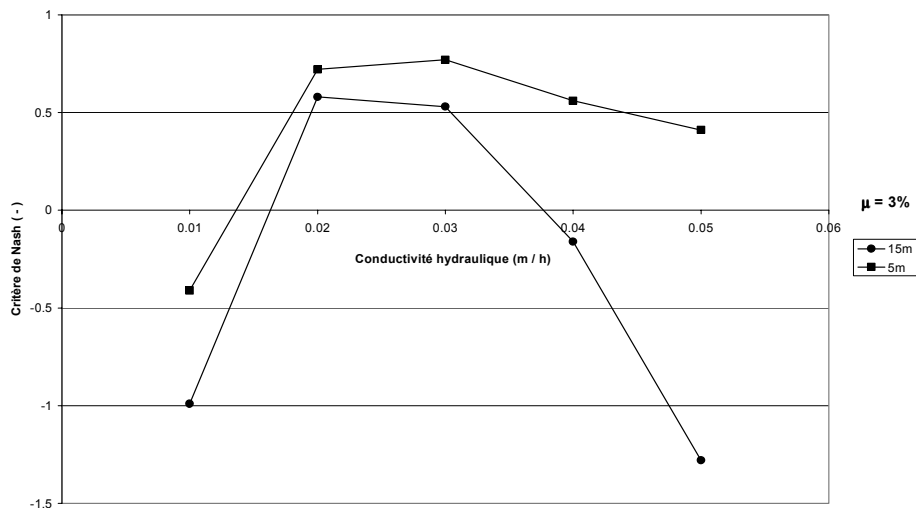


Fig. C4. III. 1 : évolution du critère de Nash en fonction du paramètre K .

On constate que, pour les deux distances, l'allure de la variation du critère de Nash comporte un optimum pour une conductivité hydraulique comprise entre 0.02 et 0.04 m/h. Dans les deux cas, la sensibilité au paramètre est relativement symétrique. La qualité des simulation à l'optimum est acceptable ($F > 0.5$). Les hauteurs de nappe à 5 m du ru sont globalement mieux simulées qu'à 15 m : on peut penser que la proximité du ru (et donc de la variable de forçage « niveau du ru ») explique ce phénomène.

Afin de tester la sensibilité au paramètre « porosité de drainage », nous avons procédé de même, en fixant $K = 0.03$ m/h (compromis des optima) et en faisant varier μ entre 1 et 10 %.

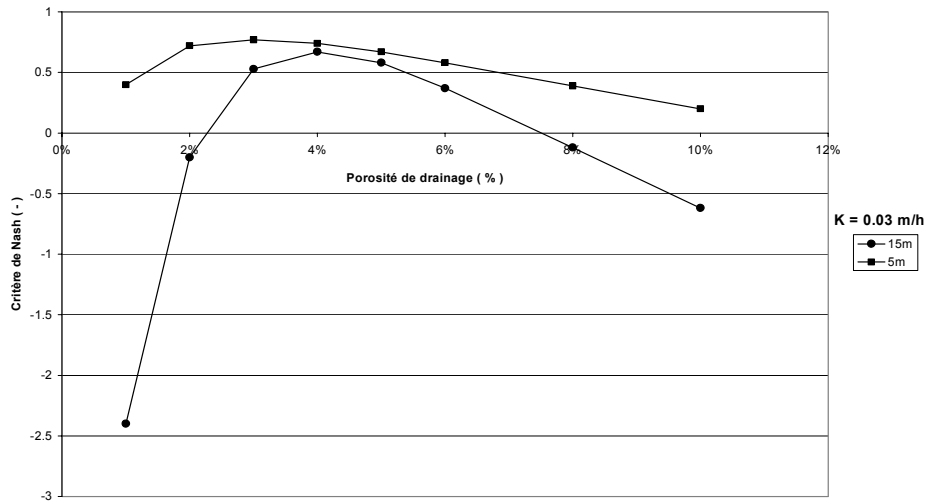


Fig. C4 III. 2 : évolution du critère de Nash en fonction du paramètre μ .

Les deux courbes décrites sur la Fig. C4 III. 2 présentent un optimum $3\% < \mu < 4\%$. Néanmoins, la sensibilité pour les hauteurs de nappe simulées à 5 m est plus faible que pour 15 m, ce qui est de nouveau à mettre en relation avec l'influence de la variable de forçage $H_w(t)$ sur la hauteur de nappe la plus proche et qui a tendance à gommer l'influence des paramètres. La qualité des simulations à l'optimum est du même ordre de grandeur ($F \sim 0.6$).

A l'issue de cette première phase de calage, on peut d'ores et déjà dire que vis à vis des paramètres K et μ , il existe une zone d'optima clairement délimitée et que la sensibilité du modèle à ces paramètres dépend de la distance au ru. Néanmoins, cette étude a été réalisée en considérant la durée totale de simulation (sauf période d'apprentissage), et elle masque une différence de comportement à l'échelle de la période. Les figures C4. III. 3 (a) et (b) présentent les chroniques de hauteur de nappe observées et simulées, avec $K = 0.03$ et $\mu = 3\%$, respectivement à 5 m et 15* m du ru.

* Toutes les simulations (calage et la validation du modèle) ont été réalisées pour les hauteurs de nappe mesurées à 5, 10 et 15 m du Ru. Afin de ne pas alourdir le texte principal, nous ne présenterons en général que quelques exemples de simulations. L'ensemble des chroniques simulées est reportée en annexe C4. A.

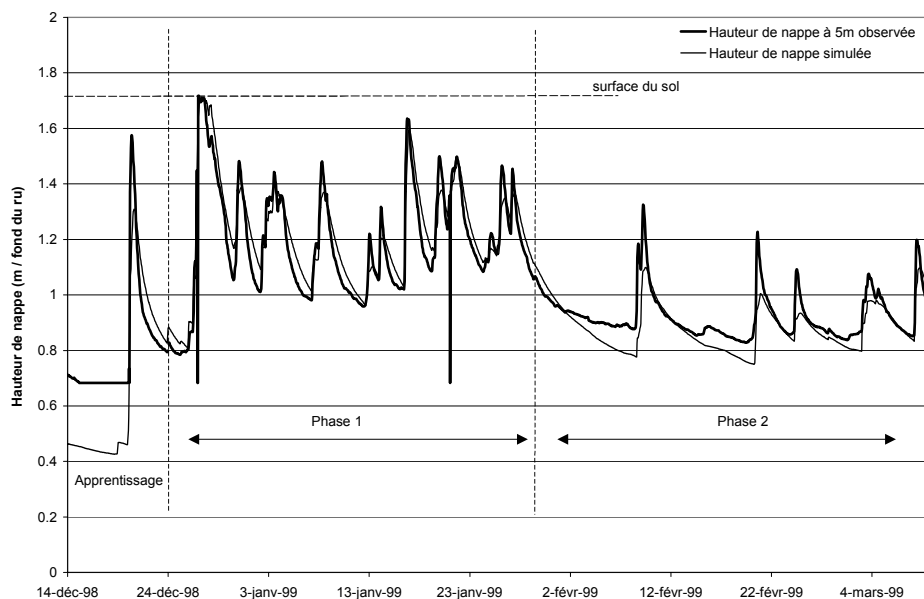


Fig. C4. III. 3 (a) : hauteurs de nappe observées et simulées à 5 m du ru.

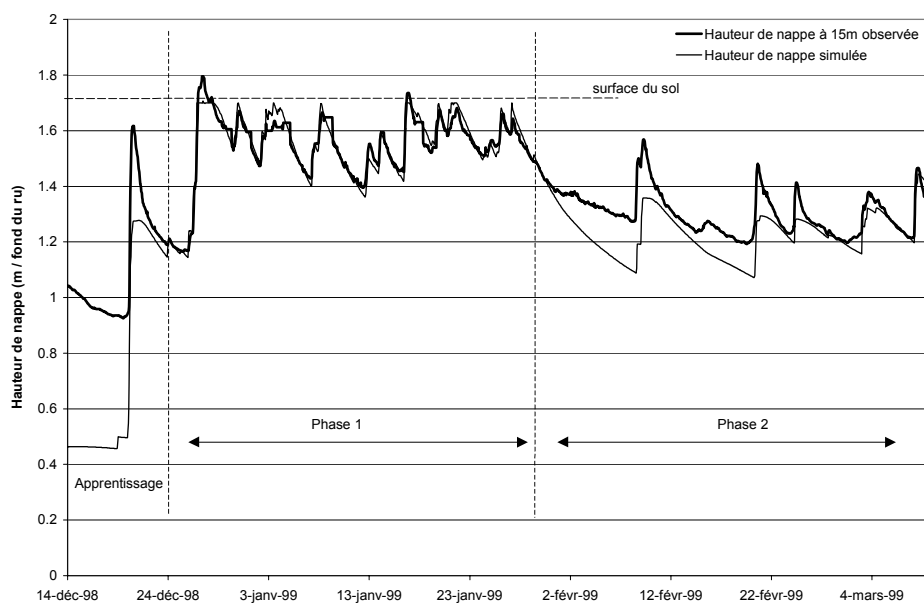


Fig. C4. III. 3 (b) : hauteurs de nappe observées et simulées à 15 m du ru.

La phase d'apprentissage représente 12% de la durée des simulations. On distingue ensuite clairement deux phases :

- Phase 1 : les hauteurs de nappe sont hautes et les fluctuations rapides. La qualité de simulations est très bonne.

- Phase 2 : la dynamique du système est moins rapide. Aussi bien à 5 m qu'à 15 m les simulations sous-estiment les hauteurs de nappe atteintes à l'issue du tarissement de fin janvier 99. Le modèle simule ensuite bien des fluctuations de la nappe mais le décalage introduit ne se compense qu'en fin de période. Cet effet est plus marqué pour les hauteurs de nappe simulées à 15 m qu'à 5 m du ru.

Afin de mieux caractériser ces deux phases en terme d'étude de sensibilité, nous avons recalculé le critère de Nash pour les différentes simulations en considérant séparément chacune des périodes. Les fig. C4 III. 4 à C4 III. 5 présentent les résultats obtenus.

Phase 1

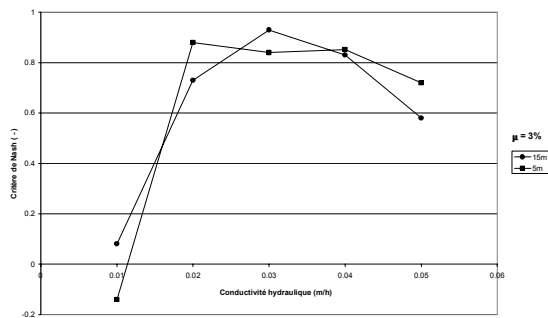


Fig. C4 III. 4 (a) : évolution du critère de Nash en fonction de K

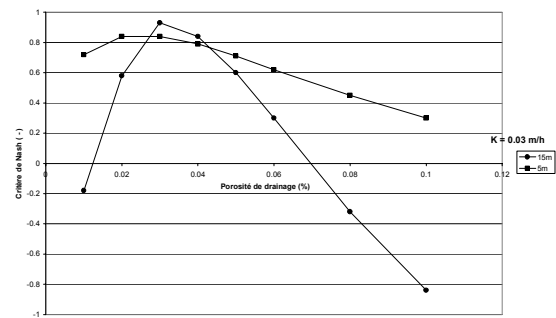


Fig. C4 III. 4 (b) : évolution du critère de Nash en fonction de μ

Phase 2

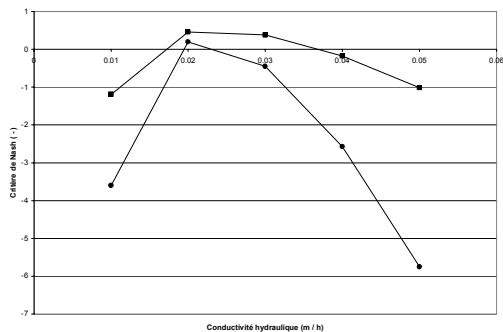


Fig. C4 III. 5 (a) : évolution du critère de Nash en fonction de K

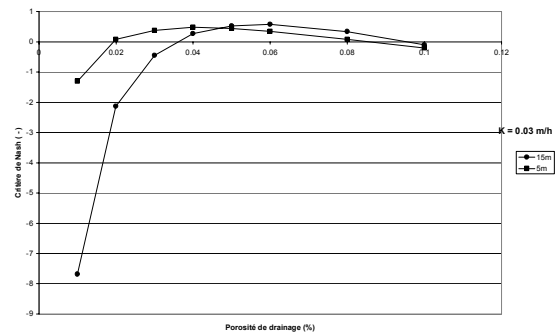


Fig. C4 III. 5 (b) : évolution du critère de Nash en fonction de μ

Pour la Phase 1, les zones d'optimum pour les deux variables et pour les deux distances sont sensiblement centrées sur les mêmes valeurs que pour la simulation pour la période totale ($K = 0.03$ m/h, $\mu = 3\%$). La qualité des simulations à l'optimum est excellente ($F > 0.8$) pour les deux distances. La sensibilité aux paramètres pour la hauteur à 5 m reste moins importante pour 15 m.

Pour la phase 2, les simulations sont globalement de moins bonne qualité ($F < 0.6$) en particulier pour la hauteur de nappe à 15 m. On observe surtout que les zones d'optimum sur la variable μ sont décalées (de $\mu = 3$ à 5% à 5 m et $\mu = 5$ à 8% pour 15 m) : ceci semble militer pour une porosité de drainage non constante. La question est de savoir si cet effet dépend de la localisation du point mesuré (et serait donc à mettre en parallèle avec des paramètres physiques locaux du sol) ou plus certainement de la dynamique de la nappe selon la distance au ru. Nous discuterons en détail de ce point dans la section III. 6.

A l'issue de cette première étape de calage, on retiendra que pour un jeu de paramètre $K = 0.03$ m/h et $\mu = 3\%$, on est capable de simuler correctement les hauteurs de nappe aux différentes distances mesurées et ce pour l'ensemble de la période. Il existe néanmoins deux phases distinctes durant la période de calage : une période de nappe haute pour laquelle on simule quasi parfaitement les hauteurs de nappe ; une seconde phase durant laquelle les phases de tarissement sont plus prononcées pour laquelle la valeur optimale du paramètre μ est différente selon la distance au ru considérée.

III. 3. 2. Etude de sensibilité pour les paramètres L , Z_{sol} et p .

Cette étude de sensibilité a été réalisée pour $K = 0.03$ m/h et $\mu = 3\%$. On a fait varier successivement les trois paramètres L , Z_{sol} et p dans leurs gammes de valeurs attendues (Cf. section III. 1. 4 de ce Chapitre).

- Sensibilité à l'extension latérale L du système.

L'extension latérale L du système a été initialement estimée à partir de la distance physique entre le ru et la barre de schistes qui délimite la zone humide de fond de vallon. Cette distance n'est pas constante

sur le site mais reste de l'ordre de grandeur de 50 à 70 m. En terme de modélisation, ce paramètre contrôle la distance entre le ru et le plan de flux nul amont. La figure C4. III. 6 présente la variation du critère de Nash en fonction de différentes distances L , pour l'ensemble de la période de calage.

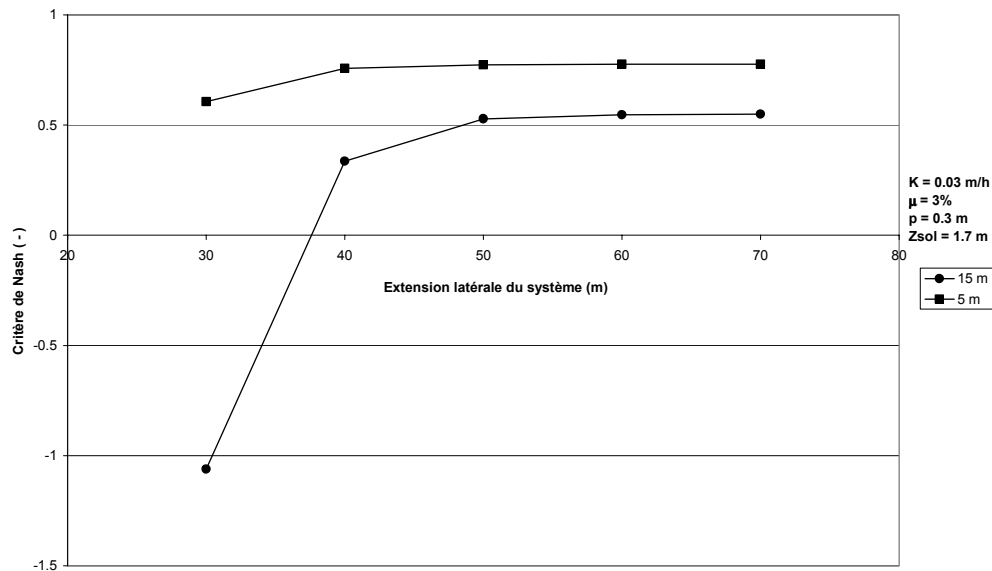


Fig. C4. III. 6 : évolution du critère de Nash en fonction de L .

On observe que, pour $L < 50 \text{ m}$, le paramètre L est surtout sensible pour la hauteur de nappe la plus éloignée du ru. Cela est dû, d'une part, au fait que le paramètre L conditionne en partie le bilan hydrique dans la nappe en amont des points mesurés. En effet, la recharge du système se faisant sur l'intégralité de la surface libre un système court ($L \sim 30 \text{ m}$) générera donc en $x = 15 \text{ m}$ des flux moins importants qu'un système d'extension plus importante ($L > 50 \text{ m}$). D'autre part, comme nous l'avons déjà vu précédemment, les hauteurs de nappe simulées à 5 m du ru sont très sensibles à la variable de forçage constituée par le niveau d'eau aval, ce qui réduit leur sensibilité aux variations d'un paramètre tel que L .

On remarque de plus que pour $L > 50$, la sensibilité du modèle devient nulle. On a ainsi une zone d'optimum relativement large, et on s'en tiendra à la valeur $L = 50 \text{ m}$. Cette apparente perte de sensibilité du modèle s'explique par les phases d'affleurement du système : les hauteurs de nappe à l'amont vont avoir tendance à être plus élevées, voire à affleurer une bonne partie de la saison humide. Le mode de gestion de l'affleurement que nous avons choisi conduit à identifier la partie affleurante de la nappe à un niveau d'eau immobile et donc à considérer la limite de l'affleurement comme un plan de flux nul mobile. Ceci a comme conséquence que, lors des phases d'affleurement, le fonctionnement du système n'est plus sensible à son extension latérale géométrique (L).

- Sensibilité à la profondeur de l'imperméable par apport à la surface du sol (Z_{sol}).

Dans la pratique, ce paramètre contrôle deux processus : d'une part, il détermine la transmissivité maximale du système en lien avec les amplitudes de variation de la condition aval ; d'autre part il fixe la hauteur de nappe maximale qui déclenche l'affleurement. C'est donc un paramètre important vis à vis du comportement de la nappe dans un système de fond de vallon. La figure C4. III. 7 présente les valeurs du critère de Nash en fonction de ce paramètre, pour des simulations sur l'ensemble de la période de calage.

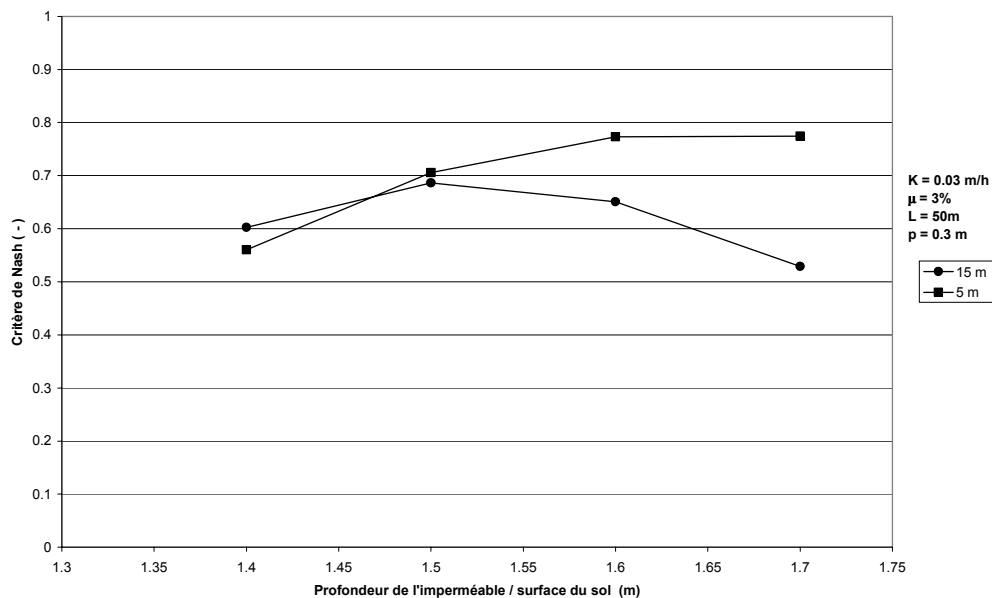


Fig. C4. III. 7 : évolution du critère de Nash en fonction de Z_{sol} .

Les résultats obtenus montrent des comportements sensiblement différents entre la hauteur de nappe simulée à 5 m et à 15 m du ru. Pour la hauteur de nappe à 5 m, on observe un plateau optimal pour $Z_{sol} > 1.6$ m. Pour la hauteur de nappe à 15 m, l'optimum est plutôt de l'ordre de 1.5 m. Là encore il faut chercher l'explication dans le phénomène d'affleurement : pour un système moins épais ($Z_{sol} = 1.4$ m), la nappe va avoir tendance à affleurer plus souvent, même proche du réseau, ce qui n'est pas observé sur le terrain et les simulations sont donc de qualité médiocre. Pour des systèmes plus épais ($Z_{sol} = 1.7$ m), la localisation moyenne de l'affleurement va être repoussée plus en amont et influencer plus fortement la hauteur de nappe mesurée à 15 m. Ceci dit, la sensibilité de la hauteur de nappe simulée à 15 m à ce paramètre reste faible ($0.55 < F < 0.68$).

Vis à vis des paramètres L et Z_{sol} , l'étude de sensibilité montre que les valeurs optimales sont effectivement proches de celles issues des observations de terrain. Ainsi, nous avons fait l'hypothèse que Z_{sol} valait 1.7 m en référence à la profondeur moyenne réelle du ru, ce dernier étant supposé reposer sur l'imperméable (Fig. C1. IV. 3, Fig. C4. I. 8 et Fig. C4. II. 8). La véritable géométrie de l'imperméable dans le système est inconnue, et la complexité de l'organisation pédologique observée sur le site est certainement mal représentée par notre système. De fait, nous suivons plutôt une logique de type « profondeur équivalente » telle que définie au Chapitre 1. Nos résultats tendent à montrer que dans notre contexte cette profondeur équivalente est proche de la profondeur réelle du sol.

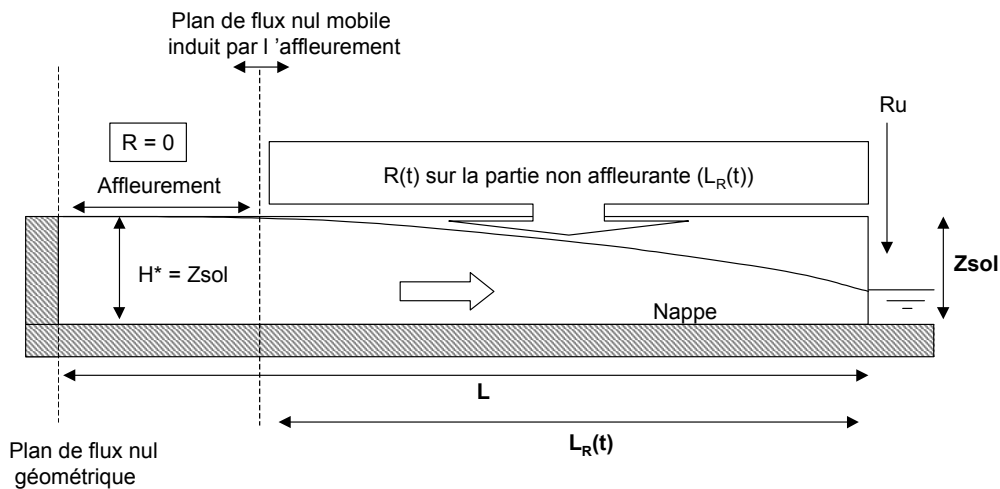


Fig. C4. III. 8 : Schéma de principe du système modélisé en phase d'affleurement.

Un processus important qui lie les paramètres L et Z_{sol} est le phénomène d'affleurement (Fig. C4. III. 8). Nous avons pu mettre en évidence une sensibilité non négligeable de nos simulations au choix de ces paramètres, imputable au mode de gestion de l'affleurement. En particulier, le fait d'assimiler la partie affleurante de la nappe à un niveau d'eau immobile amont égal à $H^* = Z_{sol}$ est une conséquence directe de l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer et de l'hypothèse de l'horizontalité de la surface du sol. Ceci, ajouté à l'hypothèse que la part d'eau non infiltrée dans la partie affleurante est immédiatement évacuée du système, va ainsi directement contrôler le bilan hydrique à l'échelle de la zone. Ce dernier est difficile à valider et cela nécessiterait des mesures expérimentales adaptées (transect de piézomètres plus étendu, évaluation du ruissellement,...) que nous n'avons pas pu réaliser dans le cadre de ce travail. Nous étudierons en revanche plus en détail les sorties du modèle en terme de débits dans la section III. 5. Quoiqu'il en soit, à ce stade, nous retiendrons pour la suite l'ordre de grandeur des paramètres $L = 50\text{m}$ et $Z_{sol} = 1.7\text{m}$.

- Sensibilité à la profondeur de prélèvement.

La profondeur de prélèvement (p) contrôle le niveau de nappe ($Z_{sol} - p$) à partir duquel la demande climatique ($P-ETP < 0$) va être prélevée dans la nappe, à un temps t et une abscisse x . Ce paramètre peut donc être a priori important lors des phases de tarissement. La figure C4. III. 9 présente l'évolution du critère de Nash en fonction de différentes profondeurs pour des simulations de l'ensemble de la période.

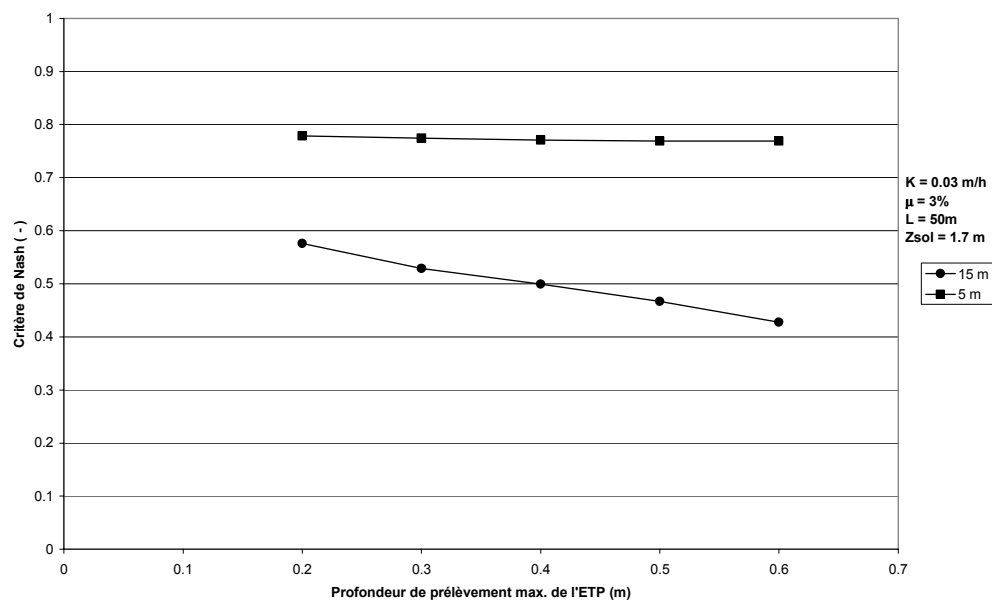


Fig. C4. III. 9 : évolution du critère de Nash en fonction de la profondeur p (m) de déconnexion du prélèvement de l'ETP dans la nappe.

Le constat le plus immédiat est que la hauteur de nappe simulée à 5 m du ru n'est pas sensible à une modification de ce paramètre. L'explication réside dans le temps de résidence de la nappe dans les différentes classes de profondeur. La hauteur de nappe à 5 m du ru fluctue dans des proportions importantes et essentiellement entre 0.4 et 0.9 m de profondeur durant la phase 2 de la période simulée (Cf. Fig. C4 III. 3 (a)) où la demande climatique est la plus forte. Les simulations à cette distance du ru ne sont donc que peu influencées par la valeur du paramètre p .

Les simulations de la hauteur de nappe à 15 m montrent une sensibilité plus nette au paramètre p avec un critère de Nash d'autant plus bas que p est grand. Là encore, le temps de présence de la nappe est le facteur clé d'explication : la hauteur de nappe à 15 m fluctue en moyenne dans les 50 premiers cm

du sol durant toute la période et elle est donc plus influencée par le choix de la profondeur de prélèvement. La sensibilité reste tout de même faible ($0.42 < F < 0.68$) et tend à montrer que la profondeur optimale est inférieure à la valeur initialement retenue (0.3 m = horizon de surface avec un profil racinaire développé).

On ne peut conclure cette étude sans rappeler l'incertitude qui existe dans la détermination expérimentale de la pluie nette. En particulier, nous faisons l'hypothèse que l'ETP est satisfaite tout au long de la période de calage, ce qui est certainement faux. Cette réflexion relativise donc le poids à accorder au paramètre p et, comme nous l'avons déjà évoqué, une prise en compte plus fine des mécanismes de prélèvement d'eau dans le système sous l'effet de la demande climatique serait à mettre au point.

III. 3. 3. Bilan du Calage.

Le calage du modèle que nous venons de présenter aboutit à des résultats acceptables en terme de qualité globale de simulations à l'échelle de la période considérée, et ce pour les hauteurs de nappes mesurées à différentes distances du ru.

L'ordre de grandeur des paramètres évalué à partir des données de la bibliographie et des données expérimentales nous a permis de conduire ce calage sans avoir recours à des procédures d'optimisation automatique. Les valeurs de ces paramètres qui peuvent être retenues à l'issue du calage est de : $K = 0.03$ m/h, $\mu = 3\%$, $L = 50$ m, $Z_{sol} = 1.7$ m et $p = 0.3$ m.

La période de calage présente néanmoins deux phases pendant lesquelles la sensibilité aux paramètres hydrodynamiques n'est pas comparable. En particulier, le fait d'avoir choisi une porosité de drainage constante semble discutable. Nous verrons comment modifier ce paramètre dans la section III. 6.

L'étude de sensibilité réalisée sur les paramètres L et Z_{sol} a suggéré que le phénomène d'affleurement et son mode de gestion dans SIDRA 2+ avaient un impact non négligeable sur la modélisation du système. Vis à vis de la simulation des seules hauteurs de nappe à 15, 10 et 5 m du ru, la prise en compte actuelle peut être considérée comme satisfaisante. En revanche, si on cherche à utiliser SIDRA 2+ pour simuler des variables liées au bilan hydrique (ruissellement p.e), des données

expérimentales supplémentaires seraient nécessaires (Cf. section III. 5 pour une étude du bilan hydrique simulé).

Enfin, l'étude de sensibilité du paramètre p confirme bien qu'en période hivernale le déterminisme du fonctionnement hydrologique de la nappe n'est que faiblement contrôlé par la demande climatique.

A l'issue de cette analyse, il faut rappeler que nous avons fait l'hypothèse de l'existence d'un plan de flux horizontal nul en amont du système (barre de schistes) et qu'en conséquence la variable $Q_a(t)$ a été considérée comme nulle. Nous aurions pu tester la sensibilité de la modélisation à cette hypothèse en injectant un débit amont sensé représenter des apports souterrains dans les schistes. Cet apport aurait pu, en effet, expliquer le caractère « soutenu » des tarissements, en particulier durant la phase 2 de la période de calage (Fig.C4. III. 3 a et b) que nous avons eu du mal à représenter. Néanmoins, n'ayant aucun élément pour valider une telle hypothèse, nous n'avons pas procédé à une telle étude. Un suivi expérimental complémentaire serait dans ce sens nécessaire comme par exemple l'implantation de piézomètres en amont de la zone.

Ces restrictions étant posées, nous allons à présent valider le modèle ainsi calé sur la période hivernale des années 1997/98 et 1999/00.

III. 4. Validation.

Afin de valider le modèle, nous disposons d'autres séries de données acquises sur le site pour des périodes où les hypothèses de fonctionnement du système sont comparables à celles retenues pour le calage. De plus nous validerons le modèle pour les mêmes variables à savoir les hauteurs de nappes mesurées à 5, 10 et 15 m du ru de Cétrais (« unité de lieu, de temps et d'action », Marsily (1993)).

Nous avons donc procédé à la validation sur les deux autres périodes hivernales qui ont fait l'objet d'un suivi expérimental. Les périodes considérées sont les suivantes : (1) du 24/12/97 au 14/04/98 ; (2) du 11/12/99 au 27/02/00. Tout comme pour le calage, nous avons étendu les périodes considérées en début de simulation afin de garantir un apprentissage du modèle.

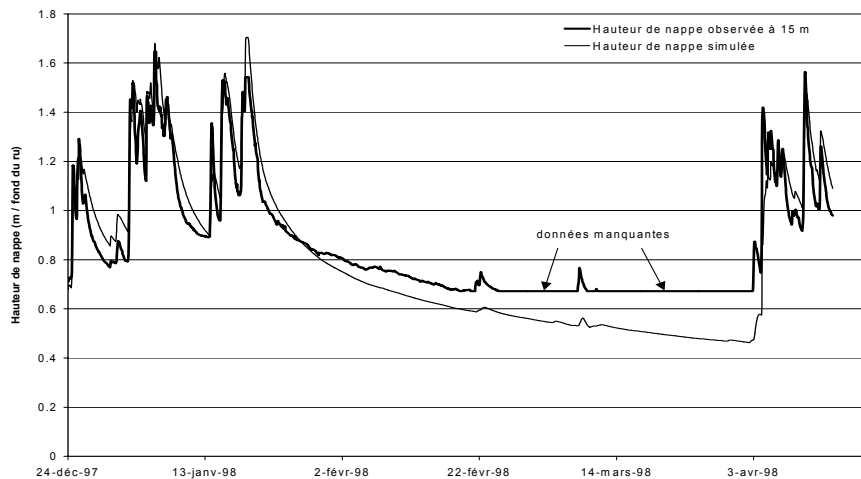


Fig. C4 III. 10 (a) : hauteurs de nappe observées et simulées à 5 m du ru. Hiver 97/98.

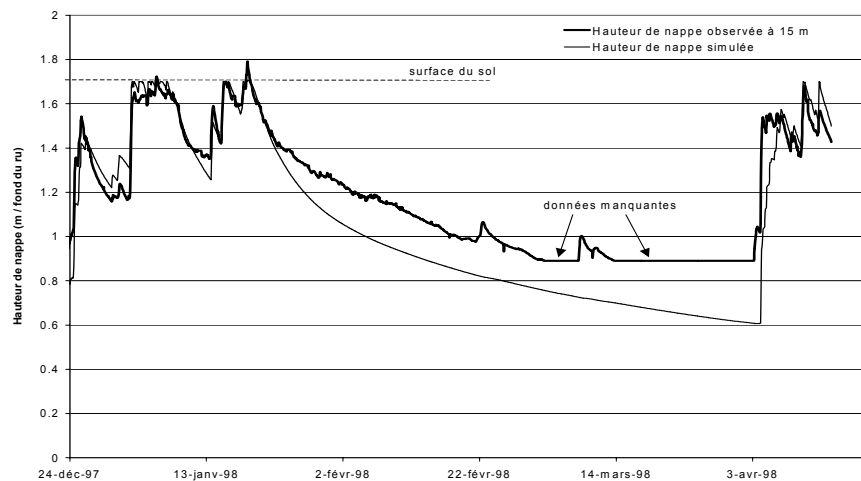


Fig. C4 III. 10 (b) : hauteurs de nappe observées et simulées à 15 m du ru. Hiver 97/98

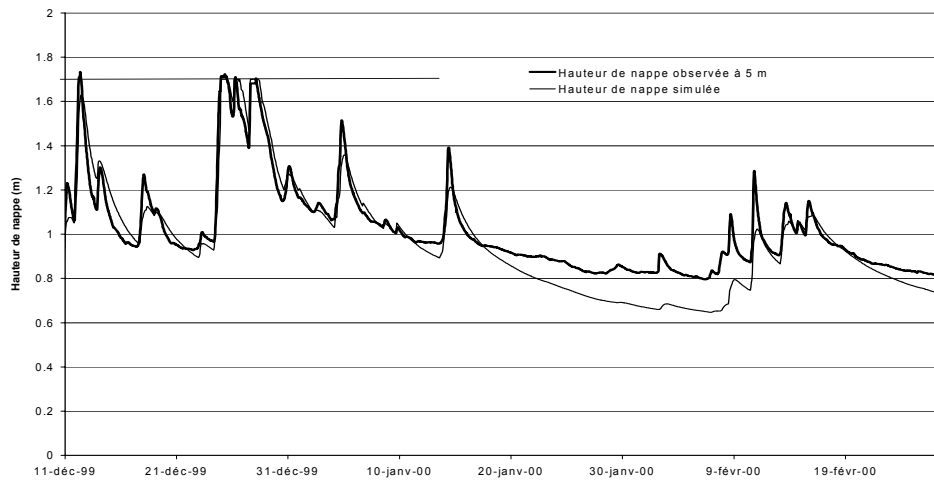


Fig. C4 III. 11 (a) : hauteurs de nappe observées et simulées à 5 m du ru. Hiver 99/00

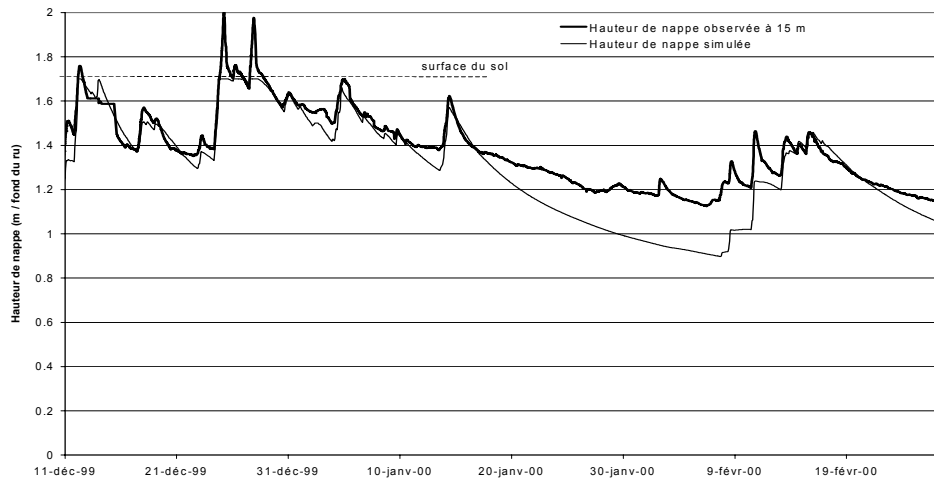


Fig. C4 III. 11 (b) : hauteurs de nappe observées et simulées à 15 m du ru. Hiver 99/00

Les résultats obtenus sont corrects pour les deux périodes considérées (Fig. C4. III 10 et 11) et sont qualitativement comparables aux simulations réalisées dans le cadre du calage (Fig. C4. III. 3 (a) et (b)).

Lors des phases de nappe haute et de fluctuations rapides, les simulations prédisent très bien la position du toit de la nappe, aussi bien à 5 m qu'à 15 m du ru. En revanche, lorsque les tarissements sont plus prolongés (à partir du 23/01 pour l'hiver 97/98 et du 17/01 pour l'hiver 99/00), le modèle surestime la capacité de drainage du système, ce qui aboutit dans tout les cas à des hauteurs de nappes simulées trop basses.

Suite à ces tarissements et malgré le décalage de hauteur introduit, le modèle est capable de prédire les remontées de nappe lors des épisodes de crues en fin de période (à partir du 02/04/98 ou du 08/02/00). Il existe néanmoins un décalage temporel entre les phases de remontées observées et simulées : les hauteurs de nappes mesurées sur le terrain réagissent très vite aux épisodes pluvieux (voir discussion sur les mécanismes section II. 2), ce que ne peut restituer le modèle, compte tenu de son mode de gestion simplifié de la zone non-saturée. En effet, lors des phases de tarissement, le bilan climatique est en général négatif et les hauteurs de nappe inférieures à la profondeur de prélèvement $p = 0.3$ m. Ceci a comme conséquence que l'évapotranspiration est prélevée dans le réservoir conceptuel représentant l'état de la zone non-saturée. Lorsque les nouveaux épisodes pluvieux surviennent, il faut tout d'abord compenser le volume prélevé avant de recharger la nappe. Ce mode de gestion simple ne rend manifestement pas bien compte des véritables processus de recharge de la nappe lors de ces périodes. Cela aboutit à une surestimation du déstockage dans la zone non-saturée, ce qui introduit un décalage dans la montée de la nappe. Une autre raison de ce phénomène est que nous surestimons certainement la demande climatique réelle en utilisant la variable ETP. Cet écueil doit pouvoir être surmonté par la mise au point d'un mode de gestion plus réaliste de la zone non-saturée, qui reste à développer.

III. 5. Examen critique des autres variables simulées.

Comme nous l'avons déjà évoqué, le modèle SIDRA 2+ simule les hauteurs de nappe à différentes distances du ru mais aussi les flux échangés entre la nappe et le ru. Ne disposant de valeurs mesurées que pour les hauteurs de nappes à 5, 10 et 15 m du ru, nous n'avons donc conduit qu'un calage partiel du modèle.

Nous avons signalé que les phases d'affleurement engendraient des épisodes de « ruissellement » qui modifiaient *a priori* significativement le bilan hydrique du système. Les flux simulés seront donc influencés par les hypothèses retenues pour gérer le bilan à l'échelle du système. Bien que ne pouvant pas véritablement valider cette variable à partir de valeurs observées, il est néanmoins intéressant d'étudier l'ordre de grandeur des flux drainés et ruisselés ainsi que des longueurs d'affleurement calculés par le modèle.

D'autre part, SIDRA 2+ prend en compte le phénomène de suintement à l'interface nappe / ru grâce à l'introduction de la loi $q_{out}(H_{aval}(t))$ que nous avons établie dans le Chapitre 3. Nous allons vérifier si les hauteurs de suintement calculées sont compatibles avec les éléments d'analyse issus des résultats expérimentaux dont nous disposons.

III. 5. 1. Flux drainés et ruisselés simulés.

Dans le modèle, les flux échangés (q_{out}) à l'interface entre la nappe et le ru sont évalués par un simple calcul de la loi de Darcy entre les deux derniers nœuds du maillage. Dans la plupart des simulations réalisées, le pas d'espace entre chaque nœud à l'aval du système est de l'ordre de 1 cm. Le modèle reposant sur l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer, c'est donc une composante strictement horizontale de l'écoulement qui est calculée. La hauteur de nappe au dernier nœud ($H_{aval}(t)$) constitue la condition à la limite aval du système. A un temps t , elle est égale à la hauteur d'eau dans le ru ($H_w(t)$ connue au pas de temps horaire) plus une éventuelle hauteur de suintement calculée à chaque pas de temps sur la base de la loi $q_{out}(H_{aval}(t))$ introduite dans le modèle.

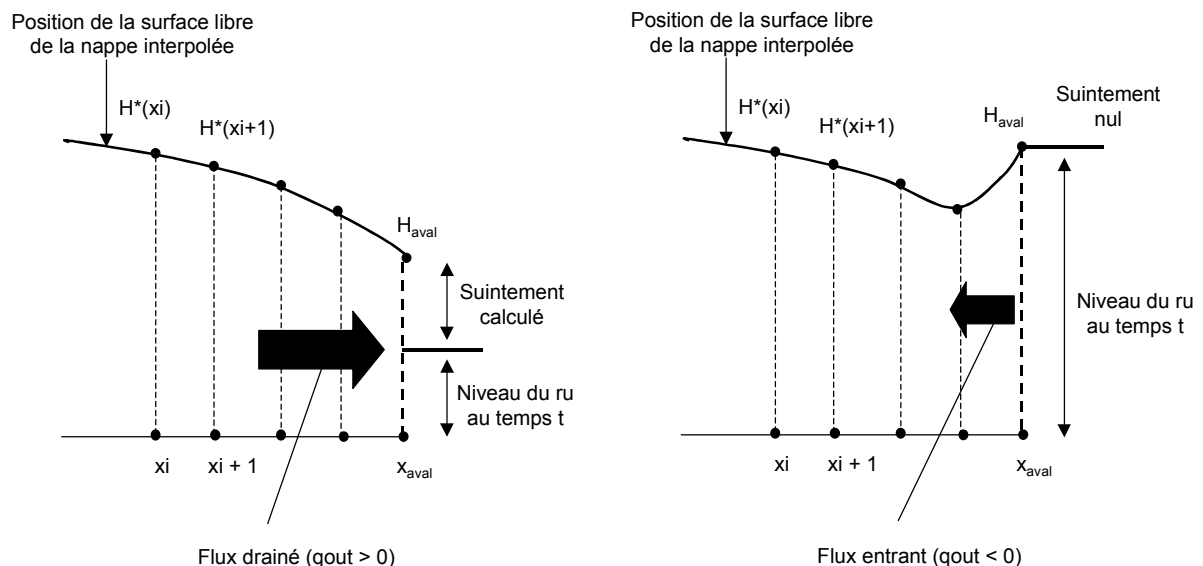


Fig. C4. III. 12 : schémas de principe des conditions aval du système modélisé en situation de drainage ou d'augmentation du niveau d'eau libre.

Deux situations peuvent être rencontrées (Fig. C4. III. 12) lors des simulations :

- Une situation où le niveau du ru est inférieur à H_{aval} . Le système est en situation de drainage et un suintement peut être calculé.
- Une situation où le niveau du ru augmente et devient supérieur à H_{aval} . Un flux entrant est donc calculé entre les deux derniers nœuds. Cette condition inverse le fonctionnement du système qui n'est donc temporairement plus drainant.

A partir de ce mode de fonctionnement, on doit s'attendre à ce que les montées rapides du niveau d'eau dans le ru se concrétisent par des flux simulés négatifs et qu'une part de l'eau du ru peut pénétrer dans la nappe.

La figure C4. III. 13 présente un résultat de simulation des débits lors de l'hiver de référence 98/99. Les paramètres utilisés sont ceux issus du calage du modèle.

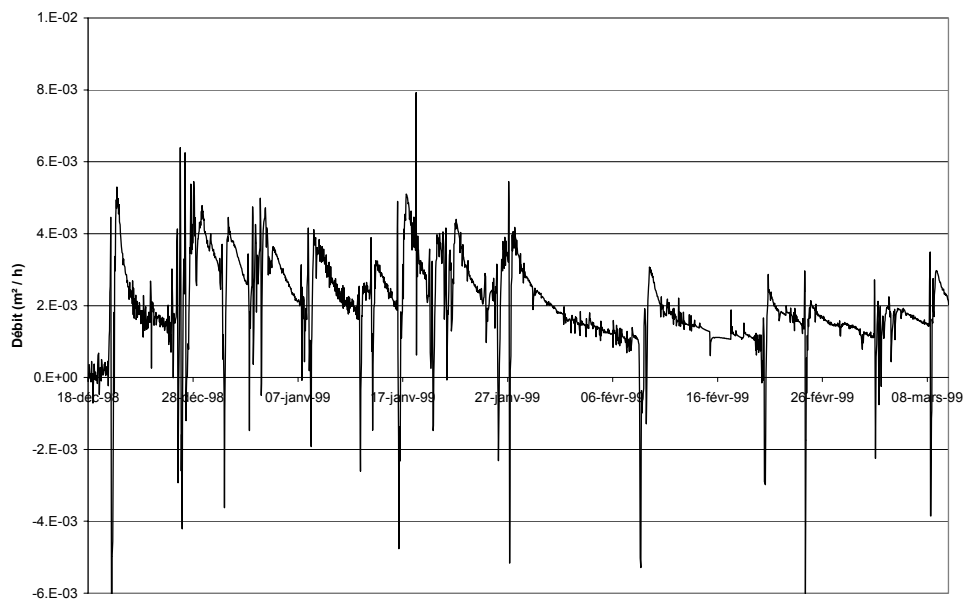


Fig. C4. III. 13 : débits simulés en m³/h à l'aval du système durant la période retenue pour le calage.

Les flux simulés varient sur une amplitude importante avec des termes négatifs qui correspondent aux courtes périodes où le niveau du ru est plus haut que la hauteur de nappe simulée à l'aval. Ces périodes sont très brèves et le système retrouve rapidement une configuration de drainage. Ce phénomène témoigne que lorsque la capacité de drainage de la nappe est ponctuellement limitée par le niveau du ru lors des crues, le système réagit rapidement en stockant de l'eau. La nappe réagit donc

d'autant plus vite et la hauteur de nappe simulée à l'aval remonte au dessus du niveau du ru. Les quantités d'eau pénétrant dans la nappe en provenance du ru sont donc très limitées. L'intensité des flux drainés est en revanche assez faible, l'ordre de grandeur maximum étant de 5 l/h par mètre linéaire de fossé (pour un côté de berge).

Si on s'intéresse maintenant au bilan hydrique du système à l'échelle de la période de simulation, on met en évidence que les débits drainés ne représentent qu'une proportion de l'ordre de 40 % des flux apportés par le terme de recharge nette (Fig. C4. III. 14).

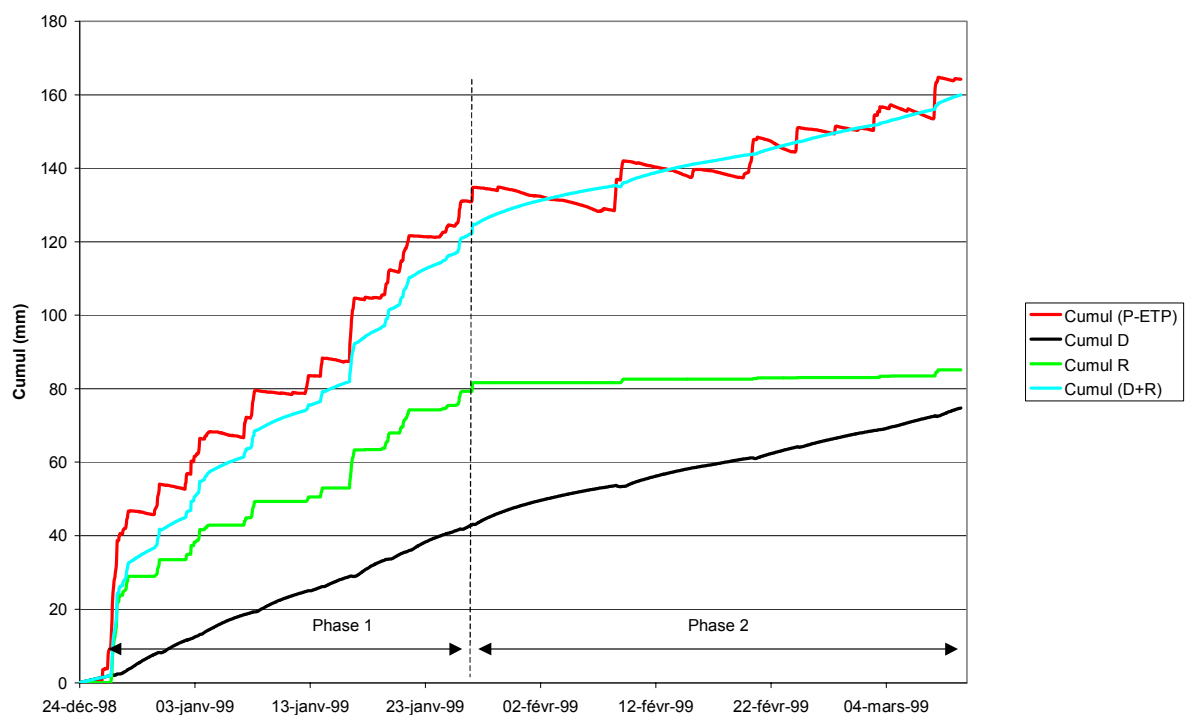


Fig. C4. III. 14 : Cumuls (mm) des débits drainés (D) et ruisselés (R) (simulés) et du terme de pluie nette (P-ETP).
Hiver 98/99.

Le cumul (P-ETP) atteint 190 mm pour la période alors que le cumul des flux drainés vaut 78 mm. Cette différence de bilan s'explique essentiellement par la part des flux qui a été évacué du système lors des phases d'affleurement. Ce terme a été identifié à du ruissellement instantané et a donc été sorti du système. On distingue de plus nettement les deux phases de fonctionnement déjà évoquées lors du calage du modèle (Cf. section III. 3. 1) : durant la phase 1, la nappe est haute et le bilan hydrique est surtout dominé par le ruissellement lié aux phases d'affleurement ; durant la phase 2, les hauteurs de nappe sont plus basses, les affleurements réduits et le bilan contrôlé par les flux drainés. Les

différences observées entre les courbes « cumul (P-ETP) » et « cumul (D+R) » sont liées à la variation de stockage dans la nappe.

Nous mettons de nouveau ici clairement en évidence que le mode de gestion de l'affleurement est un point essentiel. Les hypothèses qui ont été retenues dans le modèle sont discutables et des scénarios plus réalistes devraient être testés. Le déficit d'infiltration peut être stocké en surface du sol et se réinfiltrer lors des phases de tarissements. Ou alors, la lame d'eau générée pourrait être transférée vers le ru selon une loi de type onde cinématique, tout en se réinfiltrant de manière progressive. Ces modes de gestion du ruissellement n'ont pu être testés dans le cadre de ce travail, mais ils sont considérés comme prioritaires dans les perspectives de développement du modèle SIDRA 2+.

III. 5. 2. Hauteurs de nappe en amont du système et longueurs d'affleurement simulées.

Le modèle SIDRA 2+ simule les hauteurs de nappe à l'échelle de tout le système et, même si nous ne disposons que de mesures à 15, 10 et 5 m du ru, il est intéressant de visualiser ces variables calculées.

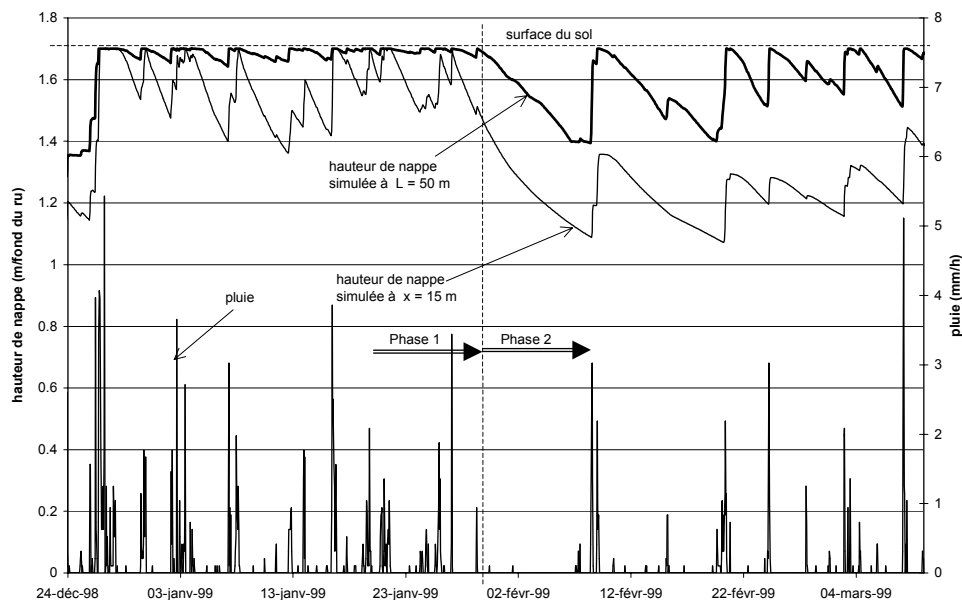


Fig. C4. III. 15 : hauteurs de nappe simulées à 50 et 15 m du ru et pluviométrie. Hiver 98/99.

On observe (Fig. C4. III. 15) que les périodes d'affleurement simulées en amont peuvent être relativement longues (phase 1) quand bien même les hauteurs de nappe simulées en bordure du

réseau présentent des tarissements marqués entre les principaux épisodes pluvieux. Durant la phase 2 on vérifie bien que les phases d'affleurement sont réduites et de courte durée.

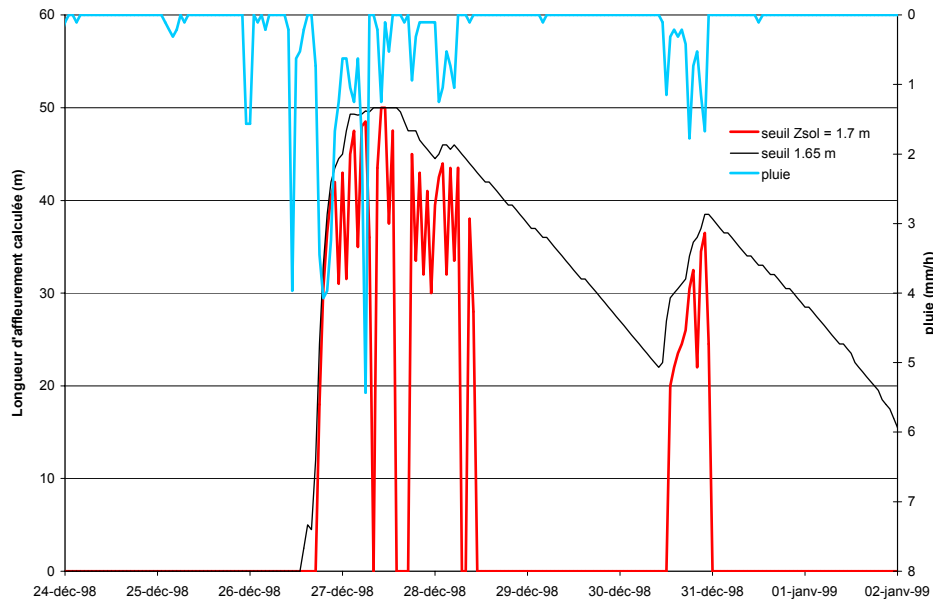


Fig. C4. III. 16 : longueurs d'affleurement simulées et pluviométrie. Début de l'hiver 98/99.

Quant aux longueurs d'affleurement simulées, on constate qu'elles évoluent extrêmement rapidement (Fig. C4. III. 16). Ce phénomène ne représente certainement pas l'évolution réelle de cette variable. Il est plutôt imputable au mode de gestion du prélèvement climatique. En effet, nous avons fait le choix de prendre en compte l'ETP selon un mode de gestion simple qui se concrétise en particulier par un prélèvement dans la nappe lorsque celle-ci est proche de la surface du sol. Ainsi, suite à une forte pluie et à un affleurement sur une partie du système, le prélèvement d'un terme négatif de la recharge effective ($P-ETP$), même très faible, va avoir comme conséquence une baisse du niveau de la nappe (de quelques mm). Ainsi, on peut aboutir à une nappe qui brutalement n'affleure plus, au sens $H^*(x) = Z_{sol}$... Afin de rendre un peu mieux compte de ce que pourrait être l'évolution temporelle des longueurs d'affleurement, nous avons représenté les longueurs calculées pour des hauteurs de nappe supérieure à $z = 1.65$ m, soit 5 cm sous la surface. On observe que lors des épisodes pluvieux, les longueurs d'affleurement augmentent très vite et brutalement, puis baissent ensuite progressivement lors du tarissement de la nappe. On peut ainsi s'interroger, dans la réalité, sur l'impact que pourrait avoir l'eau en détention à la surface du sol lors de ces périodes, et des phénomènes de ré-infiltration sur les flux transitant dans la nappe.

III. 5. 3. Simulation du suintement.

L'analyse des données expérimentales ne nous a pas permis de clairement conclure sur l'importance de la surface de suintement. Un certain nombre d'arguments (Cf. section II. 4 de ce Chapitre) nous poussent à penser qu'elle peut se développer, notamment lors des phases de chute brutale du niveau d'eau dans le ru. Nous avons estimé son extension verticale de l'ordre de quelques cm à dizaines de cm.

Nous avons pris le parti de prendre en compte ce phénomène dans la modélisation grâce à l'introduction de la loi $q_{out}(H_{aval}(t))$ comme condition aval. Rappelons que cette loi dépend de deux paramètres qui sont la conductivité hydraulique équivalente du système (K , le sol étant considéré homogène et isotrope) et l'extension latérale du domaine (L). La fig. C4. III. 17 présente l'évolution de la hauteur de suintement calculée par le modèle durant la période de référence. Les paramètres du modèle sont ceux issus du calage.

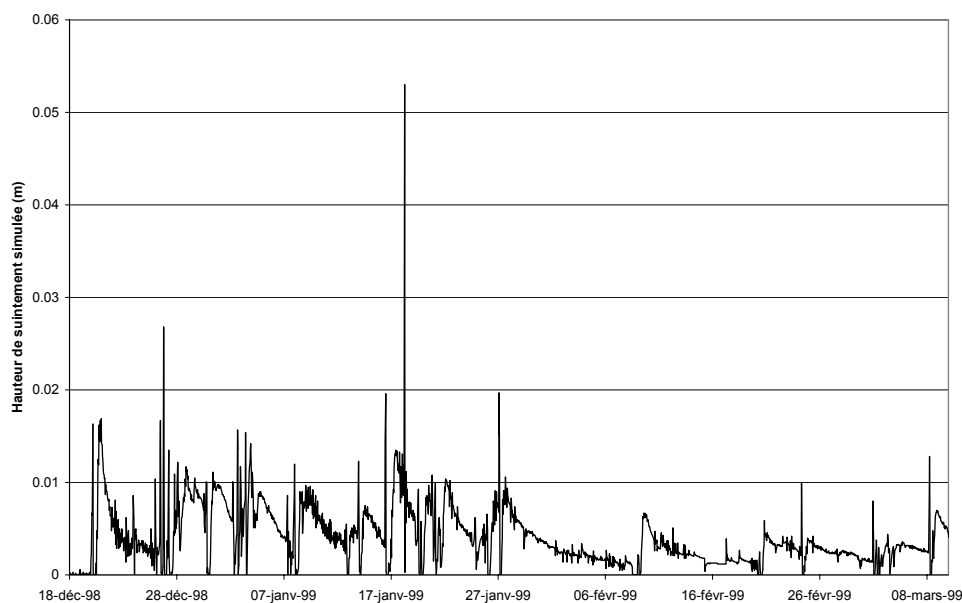


Fig. C4. III. 17 : hauteur de suintement calculée par SIDRA 2+ pendant la période retenue pour le calage.

On observe que le modèle génère bien une hauteur de suintement sur l'ensemble de la période. Le caractère « bruité » de la chronique provient de son calcul au pas de temps horaire et du fait que le niveau d'eau mesuré dans le ru est lui aussi bruité. Néanmoins, les hauteurs de suintement simulées sont très faibles (de l'ordre du cm) ce qui tend à montrer que, compte tenu du tirant d'eau moyen dans

le ru, le terme correctif proposé n'est pas nécessaire. Elles sont en tout cas beaucoup plus faibles que l'ordre de grandeur du suintement évalué expérimentalement.

De nouveau on peut critiquer ces résultats. Premièrement, la loi de correction utilisée n'a pas réellement été validée pour des niveaux d'eau libre variables. Les vérifications réalisées à partir des travaux de Vauclin et al. (1976) et Skaggs et Tang (1976) ont néanmoins montré que la relation était valide pour des tarissements bruts du système drainant. On peut malgré tout s'interroger sur l'influence que pourrait avoir une oscillation plus ou moins périodique du niveau d'eau libre sur l'extension de la surface de suintement. Ce point mérite d'être développé dans de futurs travaux.

Deuxièmement, nous avons établi la loi de correction en étudiant des sols homogènes. Le paramètre K de cette loi « locale » a ainsi été identifié à la conductivité hydraulique du système. Dans la réalité, on peut fort bien imaginer que le phénomène de suintement à l'interface entre la nappe et le réseau à surface libre soit en grande partie contrôlé par les conditions locales d'écoulement dans les berges. Les pertes de charges responsables du suintement pourraient être alors bien plus influencées par des phénomènes de colmatage ou d'anisotropie de la perméabilité du profil de sol en bordure du réseau. Le paramètre « K » deviendrait alors un moyen de prendre en compte ces pertes de charges à l'aval du système... Mais s'il n'est pas mesuré, il acquiert un caractère conceptuel qui ajoute un degré de liberté au modèle. Dans notre logique de travail, nous avons considéré que ce n'était pas souhaitable et en tout état de cause invalable à partir des données expérimentales dont nous disposons.

III. 5. 4. Bilan.

Nous avons calé et validé le modèle à partir des seules données de hauteurs de nappe mesurées à 5, 10 et 15 m du ru. Vis à vis de ces variables, les résultats acquis peuvent être considérés comme acceptables. Nous avons néanmoins montré qu'il fallait être plus prudent concernant les autres variables simulées telles que les flux drainés et ruisselés dans le système et la hauteur de suintement. Nous avons identifié que le mode de gestion du ruissellement et de l'affleurement de la nappe devra être à l'avenir un axe de travail privilégié afin de valider le bilan hydrique simulé. De même, la prise en compte du suintement, même si elle n'apparaît pas à ce stade essentielle pour notre système, devra être approfondie et étendue aux cas des sols hétérogènes verticalement ou anisotropes.

La principale hypothèse qui reste à tester réside dans le choix d'une porosité de drainage constante tout au long de la période de simulation. Pour une conductivité hydraulique donnée, c'est en effet ce paramètre qui contrôle la vitesse de tarissement de la nappe. Lors du calage du modèle nous avons pu mettre en évidence que la sensibilité du modèle à ce paramètre était différente en fonction à la fois des périodes et des distances au ru considérées. Nous avons donc cherché à prendre en compte une porosité de drainage variable, en fonction de la dynamique du système.

III. 6. Prise en compte d'une porosité de drainage variable.

III. 6. 1. Les hypothèses traditionnelles.

Le concept de porosité de drainage est constitutif des modèles de type « saturé » (voir Chap. 1, section II. 1. 2). Cette grandeur est égale, par définition, au rapport entre une hauteur d'eau drainée et une variation de hauteur de nappe. Elle sert donc à la prévision de la position de la surface libre dans des modèles qui ignorent le fonctionnement de la zone non-saturée. Ce paramètre « conceptualise » ainsi l'interaction entre la position du toit de la nappe et l'état hydrique de la zone non-saturée.

Comme nous l'avons déjà évoqué, de nombreux travaux ont cherché à relier le fonctionnement réel de la zone non-saturée à la porosité de drainage, en particulier lors des phases de tarissement. Il en ressort que ce paramètre n'est pas une propriété intrinsèque du sol, mais dépend des conditions dans lesquelles se font les tarissements.

Comme le montre un résultat classique extrait de la littérature (Fig. C4. III. 18), la porosité de drainage mesurée suite à des équilibres successifs de la nappe est différente de celle mesurée lors d'un tarissement continu. La Fig. C4. III. 18 montre aussi que pour un type de tarissement donné, la porosité de drainage dépend de la profondeur de la nappe.

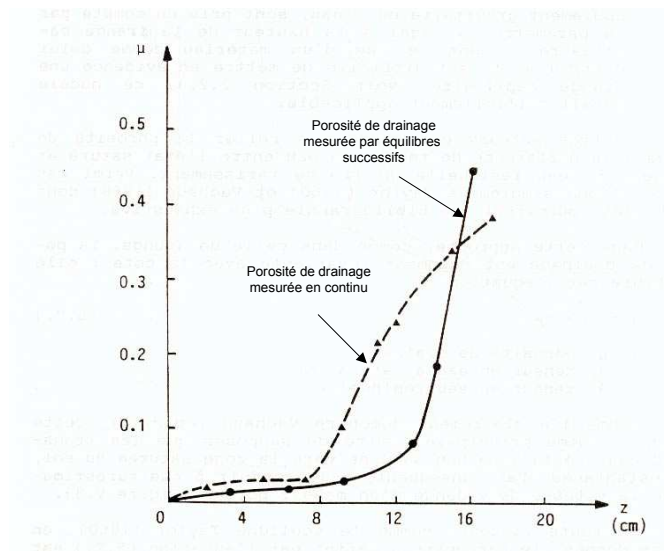


Fig. C4. III. 18 : relation entre la porosité de drainage (μ [-]) et la profondeur de la surface libre de la nappe sous la surface du sol (z) au sein d'un même massif poreux homogène. (D'après Taylor (1960) et Zimmer (1988)).

Ces résultats ont conduit Zimmer (1988) à conclure que « le concept de porosité de drainage n'a de sens que par rapport au domaine constitué par la zone saturée du sol, et pour la cinétique de tarissement du terrain. [Ces résultats] ruinent toute possibilité de mesure d'une porosité de drainage intrinsèque à un matériau donné et imposent la mesure de cette dernière dans des conditions imposées par le système drainant ».

Dans la méthode normalisée de détermination de la porosité de drainage (AFNOR, NF X 31-504, 1995) dite de l'essai « puits - piézomètre » mis au point par Guyon (1964, 1976), le protocole est fondé sur le principe des « équilibres successifs ». Il ne permet en théorie donc pas de déterminer des porosités de drainage pour des tarissements continus. Néanmoins, c'est une hypothèse qui est en général faite implicitement.

Ce protocole a été suivi lors des mesures réalisées dans le cadre des Secteurs de Référence Drainage. Rappelons que pour le calage du modèle, nous avons considéré la porosité de drainage (3 %) estimée pour des séries de sols comparables à celles rencontrées sur notre site et issue du Secteur de Référence de Guemené Pen Fao, sur des parcelles drainées par tuyaux enterrés. Il n'est donc pas étonnant que cette estimation ne constitue qu'un ordre de grandeur vis à vis de la modélisation de notre système.

En matière de modélisation, les principaux travaux qui ont pris en compte une porosité de drainage variable (McCarthy et Skaggs, 1991 ; Lesaffre, 1988 ; Bhattacharya et Broughton, 1979 ; Skaggs et

Tang, 1976) ont fait l'hypothèse que ce paramètre dépendait simplement de la hauteur de nappe dans le système. Pour établir les relations $\mu(H)$, certains de ces auteurs ont pris en compte la hauteur de nappe maximale à l'inter-drain, d'autres la hauteur de nappe moyenne entre le drain et l'inter-drain. Il est important de préciser que tous ces travaux ont été développés dans le cadre de la modélisation du drainage agricole, et donc dans des situations où la dynamique du système dépend en particulier de la position – fixe – des drains.

Nous sommes dans une situation relativement différente du cadre théorique classique. La condition aval de notre système est le niveau d'eau libre dans le ru, qui est variable dans le temps. L'analyse des résultats expérimentaux a montré que cette condition à la limite avait une influence sur la dynamique de tarissement de la nappe mesurée à différentes distances du ru. De plus, le caractère synchrone des fluctuations entre le niveau d'eau dans le ru et les hauteurs de nappe a comme conséquence qu'il n'existe pas une relation unique entre les conditions de tarissement de la nappe à une distance du ru donnée et la hauteur de cette nappe mesurée localement. En d'autres termes, nous ne pouvons pas utiliser une relation « porosité de drainage – hauteur de nappe » unique pour modéliser le fonctionnement du système. Afin de prendre en compte l'hypothèse selon laquelle le terme de porosité de drainage dépend des conditions dans lesquelles s'effectuent les tarissements, il faudrait en effet considérer une fonction $\mu(H)$ différente pour chaque hauteur de nappe simulée, selon sa distance au ru. Cette option n'est pas réaliste et augmenterait de manière rédhibitoire le nombre de paramètres à déterminer.

III. 6. 2. Choix d'un mode de prise en compte d'une porosité de drainage variable.

L'idée que nous avons suivie repose sur le principe général qu'il faut définir la porosité de drainage en fonction de la dynamique du système drainant, indépendamment de la distance au ru considérée. D'autre part, la hauteur d'eau dans le ru est une variable de forçage de notre modèle (c'est donc une variable connue et non calculée) et nous avons vu qu'elle constitue un bon indicateur du fonctionnement hydraulique du système drainant. Nous avons en effet observé (section III. 3. 1) que lors des tarissements, il existait deux phases : une première durant laquelle le niveau d'eau libre chute rapidement et qui correspond à un tarissement rapide de la nappe (porosité de drainage faible) ; une deuxième phase où le niveau du ru bouge peu et le tarissement de la nappe est plus lent (porosité de drainage plus grande).

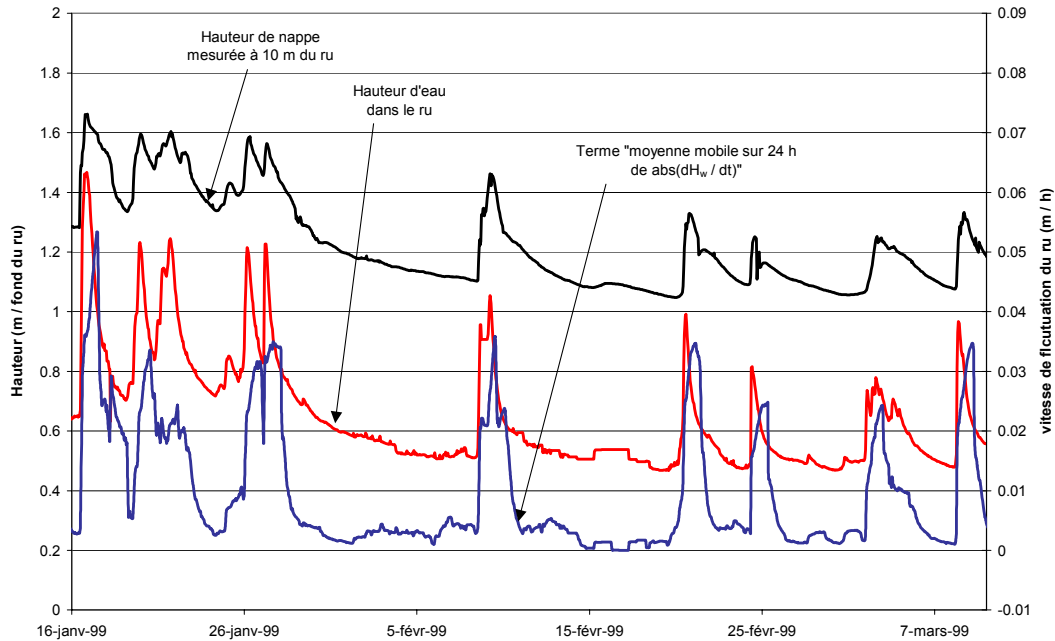


Fig. C4. III. 19 : évolution temporelle comparée de la hauteur de nappe mesurée à 10 m du ru, du niveau d'eau dans le ru et de la moyenne mobile sur 24h de la valeur absolue de la vitesse de fluctuation du niveau d'eau libre ($H'_w(t)$).

La Fig. C4. III. 19 montre l'évolution conjointe de la hauteur de nappe à 10 m du ru et du niveau d'eau dans le ru pour une partie de la période de calage (hiver 99). Nous avons aussi représenté la moyenne mobile sur 24 h de la valeur absolue de la vitesse de fluctuation du niveau d'eau dans le ru. On constate que les épisodes durant lesquels la nappe fluctue rapidement correspondent à des vitesses de fluctuation du niveau d'eau dans le ru de 0.01 à 0.05 m/h. Lorsque la nappe se tarit de manière prolongée, la vitesse de descente du niveau d'eau aval est relativement constante et proche de 0.001 m/h.

Nous avons choisi de prendre en compte une loi simple liant la porosité de drainage avec la valeur absolue de la vitesse de fluctuation du niveau d'eau dans le ru dont on prend la moyenne mobile sur 24 h (afin de lisser le signal). Par la suite nous appellerons cette variable $H'_w(t)$. Rappelons que dans notre esprit, cette variable constitue simplement un indicateur du fonctionnement du système drainant facilement calculable à partir d'une des variables de forçage du modèle.

Afin de construire cette loi, nous partons du principe que pour des vitesses $H'_w(t)$ fortes, la porosité de drainage doit être faible (tarissements rapides) et pour des vitesses proche de zéro, la porosité de

drainage est plus importante (tarissements plus lents). D'autre part, l'étude de sensibilité réalisée dans la section III. 3. 1 nous donne une gamme de porosité de drainage a priori comprise entre 2 et 8%

La forme mathématique qui nous est apparue la plus indiquée pour rendre compte des propriétés recherchées est du type exponentielle. Nous avons retenu une loi de la forme :

- pour $H'_w(t) > 0.001$ m/h, $\mu(t) = A.e^{-B.H'_w(t)} + C$
- pour $H'_w(t) \leq 0.001$, $\mu(t) = \text{constante} = A.e^{-B.(0.001)} + C$

L'intérêt de cette formulation est que les paramètres A et C peuvent être évalués dans une certaine mesure *a priori* : lorsque la variable $H'_w(t)$ est faible (de l'ordre de 0.001 m/h, qui physiquement peut être considérée comme une vitesse de fluctuation nulle), la fonction est proche de $A.e^{-B.(0.001)} + C$, identifiable alors à la porosité de drainage maximale recherchée ; lorsque $H'_w(t)$ devient grand la fonction tend vers C, soit la porosité de drainage minimale. Le paramètre B contrôle quand à lui la nervosité de la fonction. Ces trois paramètres ne sont néanmoins pas indépendants.

Cette formulation est critiquable dans le sens où elle est de nature conceptuelle et ne repose pas sur une analyse des mécanismes physiques liant la porosité de drainage aux conditions de fonctionnement hydraulique du système. Notre idée est d'introduire une porosité de drainage dépendant d'une variable mesurée qui rende compte des conditions dans lesquelles se réalise le drainage de la nappe. Dans ce sens, et dans notre cas particulier, la fluctuation du niveau d'eau dans le ru nous est apparu comme un bon indicateur de ce fonctionnement.

De plus, en se donnant trois paramètres pour décrire cette loi, nous avons cherché à nous garantir une grande souplesse pour le calage. Là encore, on peut objecter qu'avec autant de nouveaux degrés de liberté, on finira bien par réussir à caler le modèle... Notre but n'est pas de définir une nouvelle loi de manière définitive mais bien plus de tester l'effet de la prise en compte d'une porosité de drainage variable en tenant compte de la dynamique du système. La formulation que nous avons choisie est ainsi anecdotique et non exclusive.

III. 6. 3. Mise en œuvre du modèle avec une porosité de drainage variable. Calage et Validation.

Le modèle SIDRA 2+ a été modifié afin d'incorporer, dans le calcul des hauteurs de nappe une porosité de drainage dépendant de la variable $H'_w(t)$. Cette variable est calculée par le modèle pour chaque pas de temps à partir des valeurs de hauteur d'eau dans le ru (données d'entrée du modèle). Pour les 24 premiers pas de temps (pas de moyenne mobile disponible), la porosité de drainage est supposée constante et égale à une valeur choisie par l'utilisateur. Ceci n'interfère pas avec le reste de la simulation, d'autant plus que le début des simulations est toujours consacré à l'apprentissage du modèle.

III. 6. 3. a. Calage.

Nous avons calé le modèle sur la période de référence de l'hiver 98/99 en testant différentes valeurs des paramètres A, B et C. La valeur a priori attendue du paramètre A + C doit être supérieure à 8%. Le paramètre C a quant à lui été testé entre 1 et 4%. Le paramètre B a été calé. Une étude de sensibilité a été réalisée (Cf. annexes) sur ces trois paramètres. Tous les autres paramètres (K , L , Z_{sol} et p) ont été inchangés. Le calage a été réalisé par comparaison des hauteurs de nappe simulées et observées à 5, 10 et 15 m du ru. Une exemple de simulation (à 15 m du ru) réalisée à l'issue du calage est présenté sur la figure C4. III. 20. Les valeurs des paramètres A, B et C correspondant au meilleur calage sont : A = 20 %, B = 500, C = 2% (Fig. C4. III. 21).

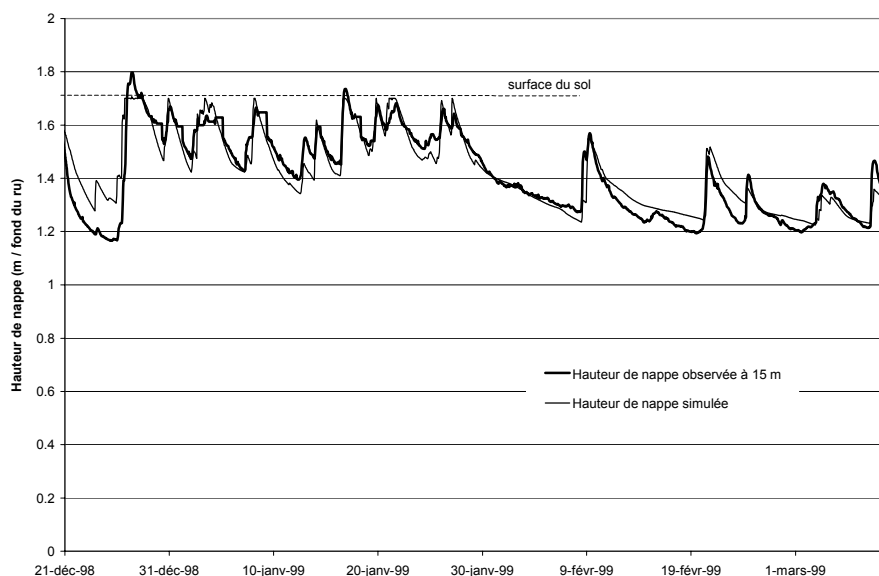


Fig. C4. III. 20 : Hauteurs de nappe observées et simulées. Porosité de drainage variable. Hiver 98/99.

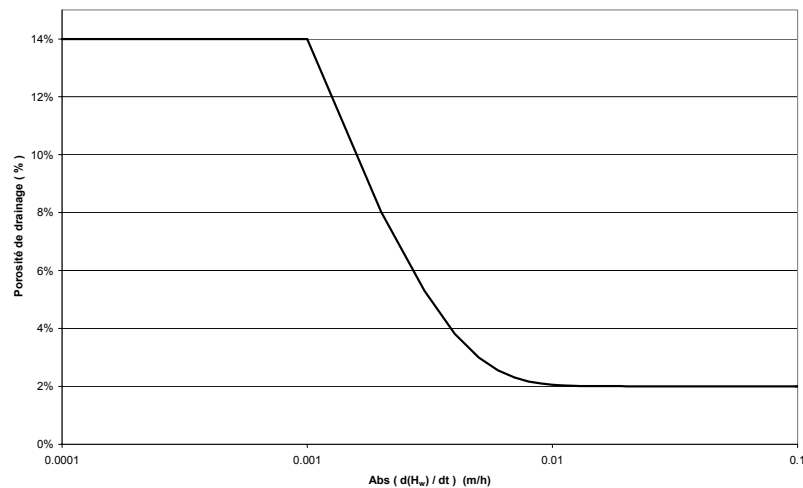


Fig. C4. III. 21 : fonction $\mu(t) = f (H'_w(t))$ retenue pour le calage.

La qualité des simulations réalisées à l'issue du calage peut être considérée comme excellente. Les critères de Nash, pour l'ensemble de la période, sont de l'ordre de 0.9, et ce pour les trois distances considérées. Les simulations montrent de plus que le modèle est à présent capable de simuler des tarissements plus réalistes, ce qui était notre principal objectif.

Si on observe l'allure de la fonction « *porosité de drainage* = $f (H'_w(t))$ » (Fig. C4. III. 21) correspondant au meilleur calage, on constate qu'elle présente une forme très particulière, avec une zone de variation brutale pour des vitesses de fluctuation du niveau d'eau dans le ru comprise entre 0.01 et 0.001 m / h. La porosité de drainage est en effet constante (2 %) pour des vitesses supérieures à 0.01 m/h, elle augmente ensuite rapidement pour atteindre 14 % pour des vitesses faibles.

Ces ordres de grandeurs traduisent le fait que le système modélisé est très sensible à la valeur de la porosité de drainage dans les phases intermédiaires des tarissements. En effet, lors des crues ou des périodes de fluctuations rapides du ru et des nappes, la porosité de drainage reste faible et constante. Ce comportement est tout à fait classique des systèmes drainants « nerveux » telles que les parcelles agricoles drainées. Lorsque les tarissements se prolongent, la valeur de la porosité de drainage va augmenter significativement jusqu'à atteindre une valeur seuil de l'ordre de la différence entre la teneur en eau à saturation et capacité au champ, le système ayant le temps d'atteindre des équilibres successifs. En fin de tarissement, c'est la position de la condition aval qui devient quasiment fixe (vitesse $H'_w \sim 0.001$ m/h) et qui contrôle la vitesse de tarissement du système, pour une porosité de drainage de l'ordre de 14%.

III. 6. 3. b. Validation.

Le modèle a été validé sur les mêmes périodes que dans la section III. 4. Des exemples de résultats sont présentés sur la figure C4. III. 22 (hiver 97/98) et C4. III. 21 (hiver 99/00). A titre de comparaison nous avons aussi représenté le résultats des simulations obtenus pour une porosité de drainage constante et égale à 3%.

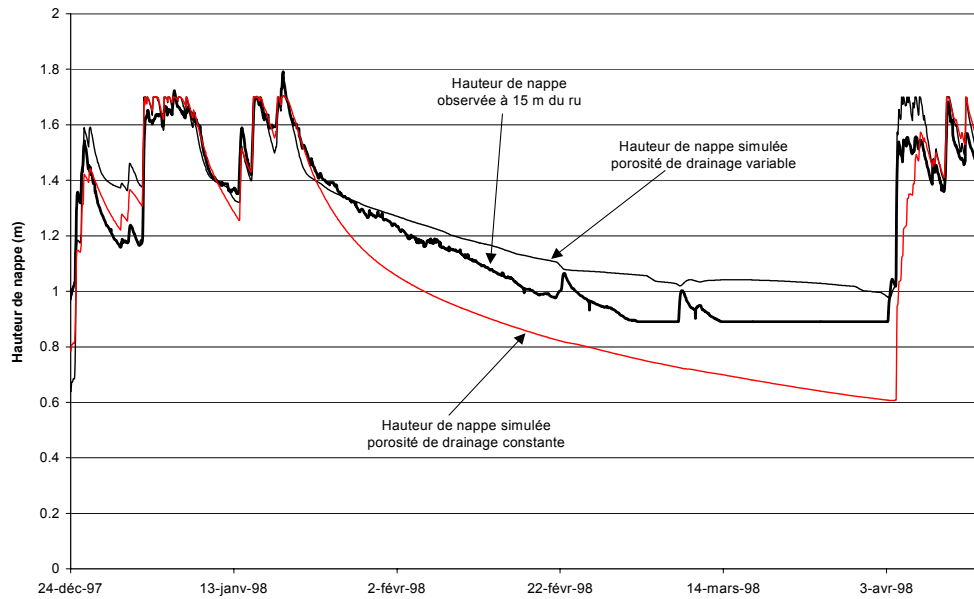


Fig. C4. III. 22 : hauteurs de nappe observées et simulées à 15 m du ru. Hiver 97/98.

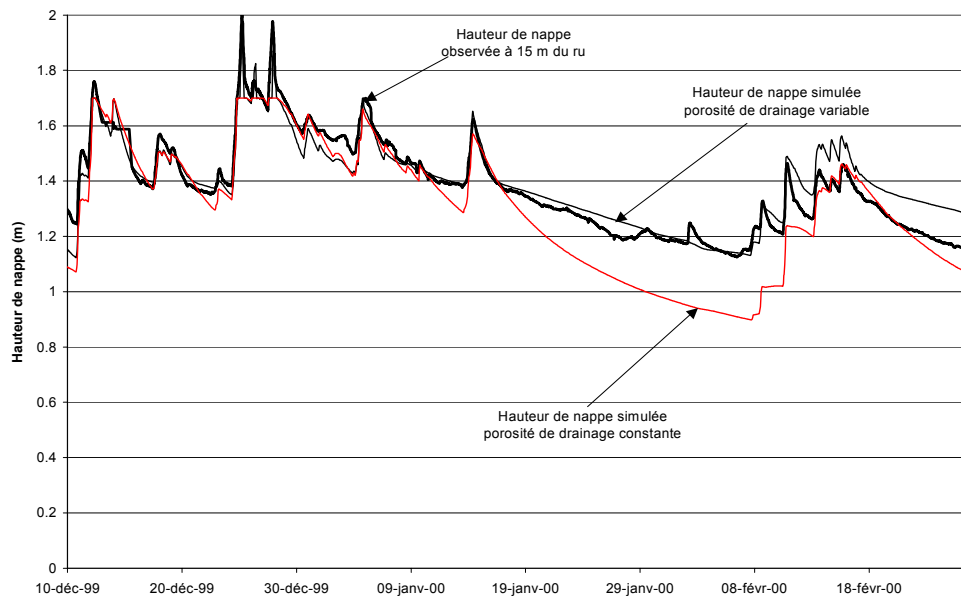


Fig. C4. III. 23 : hauteurs de nappe observées et simulées à 15 m du ru. Hiver 99/00.

La prise en compte d'une porosité de drainage variable améliore globalement la qualité des simulations. On vérifie bien que durant les phases de nappes hautes, les simulations sont comparables à celles réalisées avec une porosité de drainage constante. Ce résultat était prévisible, compte tenu de l'allure de la fonction décrivant la porosité de drainage en fonction de la vitesse de fluctuation du ru (Fig. C4. III. 21) : la porosité est constante (2%) pour $H'_w(t) > 0.01$ m/h, ce qui est le cas durant les phases de crues du système (le ru fluctue alors rapidement).

Les phases de tarissement sont mieux simulées, même si on surestime la hauteur de nappe pour la période intermédiaire de l'hiver 97/98. Cet effet est certainement dû à la forme exponentielle de la fonction décrivant la variation de la porosité de drainage et à une surestimation de la borne de cette fonction lorsque la vitesse de fluctuation du niveau du ru tend vers 0.

On note enfin que les remontées brutales de la nappe suite aux principaux tarissements sont bien prédites, ce qui tend à relativiser notre première analyse (section III. 4) où nous imputons le délai observé au mode de gestion de la zone non-saturée (réservoir).

III. 6. 4. Conclusions.

Si le fait que la porosité de drainage n'est pas une propriété intrinsèque du sol est largement reconnu, son mode de prise en compte en tant que paramètre variable dans les modèles de nappe s'est très souvent limité à établir une relation « porosité de drainage – hauteur de nappe ». Cette manière de procéder n'a véritablement démontré son efficacité que dans le cas des parcelles drainées. Dans ces systèmes, on ne s'intéresse en général qu'à une hauteur de nappe (maximale, à l'interdrain) et le potentiel imposé (niveau drainant) est fixe.

Les contraintes particulières de notre système (niveau aval transitoire, extension latérale effective influencée par l'affleurement,...) ainsi que notre objectif de simuler la hauteur de nappe à différentes distances du ru, nous ont contraint à imaginer une façon originale de décrire la variation de la porosité de drainage. Nous avons choisi de construire une loi liant la porosité de drainage à la vitesse de fluctuation du niveau du ru, cette dernière étant considérée dans notre cas comme un indicateur de fonctionnement hydraulique du système. Il faut rappeler que ce choix a été inspiré par l'analyse des données expérimentales lors des phases de tarissement qui ont clairement montré que la dynamique

du système drainant était influencée par le niveau transitoire du ru. Les résultats obtenus lors des simulations ont montré qu'une telle fonction améliorerait significativement le modèle.

Dans la pratique, on peut penser à d'autres approches possibles. Par exemple, on aurait pu établir une relation liant la porosité de drainage à la hauteur de nappe moyenne dans le système (et calculée par le modèle). On peut néanmoins supposer qu'en raison de l'extension latérale importante des systèmes de fond de vallons (et des phases d'affleurement), la signification d'une telle variable n'est pas pertinente pour rendre compte du fonctionnement hydraulique. On aurait aussi pu mettre au point une loi en prenant en compte une hauteur de nappe mesurée à une certaine distance du ru. Cela nous aurait néanmoins obligé à considérer une série de données observées supplémentaire en entrée du modèle. Enfin, on aurait tout aussi pu imaginer une loi liant porosité de drainage et cumul pluviométrique...

Quelle que soit la manière de représenter une porosité de drainage variable (et la notre n'est pas exclusive), la véritable question réside dans les hypothèses fondatrices des modèles saturés. Ils constituent intrinsèquement une représentation simplifiée du fonctionnement du système. Les difficultés à représenter les interactions entre le toit de la nappe et la zone non-saturée par un seul paramètre – qu'il soit constant ou dépendant d'une variable mesurée ou calculée – existeront toujours. En terme de modélisation, et des objectifs qu'on lui assigne, il s'agit bien plus de juger du point où une sur-paramétrisation du modèle doit nous inviter à changer d'outil (équation de Richards p.e)

Ceci dit, si on se fixe comme objectif de satisfaire au principe d'économie et donc de limiter le nombre de paramètres à utiliser dans la modélisation, on peut juger que l'utilisation du modèle SIDRA 2+ avec une porosité de drainage constante permet déjà de simuler le fonctionnement du système de manière relativement acceptable.

Sur cette idée nous allons à présent étudier la sensibilité de la modélisation à une dégradation de l'information disponible, en particulier en ce qui concerne la condition aval.

III. 7. Etude de sensibilité de la qualité des simulations à la dégradation de l'information disponible sur la condition aval. Conséquences opérationnelles.

Nous avons jusqu'à présent utilisé le modèle SIDRA 2+ en considérant comme connues au pas de temps horaire la pluviométrie nette et le niveau d'eau dans le ru. Si, dans la pratique, il n'est pas difficile d'estimer la pluie nette à ce pas de temps (mesure simple et peu onéreuse), on peut s'interroger sur l'intérêt de prendre en compte le niveau aval aussi finement. Derrière cette simple interrogation se posent deux questions : une d'ordre pratique et une autre liée au type de modèle.

Sur le plan pratique, est-il nécessaire de mettre en place un suivi expérimental automatique pour évaluer le niveau d'eau dans le ru ? Un suivi ponctuel avec des moyens simples (lecture d'échelle limnimétrique) ne serait-il pas suffisant ? Si oui, pour quelle fréquence de passage ?

Sur le plan de la modélisation, ces questions posent le problème de la distance d'influence du ru et de l'impact que peut avoir une condition aval fluctuante à l'échelle du système.

III. 7. 1. Principes de la modification du signal aval.

Afin de tenter d'apporter quelques éléments de réponse, nous avons réalisé des séries de simulations en dégradant la qualité du signal aval ($H_w(t)$). Nous avons pris en compte comme condition à la limite aval des niveaux d'eau constants par intervalle et égaux à la moyenne des mesures horaires sur la durée de l'intervalle considéré. Nous avons ainsi testé des intervalles de 12 h, 24 h, 1 jour, 1 semaine, 1 mois et enfin la moyenne du niveau du ru sur toute la période. La figure C4. III. 24 présente l'allure des différents chroniques ainsi construites pour la période de référence de l'hiver 98/99.

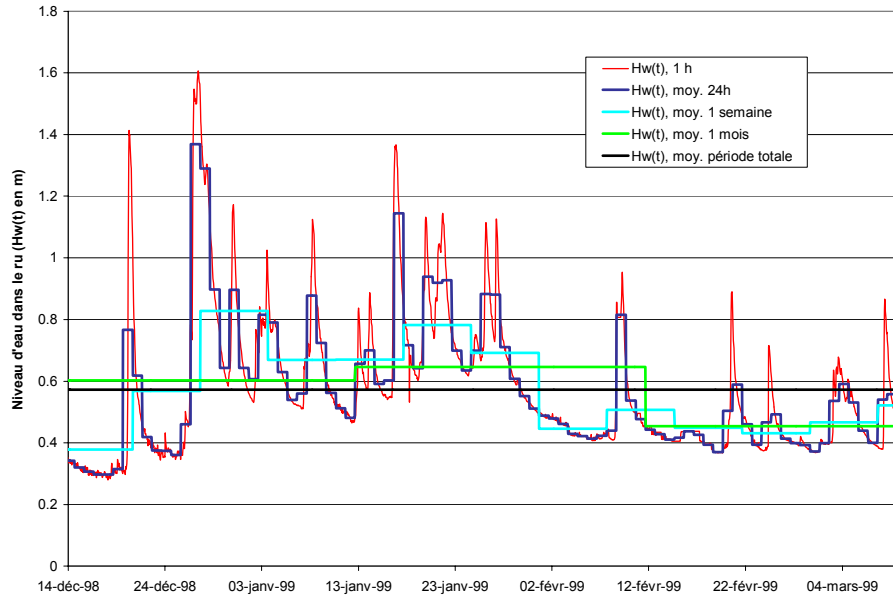


Fig. C4. III. 24 : chroniques du niveau d'eau libre dans le fossé selon différents intervalles pour le calcul de moyenne.

III. 7. 2. Résultats.

Les simulations ont été réalisées en considérant une porosité de drainage constante (3%). Les autres paramètres sont identiques à ceux retenus à l'issue du calage (section III. 3. 3). Les simulations ont été faites au pas de temps horaire, seul le signal aval ayant été modifié. La qualité des résultats a été systématiquement évaluée par le critère de Nash, en distinguant, comme dans le calage, la période totale, la phase 1 (nappes hautes, du 24/12/98 au 31/01/99) et la phase 2 (nappes plus basses, du 01/02/99 au 10/03/99). Les résultats obtenus pour les hauteurs de nappe simulées à 5 et 15 m sont récapitulés dans le Tableau C4. III. a. et un exemple de simulation décrit sur la figure C4. III. 25.

Tableau C4. III. a. : critère de Nash calculé pour les simulations réalisées en modifiant la condition aval.

Pas de temps de $H_w(t)$	Hauteur de nappe simulée à 5 m			Hauteur de nappe simulée à 15 m		
	Période tot.	Phase 1	Phase 2	Période tot.	Phase 1	Phase 2
1 h	0.77	0.84	0.40	0.60	0.93	- 0.45
Moyenne 12 h	0.76	0.80	0.54	0.65	0.92	0.01
Moyenne 24 h	0.76	0.80	0.54	0.65	0.92	0.01
Moyenne 1 semaine	0.70	0.75	0.47	0.67	0.93	0.10
Moyenne 1 mois	0.72	0.75	0.55	0.75	0.92	0.35
Moyenne période	0.68	0.73	0.40	0.67	0.92	0.1

Si on considère les critères de Nash pour l'ensemble de la période, on constate - avec un certain étonnement - que la dégradation du signal aval n'a qu'un effet très limité sur la qualité des résultats. Pour la hauteur de nappe simulée à 5m, on passe de $F = 0.77$ pour $H_w(t)$ au pas de temps horaire à $F = 0.68$ pour un H_w constant pour toute la période. Cette perte de qualité était attendue mais sa faible amplitude est surprenante. Pour la hauteur de nappe située à 15 m, les simulations ont tendance à être légèrement améliorées ($F = 0.6$ pour le pas de temps horaire à $F = 0.67$ pour un H_w constant pour toute la période) ! Globalement, tout se passe comme si la modification de la forme du signal aval n'avait qu'une très faible influence sur le comportement du système drainant.

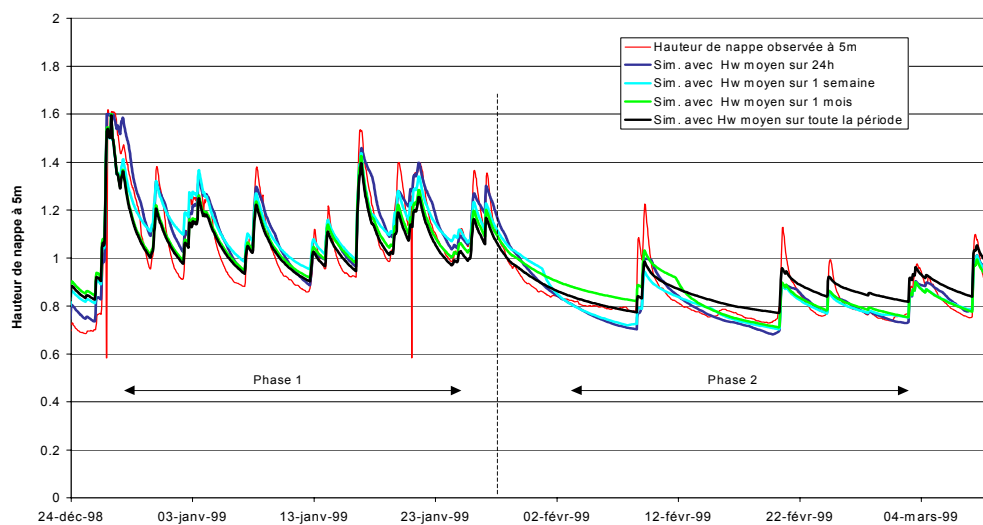


Fig. C4. III. 25 : comparaison des hauteurs de nappe observées et simulées avec différentes conditions aval.

Si on considère maintenant séparément les deux phases de la période de simulation, on observe à peu près le même type de phénomène, avec néanmoins une sensibilité plus marquée pour la phase 2. Comme le montre la figure C4. III. 25, la position de la nappe est en effet correctement évaluée pour tous les scénarios. La prise en compte d'intervalles longs a cependant tendance à sous-estimer les montées rapides de la nappe lors des crues. Les tarissements sont en revanche moins marqués. Le fait de considérer un niveau moyen du ru lors de la phase 2 diminue en effet la capacité de drainage du système et « améliore » ainsi les simulations. Ceci explique que les simulations soient correctes, bien que la porosité de drainage ait été considérée comme constante.

Ces résultats tendent à montrer que le fonctionnement hydraulique de la nappe est avant tout contrôlé par la pluviométrie et par le niveau moyen du ru qui conditionne la capacité de drainage du système.

Bien entendu, plus on cherche à modéliser la nappe proche du réseau, plus le fait de considérer un niveau moyen influence la qualité des simulations. Néanmoins, la rapidité avec laquelle se font les fluctuations dans le ru est amortie dans le sol.

III. 7. 3. Evaluation de la distance d'influence du ru.

Afin de valider l'idée que c'est le niveau moyen du ru qui contrôle la capacité de drainage globale de la zone, nous avons cherché à décomposer l'influence relative du niveau du ru et de la pluviométrie. Nous avons donc tout d'abord réalisé des simulations sans prendre en compte la recharge pluviométrique et en imposant simplement à l'aval du système une variation du niveau d'eau libre tel que mesuré sur le site ($H_w(t)$ au pas de temps horaire). La nappe est initialement en équilibre avec le niveau du ru. La porosité de drainage est constante et égale à 3%.

Bien qu'on n'apporte pas de recharge à la nappe, on observe (Fig. C4. III. 26) des fluctuations des hauteurs de nappe, d'autant plus fortes qu'on est proche du réseau. Cela s'explique par le fait que de l'eau provenant du ru pénètre dans le système et alimente la nappe.

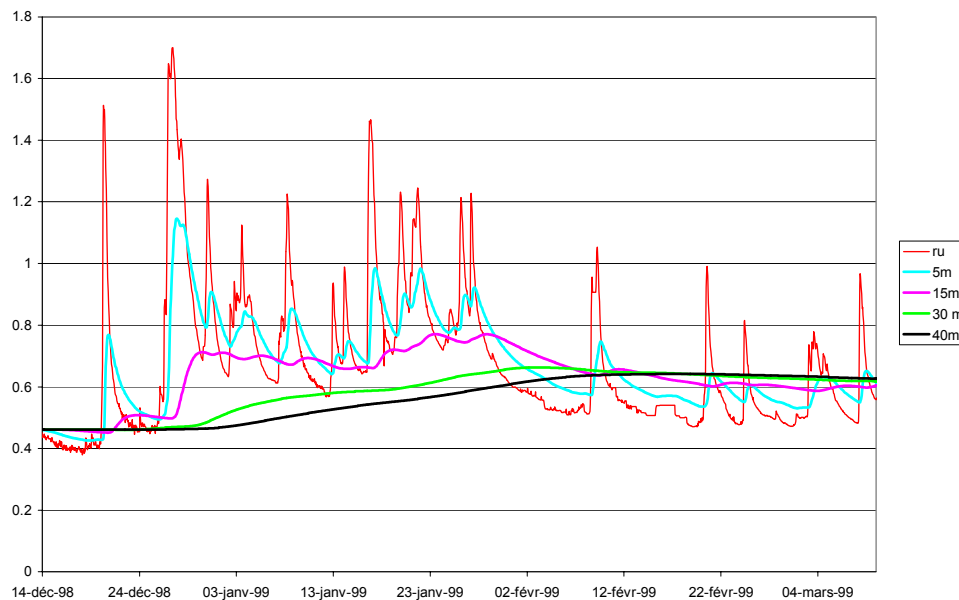


Fig. C4. III. 26 : évolution du niveau d'eau dans le ru (condition aval) et des hauteurs de nappe simulées, à différentes distances du réseau. Recharge nulle.

Il est particulièrement intéressant de noter que, pour les hauteurs de nappe simulées à 30 et 40 m, on semble atteindre un pseudo-régime permanent. A partir du 02/02/99, les hauteurs de nappes pour ces distances sont de l'ordre 0.65 m, légèrement supérieures au niveau moyen du ru (0.58 m sur la période). Ce résultat est à rapprocher des travaux menés par certains auteurs sur le comportement des nappes soumises, au niveau de leur condition aval, à un phénomène de marée (Nielsen, 1990). En effet, les nappes superficielles côtières sont soumises à la fluctuation périodique due à la marée et des travaux théoriques ont été menés sur la manière de prendre en compte ce type particulier de condition à la limite. Dans ce contexte, il a été clairement montré (de Ridder et Zijlstra, 1994) que le signal périodique était d'autant plus amorti qu'on se situe loin de la condition aval. De même, le décalage de phase augmente. Philip (1973) a étudié ce genre d'effet en résolvant analytiquement l'équation de Boussinesq. Il a montré que pour un signal aval du type $H_w(t) = A \cdot \cos \omega t + D$, la hauteur de nappe simulée suffisamment loin en amont du système tendait asymptotiquement vers une valeur constante et égale à $H(x \rightarrow \infty) = D + A^2 / 4D$, qui ne dépend donc que des caractéristiques du signal aval (dont D est la moyenne). Cet auteur impute cette remarquable propriété à la non linéarité de l'équation de Boussinesq.

Sans entrer ici plus en détail dans ces considérations théoriques, on retiendra que l'influence du niveau variable dans le ru tend à s'amortir dans le système, et que pour des distances suffisamment grandes, c'est le niveau moyen qui constitue la condition à la limite apparente du système.

Nous avons validé cette hypothèse en appliquant au modèle une recharge constante sur toute la période. En effet, si la condition aval transitoire n'a qu'un effet moyen vis à vis des hauteurs de nappe simulée loin du réseau, on doit aboutir dans ces conditions à un régime permanent sur la partie amont du système.

Si on considère un niveau moyen du ru de l'ordre de 0.5 m, et connaissant l'extension latérale du système ($L = 50$ m) et sa conductivité hydraulique (0.03 m/h), on peut calculer grâce à la loi d'Hooghoudt (eq. (XIII), Chap. 1, section III. 3. 1. a.) une recharge constante telle que la hauteur de nappe maximale (50 m du réseau) soit juste inférieure à Z_{sol} (1.7 m) (afin qu'il n'y ait pas d'affleurement). Nous avons appliqué cette recharge ($R = 0.03$ mm/h) dans le modèle tout au long de la période de simulation. La condition aval est le niveau du ru au pas de temps horaire.

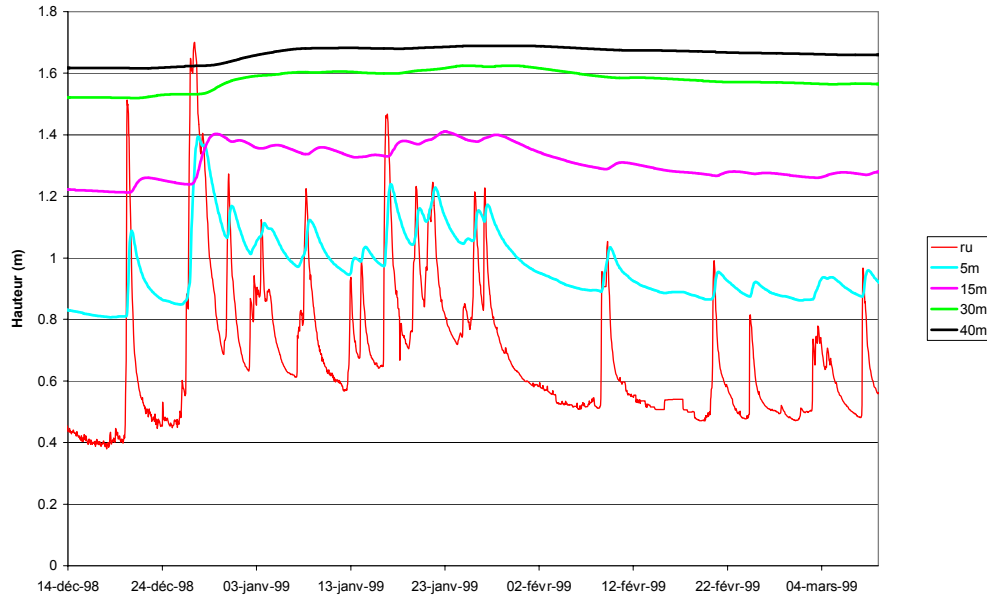


Fig. C4. III. 27 : évolution du niveau d'eau dans le ru (condition aval) et des hauteurs de nappe simulées, à différentes distances du réseau. $R = 0,03 \text{ mm/h}$.

Les simulations réalisées montrent (Fig. C4. III. 27) que les hauteurs de nappes simulées à 30 et 40 m du ru sont quasiment constantes et proches de la valeur du régime permanent ($R = 0.03 \text{ mm/h}$ et $H_w = 0.5 \text{ m}$). L'influence des variations du niveau du ru n'est sensible que sur une distance limitée en bordure du réseau. Afin de quantifier cette distance d'influence, nous avons calculé le coefficient de variation (rapport entre écart type et moyenne) des hauteurs de nappe simulées pour différentes distances (Fig. C4. III. 28).

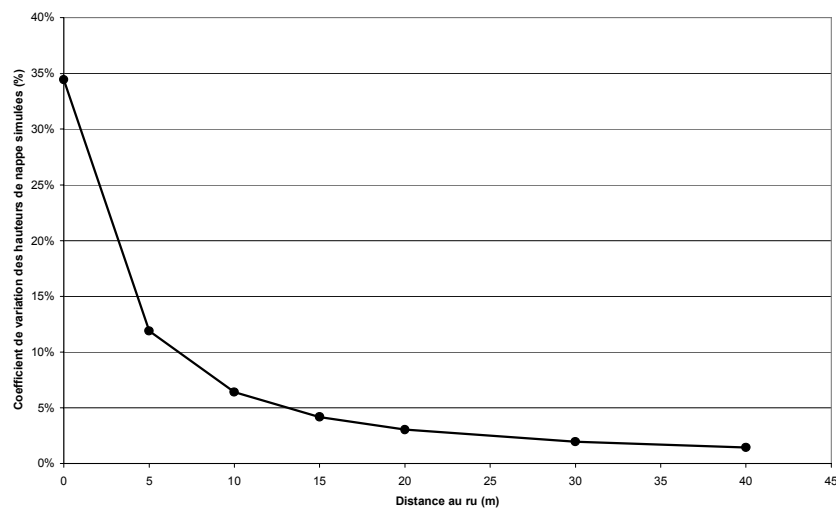


Fig. C4. III. 28 : évolution du coefficient de variation des hauteurs de nappe simulées ($R = 0,03 \text{ m/h}$) en fonction de la distance au réseau.

On constate que l'influence de la condition transitoire dans le ru n'est significativement sensible que sur les 15 premiers mètres. Au delà, la simple prise en compte de la moyenne du niveau du ru comme condition aval doit aboutir à des simulations de qualité équivalente.

III. 7. 4. Bilan.

Les résultats que nous venons de présenter montrent qu'à une certaine distance du réseau le fonctionnement hydraulique du système est finalement contrôlé par le niveau moyen du ru. Si on assimile les fluctuations du niveau aval à des « perturbations », nous avons vu que celles-ci sont rapidement amorties dans le sol. A partir d'une certaine distance du ru (15 m dans notre cas), il n'est donc plus nécessaire de prendre en compte ces fluctuations pour simuler les hauteurs de nappe.

On peut tirer de ces résultats deux conclusions opérationnelles :

- En terme de modélisation, si on cherche à prédire la position du toit de la nappe suffisamment loin du réseau, on peut fixer la condition aval à une valeur moyenne constante. Dans ces conditions, des modèles de drainage simples ne nécessitant pas de résolution numérique de l'équation de Boussinesq (type SIDRA (Lesaffre et Zimmer, 1989)), peuvent être utilisés.
- En matière de suivi expérimental, un suivi régulier du niveau d'eau dans le ru à partir d'une simple lecture sur une échelle limnimétrique à un pas de temps hebdomadaire peut s'avérer suffisant. L'évaluation du niveau en crue et hors crue doit en effet permettre d'estimer le niveau d'eau moyen avec une précision suffisante.

III. 8. Conclusions et perspectives.

Le travail de modélisation que nous avons entrepris dans le but de prédire la position de la nappe à différentes distance du Ru de Cétrais a abouti à des résultats tout à fait encourageants. Nous avons pu caler le modèle sur un premier cycle hivernal en utilisant des valeurs de paramètres proches de celles estimées à partir des données expérimentales et bibliographiques. Nous avons de plus validé le modèle sur deux autres périodes indépendantes. Néanmoins, nous avons été amenés à critiquer le poids d'un certain nombre d'hypothèses constitutives du modèle. Nous pouvons en tirer un certain nombre de conclusions, de recommandations et de perspectives :

- Le modèle est adapté au fonctionnement hivernal de la zone humide durant lequel la recharge de la nappe peut être assimilé à la pluie nette (P-ETP). Le mode de gestion très simple de la zone non-saturée adopté ne permet pas de garantir une utilisation correcte du modèle durant les périodes de l'année où le bilan hydrique est dominé par la demande évapotranspiratoire du couvert. C'est donc une limitation importante de notre outil. Ceci dit, le caractère humide « effectif » de la zone de fond de vallon est lui aussi limité à l'hiver. Si l'objectif est de caractériser le fonctionnement hydrologique de la zone durant cette période, le modèle peut donc être utile et utilisable. En revanche, si on cherche à prédire le fonctionnement du système à l'échelle annuelle il faut prévoir, soit d'améliorer la gestion de la zone non-saturée, ce qui est envisageable (Chabot, 2001 ; Brahic, 2001), soit d'utiliser un outil qui prennent en compte explicitement la zone non-saturée (équation de Richards p.e). Pour cette dernière option, il faut avoir conscience que de nouvelles difficultés vont apparaître, notamment concernant la détermination des paramètres hydrodynamiques des séries de sols à l'échelle de la zone.
- La prise en compte d'une porosité de drainage variable améliore sensiblement la qualité des simulations. Contrairement à ce qui est classiquement fait dans les modèles de drainage, nous n'avons pas utilisé une relation de type « porosité de drainage – hauteur de nappe » qui n'aurait pas de sens dans notre cas. Nous avons fait l'hypothèse que le niveau d'eau mesuré dans le ru constituait un bon indicateur du fonctionnement hydraulique du système. Nous avons ainsi testé un loi liant la porosité de drainage à la vitesse de fluctuation du niveau aval. Le calage et la validation du modèle en tenant compte de cette loi a montré qu'elle permettait de mieux rendre compte des phases de tarissement. Malgré leur intérêt, ces résultats laissent encore posée la difficile question de la meilleure stratégie à adopter vis à vis du calage de la porosité de drainage. Ce paramètre

constitue à la fois la force et la limite des modèles de type saturé. Du travail reste donc à faire dans le cas où les conditions aux limites du système drainant sont fortement transitoires.

- Si le modèle a montré son efficacité pour prédire les hauteurs de nappe à différentes distances du ru, on peut avoir des doutes sur ses performances en terme de bilan hydrique. En effet, les systèmes de zones de fond de vallon se caractérisent par une topographie plane et une nappe très proche de la surface. Les phases d'affleurements sont donc courantes. Dans ces situations, la manière de gérer l'excès d'eau ne parvenant pas à s'infiltrer et à recharger la nappe a des conséquences très importantes dans l'estimation du bilan hydrique. La modélisation de la genèse du ruissellement et de son transfert devient ainsi un des enjeux majeurs pour espérer mieux décrire le fonctionnement hydrologique de ces systèmes. Cet enjeu ne se limite pas à la classe de modèles que nous avons utilisée. Quel que soit leur degré de sophistication, l'ensemble des modèles décrivant les transferts d'eau dans le sol doivent prendre en compte de manière spécifique le problème de l'affleurement de la nappe et la gestion du ruissellement. Si des solutions existent et on déjà été testées par certains auteurs (Smith et Woolisher, 1971 ; Huggins et Burney, 1982), une compréhension fine des processus fondée sur un suivi expérimental adapté reste à faire.
- L'interaction directe entre la nappe et le réseau hydrographique est une des caractéristiques du fonctionnement hydrologique des zones humides de fond de vallon. Dans ce contexte le régime hydraulique du réseau de surface (et donc son tirant d'eau) interagit avec les conditions de transfert dans la zone humide. C'est donc un point essentiel à la fois pour comprendre les mécanismes contrôlant le fonctionnement du système (dans quel sens se font les échanges, par exemple ?) mais aussi pour évaluer l'impact que peut avoir une modification du niveau d'eau libre aval (sur quelle gamme de temps, jusqu'à quelle distance du réseau). Le travail que nous avons mené grâce au modèle SIDRA 2+ a montré qu'en période hivernale, le ru de Cétrais jouait le rôle de drain vis à vis de la zone humide. Les transferts d'eau du ru vers la nappe sont très limités. Nous avons de plus montré que c'est le niveau moyen du ru qui contrôle essentiellement la capacité de drainage du système. Nous avons évalué à une quinzaine de mètres la zone au bord du ru dans laquelle les fluctuations du niveau d'eau libre du ru sont vraiment sensibles. Ainsi, si on cherche à évaluer la position de la nappe suffisamment loin du réseau, il n'est pas nécessaire d'utiliser des modèles prenant en compte une condition aval transitoire. Si on ajoute à ceci nos conclusions relatives à la porosité de drainage, on ne peut que préconiser l'emploi de modèles simples issus de l'hydraulique agricole pour évaluer en première approche la position de la nappe dans le système.

- On ne peut conclure ce chapitre consacré à la modélisation du fonctionnement hydrologique d'une zone humide de fond de vallon sans rappeler que nous n'avons que peu évoqué les interactions possibles de ces systèmes avec les versants et le sous-sol. La configuration particulière de notre zone humide expérimentale nous a en effet permis d'ignorer ces interactions et nous avons raisonné comme si notre transect était isolé du reste du bassin versant. Dans le cas général, le fonctionnement hydrologique des zones de fond de vallon est étroitement lié aux transferts générés au sein des versants (Molénat, 1999 ; Le Forner, 2001 ; Caubel, 2001). Vis à vis de notre outil de modélisation, cela ne change pas fondamentalement les choses. On peut tout à fait imaginer coupler SIDRA 2+ à des modèles de versant qui en simuleront alors une condition à la limite amont (charge ou flux). Ce travail doit être envisagé à l'avenir.

Plus généralement, selon les objectifs assignés à la modélisation, on ne peut que conseiller de suivre des stratégies adaptées à la fois au type de variable et à la précision avec laquelle on veut la déterminer.

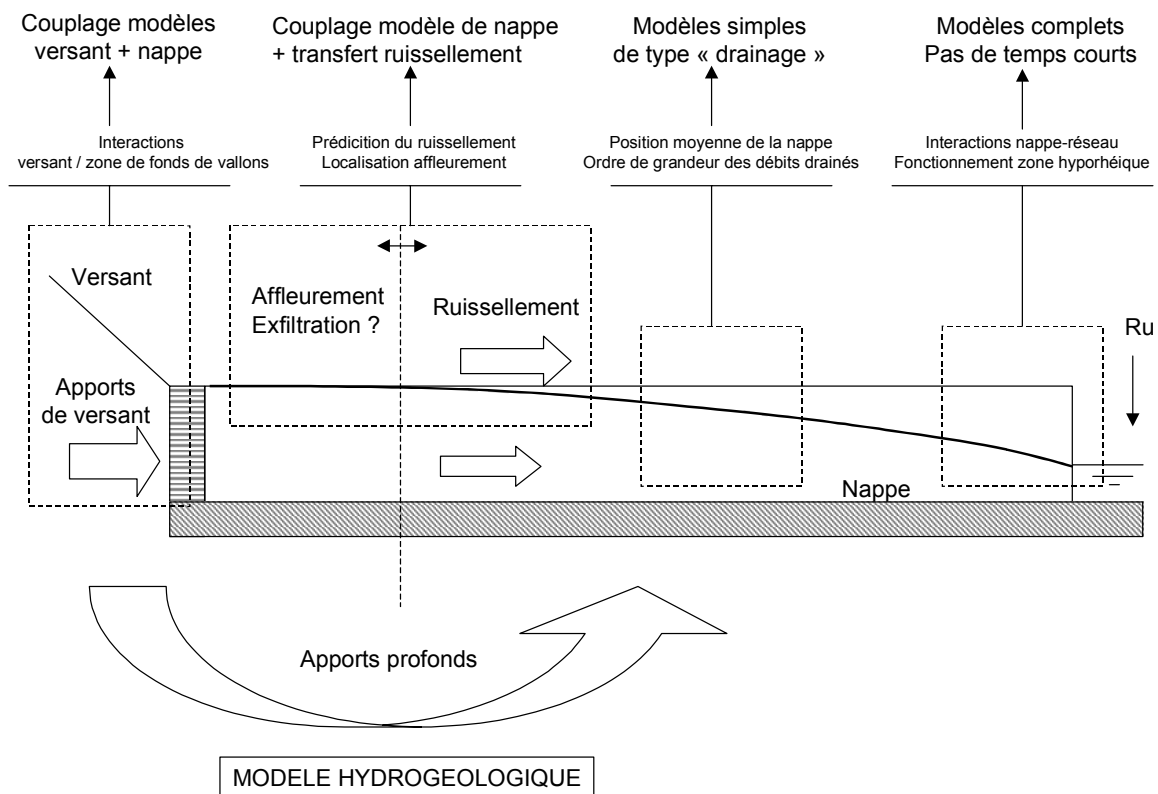


Fig. C4. III. 29 : variables à modéliser et stratégie de modélisation à suivre.

Si on s'intéresse aux interactions fines entre le ru et la nappe, ou si on essaie d'évaluer les transferts d'eau dans la proximité immédiate du réseau hydrographique (zone hyporéique p.e), il faut mettre en place une modélisation qui puisse tenir compte d'une condition aval transitoire et dont la description de la zone non-saturée ne soit pas trop simpliste (« Modèles complets », Fig. C4. III. 29).

Dans le cas où c'est simplement une estimation de la position moyenne de la nappe dans la zone humide qui est recherchée, les modèles issus de l'hydraulique agricole (SIDRA, DRAINMOD,...) sont a priori adaptés. Une comparaison des performances de ces modèles reste à faire dans ce contexte.

La modélisation des flux ruisselés et la détermination de la dynamique de l'affleurement posent en revanche des problèmes plus difficiles à résoudre. Peu de travaux ont véritablement abordé cette question dans le contexte des zones humides de fond de vallon. Il serait ainsi intéressant de tester dans l'avenir des couplages de modèles de nappe avec des modèles de transfert de lame d'eau en surface du sol. Ce travail devra s'accompagner d'un suivi expérimental adapté.

Enfin, il reste à évaluer l'intérêt de coupler des modèles de nappes fonctionnant à l'échelle de la zone de bas fond avec des modèles décrivant le fonctionnement plus global des versants (MODFLOW, TOPOG,...) pour lesquels les conditions aux limites au niveau du réseau de surface sont en général prises en compte de manière sommaire.

Conclusion générale

« Tout est brouillon en effet, l'idée de texte définitif ne relevant que de la religion ou de la fatigue »

Jose Luis Borgès

I. Contexte, problématique et démarche suivie.

Les zones humides de fond de vallées sont des infrastructures naturelles se caractérisant par la présence d'une nappe superficielle. Cette nappe est généralement alimentée par un versant et/ou par l'impluvium direct, et elle est drainée par un réseau hydrographique qui peut être plus ou moins modifié par des opérations d'aménagements hydro-agricoles. Ce rôle d'interface entre les eaux souterraines et les eaux de surface leur confère une place particulière dans le fonctionnement des bassins versants amonts, aussi bien du strict point de vue hydrologique que biologique et biogéochimique. Les multiples fonctions attribuées à ces zones contribuent à en encourager la protection ou du moins une gestion raisonnée. Mieux comprendre le fonctionnement hydraulique de tels systèmes doit ainsi permettre de répondre, à terme, à plusieurs objectifs : (i) permettre d'établir des bases plus objectives de définition du caractère « humide » de ces zones ; (ii) déterminer l'importance relative des principaux processus contrôlant les transferts d'eau entre les versants, le fond de vallée et le réseau de surface ; (iii) servir de base à la mise au point d'une modélisation adaptée qui puisse, à partir d'un jeu limité de paramètres, rendre compte à la fois du fonctionnement du système et de l'impact que peuvent avoir différents scénarios de gestion.

Dans ce contexte, nous avons choisi de mener un travail à la fois théorique (à partir d'outils analytiques et numériques) et expérimental (au laboratoire et sur le terrain) visant à préciser les principaux mécanismes de transferts d'eau à l'échelle d'un transect nappe / réseau de surface. Nous avons rappelé qu'il existe différentes classes de modèles pour représenter les transferts d'eau dans une nappe superficielle. Ces modélisations se distinguent par des niveaux successifs de simplifications portant essentiellement sur le statut de la zone non-saturée et sur une direction privilégiée des écoulements dans la nappe (écoulements horizontaux, hypothèse de Dupuit-Forchheimer).

La démarche que nous avons suivie a essentiellement reposé sur l'étude d'applicabilité d'une classe de modèle (« saturé ») traditionnellement utilisée en hydraulique agricole, et dont il s'est agit de généraliser les conditions d'utilisation à partir de la prise en compte de conditions aux limites spécifiques. Nous avons montré qu'il était possible de prolonger la démarche traditionnellement utilisée dans la modélisation des systèmes drainés par tuyaux enterrés (Lesaffre et Zimmer, 1988). L'intégration spatiale de l'équation de Boussinesq (Chap. 1, III. 3) nous a permis de proposer une formulation générale du débit transitant dans la nappe, en fonction de la hauteur de nappe amont, d'un éventuel débit latéral provenant des versants, des fluctuations aval du niveau d'eau libre dans le fossé et des déformations de la nappe. Même si son intérêt est avant tout théorique, cette résolution montre l'unité de fonctionnement des systèmes drainants, quelles qu'en soient les conditions aux limites auxquelles ils sont soumis. Cette généralisation nous a conduit à mettre au point le modèle SIDRA 2+, fondé sur une résolution numérique de l'équation de Boussinesq.

La discussion des hypothèses fondatrices de cette classe de modèles nous a amené à les comparer à des modèles plus complets (équations de Richards, de Laplace) et à en discuter les performances respectives. L'étude théorique et expérimentale de certains processus nous a permis de proposer des éléments de correction. Les processus qui ont fait l'objet d'une attention particulière sont : (i) l'affleurement ; (ii) les transferts d'eau dans la zone non-saturée au dessus de la nappe ; (iii) l'interaction entre la nappe et le niveau d'eau libre dans le réseau de surface, et en particulier le phénomène de suintement. Sur chacun de ces points nous avons proposé des contributions originales qui ont été intégrées pour la plupart au modèle SIDRA 2+. Ce modèle a ensuite été appliqué, avec succès, à la simulation des hauteurs de nappe observées dans une zone humide de fond de vallée (Bassin du Ru de Cétrais, Loire-Atlantique).

II. Principaux résultats.

✓ Le phénomène d'affleurement (Chap. 1, IV. 3 ; Chap 4, III. 5).

Durant la période humide, la surface libre des nappes superficielles de fond de vallée est très proche de la surface du sol et les phases d'affleurement sont courantes. Nous avons montré que ce phénomène était déterminant dans la partition des écoulements générés au sein de la zone (ruissellement et recharge de la nappe). En terme de modélisation, la prise en compte de l'affleurement est délicate quel

que soit le type de modèle choisi pour représenter les transferts d'eau dans le sol. En comparant différentes approches nous avons montré que la limite de la zone affleurante pouvait, en première approche, être assimilée à un plan de flux horizontal nul mobile, ce qui implique que le fonctionnement du système ne dépend plus alors de son extension latérale réelle. Dans le modèle SIDRA 2+, nous avons mis en œuvre un mode de gestion simple en faisant l'hypothèse que l'excès d'eau généré sur la partie affleurante de la nappe était instantanément transmis en dehors du système sous forme de ruissellement. Le suivi expérimental que nous avons mis en œuvre sur le bassin du Ru de Cétrais nous a permis de confirmer l'importance de ce phénomène lors des périodes de crues.

✓ **Les transferts d'eau dans la zone non-saturée au dessus de la nappe (Chap. 2 et Chap. 4, II. 2).**

Afin de préciser les mécanismes de recharge de la nappe, nous avons mené une étude théorique visant à décrire et à quantifier la part de l'infiltration qui peut s'écouler horizontalement au-dessus de la surface libre de la nappe, en régime permanent. La première étape de ce travail (Kao et al., 2001 ; Chap. 2, II) a permis d'établir que, dans le contexte de précipitations d'intensité inférieure à la conductivité hydraulique et réparties sur un temps suffisamment long (hypothèse de succession de régimes permanents), les profils de pression au-dessus d'une nappe superficielle drainée ont une forme générale en deux parties : (i) une zone d'extension verticale γ (zone de transition) d'autant plus faible que l'intensité de l'infiltration est grande et dans laquelle un écoulement horizontal peut être généré ; (ii) une zone supérieure où les pressions sont constantes sur la verticale et donc les écoulements strictement verticaux. A partir de ce schéma, nous avons établi une expression analytique qui permet de quantifier pour une section transversale droite en x , le ratio $R_{us}(x)$ entre les flux horizontaux transitant dans la zone de transition précédemment définie, au-dessus de la surface libre, et le flux total à cette abscisse, dans l'ensemble du milieu saturé et non-saturé.

$$R_{us}(x_i) = \frac{Q_{us}(x_i)}{Q_{Total}(x_i)} = -\frac{i(x_i)}{x_i} \cdot \left(\frac{\int_{z_0}^{z_0+\gamma} K(h).dz}{|q_{in}|} - \gamma \right) \quad *$$

* avec : $i(x)$, pente locale de la nappe en x ; z_0 , altitude du toit de la nappe ; q_{in} , flux infiltré à la surface du sol ; $K(h)$, conductivité hydraulique en fonction de la succion ; γ , hauteur de la zone de transition.

Cette relation permet de calculer analytiquement, sur la majeure partie du système, la part d'eau ne participant pas localement à la recharge de la nappe. Cette expression est le produit de deux termes distincts : (1) le ratio entre la pente locale de la nappe et l'abscisse, déterminé par la forme de la nappe et donc, en régime permanent, par les propriétés géométriques du système drainant : nous avons montré que ce terme pouvait être évalué à partir de calculs simples fondés sur la forme de nappe en régime permanent en faisant l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer ; (2) le terme I' liant l'intégrale de la conductivité hydraulique, la hauteur de la zone de transition et le flux infiltré. Pour un sol et un régime d'infiltration donnés, ce terme est constant. Le terme intégral sur $K(h)$ et γ peuvent être facilement évalués à partir du profil vertical de pression au-dessus de la nappe défini dans le cas d'un écoulement monodimensionnel.

Ces résultats nous permettent d'envisager une méthode générale, et originale, de correction des modèles dits « saturés » qui assimilent en général la part d'eau infiltrée à un terme strictement vertical de recharge de la nappe.

Enfin, nous avons vu que des résultats expérimentaux issus de la littérature, mais aussi acquis dans le cadre de ce travail (Chap. 4, II. 2), sont conformes à certains de nos résultats théoriques, en particulier l'allure des profils de pressions au dessus de la nappe en période hivernale.

✓ Le problème du suintement (Chap. 3 ; Chap. 4, II. 4 et III. 5. 3).

Les modèles tel que SIDRA 2+, fondés sur l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer, ignorent l'existence à l'aval du système, d'une éventuelle surface de suintement. Ceci peut être source d'erreur dans la détermination de la position de la surface libre de la nappe. Peu de travaux avaient jusqu'à présent tenté de corriger ce biais.

Nous avons montré tout d'abord numériquement puis expérimentalement qu'il existe une relation simple, en régime transitoire, liant le débit drainé par une nappe et la hauteur de cette nappe à l'interface avec le fossé drainant, intégrant la surface de suintement. Cette relation est de la forme :

$$\frac{q_{out}}{K} = \frac{H_w}{L} \cdot \sqrt{\left[\frac{(H_w + H_{ss})^2}{H_w^2} - 1 \right]}$$

La vérification expérimentale de cette relation a été possible grâce à l'utilisation d'un modèle physique de laboratoire (Maquette de Simulation de l'Hydraulique des Nappes Superficielles, MASHyNS) mis au point dans le cadre de ce travail.

Cette relation repose sur des paramètres simples à déterminer. Nous avons pu vérifier à partir de données extraites de la littérature que cette loi semi-empirique permettait une bonne prédiction de la hauteur de suintement et par là même de corriger efficacement les modèles fondés sur l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer. Ce résultat est original et permet d'envisager d'étendre l'utilisation de tels modèles à la prédiction de hauteurs de nappe proche des fossés, ce qui jusqu'à présent était source d'erreurs.

Sur le plan pratique, nous avons bien circonscrit les paramètres qui contrôlent l'existence d'une surface de suintement. Nous avons en particulier pu vérifier que la présence d'une hauteur d'eau libre dans le fossé réduisait significativement l'extension verticale du suintement. Ainsi, dans le cas de systèmes naturels de nappe de fond de vallée, d'extension latérale importante et drainés par un émissaire ayant un tirant d'eau significatif, l'existence d'une surface de suintement n'est *a priori* pas systématique. Le suivi expérimental mené sur le bassin du Ru de Cétrais est en accord avec ces observations mais ne nous a malheureusement pas permis de quantifier très précisément l'extension de la surface de suintement. Néanmoins, son influence sur le fonctionnement global de la nappe est certainement limitée.

✓ Application de SIDRA 2+ : modélisation du fonctionnement hydraulique de la zone humide de fond de vallée du Ru de Cétrais.

Le suivi expérimental mené sur le bassin versant du Ru de Cétrais nous a permis de décrire les principales phases de fonctionnement de la zone humide de fond de vallée. Nous avons pu confirmer son caractère « humide » temporaire et saisonnier, en lien avec le bilan climatique. Cette analyse nous

* avec q_{out} , flux sortant de la nappe ; K, conductivité hydraulique saturée ; H_w , niveau d'eau libre dans le fossé aval ; L, extension latérale du système ; H_{ss} , hauteur de la surface de suintement.

a conduit à circonscrire les principaux mécanismes qui, en période hivernale, contrôlent le fonctionnement hydraulique de la zone. Nous avons vérifié qu'ils étaient compatibles avec une modélisation de type « saturé » telle que mise en œuvre dans SIDRA 2+.

Le modèle a pu être calé et validé à partir des données acquises sur le site. Il permet de prédire avec une bonne précision les hauteurs de nappe observées en bordure du réseau. Les flux simulés par le modèle, même s'ils n'ont pu être validés expérimentalement, ont confirmé l'importance des phases d'affleurement dans le fonctionnement du système. Quant aux hauteurs de suintement simulées, elles semblent pouvoir être négligées.

Nous avons de plus montré que l'utilisation d'un modèle de type « saturé » dans ce genre de système se heurte au problème de la détermination de la porosité de drainage. Nous avons mis en œuvre une fonction originale liant la porosité de drainage à la vitesse de fluctuation du niveau d'eau libre aval dans le ru. Cette dernière variable a alors été considérée comme un indicateur de la dynamique du système. Cette correction a sensiblement amélioré la qualité des simulations.

Enfin, nous avons étudié l'influence de la prise en compte de la condition aval selon différents pas de temps. A partir d'une certaine distance au réseau, c'est le niveau moyen d'eau libre dans le ru qui contrôle la capacité de drainage du système. Ce résultat permet d'envisager (et de justifier) l'utilisation de modèles de nappe encore plus simples que SIDRA 2+.

III. Limites identifiées du travail. Perspectives.

A l'issue de ce travail, il convient de revenir sur ses limites, que nous avons tenté d'identifier tout au long de ce mémoire. Ces limites sont de plusieurs ordres : théoriques, expérimentales et pratiques. Elles constituent autant de perspectives de travail. Nous allons en évoquer les principales.

- ✓ Sur le plan théorique, nous n'avons abordé que très partiellement la question du transfert d'eau dans la zone non-saturée au-dessus de la nappe en régime transitoire. Afin de généraliser les conclusions établies en régime permanent, il conviendra de s'inspirer des résultats acquis ici et de ceux de la littérature récente (Hinz, 1998), pour évaluer, à l'échelle du système drainant, les conséquences d'une fluctuation du toit de la nappe et/ou d'une recharge pluviométrique

intermittente sur les conditions d'écoulement dans la zone non-saturée. Ce travail pourra être mené à partir des codes numériques existants, mais il devra être utilement complété par une étude expérimentale. Nous avons d'ailleurs en projet d'utiliser le modèle physique MASHyNS dans ce sens, à partir d'expériences de traçage et d'un suivi tensiométrique associé.

- ✓ Le travail mené sur le problème du suintement a essentiellement été réalisé en considérant le sol homogène et isotrope. Nous n'avons abordé que rapidement la question de l'anisotropie à l'échelle du système, et complètement ignoré les conséquences d'une anisotropie ou d'une hétérogénéité plus locale (en bordure du réseau). Des simulations complémentaires sont donc à prévoir. De même, un suivi expérimental plus lourd sur le terrain devrait être envisagé pour valider les résultats théoriques.
- ✓ En matière de modélisation, la question de la prise en compte d'une porosité de drainage variable n'a été que partiellement traitée. Nous avons à plusieurs reprises signalé les limites de formulations simples, un travail plus exhaustif peut être envisagé dans ce sens. Néanmoins, nous avons insisté sur le fait que ce problème ne pouvait fondamentalement pas être résolu, dans la mesure où il reste, en tout état de cause, fondé sur une conceptualisation simplifiée du fonctionnement de la nappe dans le sol. Nous fondons plus d'espoirs sur une approche qui s'appuierait sur une simplification du comportement de la zone non-saturée à proximité de la saturation, à partir de l'équation de Richards. Cette direction de travail permettrait de s'affranchir des hypothèses très restrictives des modèles de type « saturé » concernant la prise en compte de la recharge et des transferts horizontaux dans la zone non-saturée.
- ✓ La question de la modélisation de l'affleurement et du ruissellement induit reste en grande partie posée. Un couplage entre le modèle de nappe et un modèle de transfert d'eau en surface doit être envisagé en priorité. Cela doit de plus être associé à un suivi expérimental adapté sur le terrain afin de pouvoir valider l'ordre de grandeur des flux simulés.
- ✓ Le modèle SIDRA 2+ n'a pu être appliqué qu'au fonctionnement hivernal de la zone humide du bassin du Ru de Cétrais, son mode de gestion de la zone non-saturée étant trop sommaire pour rendre compte des autres périodes de l'année. Nous pouvons envisager de coupler le modèle avec un outil permettant d'évaluer simplement le bilan hydrique de la zone non-saturée à l'échelle de toute l'année et de détecter ainsi les périodes où SIDRA 2+ peut fonctionner « seul ». Une telle démarche est actuellement envisagée avec le module de bilan hydrique du

modèle STICS (Brisson et al., 1998) qui prend en compte, entre autre, le fonctionnement du couvert végétal et le prélèvement racinaire (et donc l'ETR).

- ✓ Enfin, bien qu'ayant évoqué à plusieurs reprises les apports possibles par les versants, nous n'avons pas réellement mené de travail spécifique dans ce sens. En effet, dans le cas de la zone humide du Ru de Cétrais cela n'est pas apparu comme essentiel. Une étude de sensibilité sur le calage resterait néanmoins à faire. Elle devrait être là encore associée à un suivi expérimental adapté afin de pouvoir valider les simulations. Plus généralement, il serait intéressant de pouvoir appliquer notre modèle à d'autres zones de fond de vallée pour lesquelles les apports de versant sont notoirement déterminants (par exemple sur le BV du Naizin, (Molénat, 1999)).

IV. Réflexions opérationnelles.

Les principaux résultats acquis dans le cadre de ce travail ne se limitent pas à une contribution théorique sur le fonctionnement des nappes superficielles de fond de vallées. Nous pensons qu'un certain nombre de considérations pratiques peut en être tiré.

- ✓ Le caractère « humide » des zones de fond de vallées est avant tout saisonnier, contrairement à la plupart des grands systèmes humides recensés dans les inventaires nationaux. Ce sont donc des zones qui échappent presque automatiquement aux inventaires du fait même de leurs caractères diffus et temporaire. Leur importance n'en demeure pas moins réelle, car c'est à l'échelle des bassins versants amonts que se constitue principalement la qualité de l'eau et ces infrastructures ont un rôle « tampon » amplement reconnu. Cela signifie aussi que les critères de définition (et de délimitation) généralement retenus pour l'ensemble des systèmes humides ne sont pas forcément adaptés. Durand et al. (2000, Cf. article en annexe) préconisent une démarche progressive fondée sur les concepts de « zone humide potentielle », « effective » et « efficace ». Si des outils comme TOPMODEL permettent de déterminer assez simplement les contours des zones humides « potentielles », leur caractère « effectif » doit faire l'objet d'une modélisation de leur fonctionnement hydraulique interne. Le modèle SIDRA 2+ peut dans ce contexte jouer le rôle de modèle de « référence ». Il peut en effet permettre de simuler plusieurs cycles hivernaux, selon différents scénarios climatiques et prendre en compte les éventuelles

modifications du réseau de surface. Cette démarche est déjà largement employée aux USA avec le modèle DRAINMOD (Skaggs et al., 1995) qui est fondé *grosso modo* sur les mêmes classes d'hypothèses.

- ✓ Les pratiques de drainage et d'assainissement agricole sont suspectées d'être à l'origine de la disparition de nombreux systèmes humides. Si dans certaines situations le doute n'est effectivement pas permis, la question particulière de l'impact de l'approfondissement du réseau de surface au sein d'une zone humide de fond de vallée mérite d'être examinée avec précaution. Tout d'abord, nous avons montré que la capacité de drainage du réseau de surface était surtout contrôlée par le niveau moyen d'eau libre. Sur le bassin du Ru de Cétrais, malgré un émissaire présentant un gabarit important (1.7 m de profondeur pour 3 m de large), nous avons vu que la distance d'influence du ru n'était que de l'ordre de 15 m, la partie amont de la zone humide étant *a priori* peu sensible aux fluctuations du niveau d'eau libre. C'est ainsi bien plus le tirant d'eau moyen dans l'émissaire de surface qui doit faire l'objet d'une attention particulière, voire d'un mode gestion spécifique afin de garantir le caractère « humide » de la zone sur la majeure partie du système. Cette gestion du tirant d'eau dans le réseau de surface peut être envisagée par l'implantation, à des endroits stratégiques, d'ouvrages de régulation relativement simples tels que des seuils ou de courts passages busés à diamètre réduit. Le modèle SIDRA 2+ doit alors permettre d'évaluer les conséquences sur la nappe superficielle d'une modification de la dynamique du niveau d'eau libre. En revanche, les conséquences de l'implantation de tels ouvrages sur le fonctionnement global du réseau (débordements p.e.) doivent faire l'objet d'une modélisation spécifique à partir d'outils d'hydraulique à surface libre. Ce travail est d'ores et déjà engagé au sein de l'Unité de Recherche DEAN* (Nédélec et al., 1998 ; Helmer, 2001).
- ✓ Enfin, notre travail a permis de préciser l'importance de certains mécanismes dans les transferts d'eau à proximité immédiate du réseau hydrographique (recharge de la nappe, fluctuations rapides du toit de la nappe, contrôle aval, suintement...). Ces résultats peuvent être utiles pour évaluer l'efficacité d'aménagements tels que les bandes enherbées dont l'objectif est de piéger les écoulements de surface et de favoriser la rétention / dégradation de produits polluants en bordure du réseau. En effet, les critères de dimensionnement de telles infrastructures sont le plus souvent empiriques (Gril et al., 1997) et ne prennent que très

* Unité de Recherche « Ouvrages pour le Drainage et l'Etanchéité », Cemagref, Groupement d'Antony.

grossièrement en compte le fonctionnement hydrique du sol. Là encore, une modélisation adaptée intégrant la nappe et les interactions avec le réseau de surface doit permettre d'établir des scénarios de « référence » et d'évaluer ainsi l'efficacité de tels aménagements.

Plus généralement, une meilleure connaissance des transferts d'eau, et de la variabilité à la fois spatiale et temporelle des conditions hydriques dans le sol à proximité du réseau hydrographique doit servir de base à une meilleure description de processus bio-géochimiques se déroulant dans la zone dite hyporhéique. Des travaux récents ont en effet montré toute l'importance de cette zone dans la constitution de la qualité des eaux de surface. En particulier, des temps de résidence courts ainsi que des conditions d'oxygénation favorisées par le battement rapide de la nappe ont un effet limitant sur les processus de dénitrification (Grimaldi et Chaplot, 2000). Les résultats et outils développés dans ce mémoire devraient ainsi permettre de mieux caractériser le fonctionnement hydrique de ces zones et d'évaluer les conséquences de stratégies de gestion hydraulique des systèmes humides ripariens sur l'évolution des conditions rédox dans le profil de sol.

Bibliographie

- ABBOTT M., BARTHURST J., CUNGE J., O'CONNEL P., RASMUSSEN J., 1986, "An introduction to the European Hydrological System – Système hydrologique Européen "SHE". 1 : history and philosophy of a physically based distributed modeling system.", J. Hydrol., 87, 45-59.
- ABDUL A.S., GILLHAM R.W., 1984, "Laboratory studies of the effects of the capillary fringe on streamflow generation". Water Resour. Res., 20, 691-708.
- ABDUL A.S., GILLHAM R.W., 1989, "Field studies of the effects of the capillary fringe on streamflow generation", J. Hydrol., 112, 1-18.
- AMBROISE B., BEVEN K., FREER J., 1996, "Toward a generalization of the TOPMODEL concepts : topographic indices of hydrological similarity. Water Resour. Res., 32 (7), 2135-2145.
- ARLOT M. P., 1999. "Nitrates dans les eaux : drainage acteur, drainage témoin ? Les enseignements d'une approche hydrologique et hydraulique ". Thèse de Doctorat de l'Université Paris VI. Cemagref. 446 p. + annexes.
- ARMSTRONG A., 2000. "DITCH : a model to simulate field conditions in response to ditch levels managed for environmental aims". Agriculture, Ecosystems and Environment, 77, 179-192.
- BAIZE D., GIRARD M. C., 1996. "Référentiel Pédologique 1995 ". INRA Editions, Versailles. 332 p.
- BARNAUD G., 2000. "Chapitre 3 : Identifier et caractériser les zones humides : une variété de points de vues". In : "Fonctions et valeurs des zones humides" (Eds. : Fustec E., Lefeuvre J. C.), DUNOD, Paris. 39-59
- BEASLEY D.B., HUGGINS L.F., MONKE E.J., 1980, "ANSWERS : a model for watershed planning". Trans. of the ASAE, 23, 938-944.
- BECKERS J., FRIND E.O., 2000. "Simulating groundwater flow and runoff for the Oro Moraine aquifer system. Part I. Model formulation and conceptual analysis". J. Hydrol., 229, 265-280.
- BERNARDI D., HECHT F., PIRONNEAU O., OHTSUKA K., 2000. "FREEFEM +, Tutorial".
- BERTHE N., 2000. "Résolution numérique de l'équation de Laplace". Mémoire de DESS (Math. Appli.). Univ. PARIS VI / Cemagref DEAN.
- BEVEN K., KIRKBY M.J., 1979, "A physically based, variable contributing area model of catchment hydrology", Hydrol. Sci., 24, 43-69.
- BEVEN K., 1989, "Changing ideas in Hydrology ; the case of physically-based models", J.Hydrol., 105, 157-172.
- BEVEN K., 1991a, "Infiltration, soil moisture, and unsaturated flow", in "Recent advances in the modeling of hydrologic systems", Kluwer Academic Publishers, D.S Bowles and P.E O'Connell (eds.), 137-151.

- BEVEN K., 1991b, "Scale considerations", in "Recent advances in the modeling of hydrologic systems", Kluwer Academic Publishers, D. S. Bowles and P. E. O'Connell (eds.), 357-371.
- BHATTACHARYA A. K., BROUGHTON R. S., 1979. "Variable drainable porosity in drainage design ". J. Irr. Drain. Div. ASCE, 105 (IR1), 71-85.
- BOUARFA S., 1995, "Drainage en périmètre irrigué. Prise en compte de l'évaporation dans la modélisation saturée du drainage". Thèse de Doctorat de l'Université Louis Pasteur de Strasbourg. 232 p. et annexes.
- BOUARFA S., ZIMMER D., 2000. « Water-table shapes and drain flow rates in shallow drainage systems ». J. Hydrol., 235, 264-275.
- BOUFADEL M. C., SUIDAN M. T., VENOSA A. D., BOWERS M. T., 1999. "Steady seepage in trenches and dams : effect of capillary flow". J. Hydraul. Eng., 125 (3) 286-294.
- BOUSSINESQ J., 1904. « Recherches théoriques sur l'écoulement des nappes infiltrées dans le sol ; compléments ». Journal de mathématiques pures et appliquées, 10 (1), 5-78 et 10 (4), 63-394.
- BOUWER H., 1959. « Theoretical aspects of flow above the water-table in tile drainage of shallow homogeneous soils ». Soil Sci. Soc. Am. Proc., 260-263.
- BRAHIC N., 2001. "Transferts couplés zone saturée - zone non saturée – atmosphère ». Thèse de Doctorat. INA-PG / Cemagref.
- BRAESTER C., 1973. « Moisture variation at the soil surface and the advance of the wetting front during infiltration at constant flux ». Water Resour. Res., 9, 687-694.
- BRISSON N., MARY B., RIPOCHE D. et al., 1998. « STICS : a generic model for the simulation of crops and their water and nitrogen balances. 1. Theory and parameterization applied to wheat and corn ». Agronomie, 8, 311-346.
- BURT T.P., 1997, "The hydrological role of floodplains within the drainage bassin system", in " Buffer zones : their processes and potential in water protection. Proceedings of the International Conference on Buffer Zones, Sept. 1996.", Haycock, Burt, Goulding, Pinay (Eds.), Quest Environmental (UK), 21-32
- CALVER A., WOOD W.L., 1984, "The Institute of Hydrology Distributed Model (IHDM)", In : Singh V. (Ed.) "Computer models of Watershed Hydrology". 595-626
- CAPPUS P., 1960, "Etude des lois de l'écoulement. Application au calcul et à la prévision de débits. Bassin expérimental de l'Alrance". La Houille Blanche, Juillet -Août 1960, A, 493-520.
- CARLUER N., 1998, "Vers une modélisation hydrologique adaptée à l'évaluation des pollutions diffuses : prise en compte du réseau anthropique. Application au bassin versant de Naizin (Morbihan)". Thèse de Doctorat de l'Université Paris VI. 400 p.
- CAUBEL V., 2001. " Influence de la haie de ceinture du fond de vallée sur les transferts d'eau et de nitrates". Thèse de Doctorat. ENSAR / INRA. 151 + annexes.

CHABOT R., 2001. "Influence des prélèvements racinaires sur le fonctionnement hydraulique du drainage- Application à une culture de canne à sucre irriguée ». Thèse de Doctorat. INA-PG / Cemagref.

CHAUMOND N., 1997. "Détermination des risques de pollution par les nitrates et les phytosanitaires dans le bassin versant de Cétrais. Propositions d'aménagements ". Mémoire de fin d'études. ENSAR / INRA / CA 44.

CHILDS E. C., 1945. "The water-table, equipotentials and streamlines in drained land: III". *Soil Sci.* 59, 405-415.

CHILDS E. C., 1960. "The non steady state of the water-table in drained land". *J. Geophy. Res.*, 65 (2), 780-782.

CHILDS E. C., POULOVASSILIS A., 1962. "The moisture profile above a moving water-table". *J. Soil Sci.*, 13 (2), 271-285.

CLEMENT T.P., WISE W. R., MOLZ, F. J., 1994. "A physically based, two-dimensional, finite-difference algorithm for modeling variably saturated flow". *J. Hydrol.*, 161, 71-80.

CLEMENT T. P., WISE, W. R., MOLZ F. J., WEN M., 1996. "A comparison of modeling approaches for steady-state unconfined flow". *J. Hydrol.*, 181, 189-209.

CIRMO C.P., McDONNELL J.J., 1997, "Linking the hydrologic and biogeochemical controls of nitrogen transport in near-stream zones of temperate-forested catchments: a review". *J. Hydrol.*, 199, 88-120.

CORREL D.L., 1997, "Buffer zones and water quality protection : general principles", in " Buffer zones : their processes and potential in water protection. Proceedings of the International Conference on Buffer Zones, Sept. 1996.", Haycock, Burt, Goulding, Pinay (Eds.), Quest Environmental (UK), 7-20.

CREBAS J.I, GILDING B.H., WESSELING J.W., 1984, "Coupling of groundwater and open-channel flow". *J. Hydrol.*, 72, 307-330.

DELAJON D., 1998. " Bassin de Nozay : approche hydrologique quantitative". Mémoire de DEA de Géographie. Univ. d'Angers, labo des Sciences de l'environnement et de l'aménagement / Cemagref DEAN.

DERE C., 2000. "Détermination de la position de la surface libre d'une nappe superficielle drainée par un fossé à paroi verticale : étude expérimentale du phénomène de suintement". Mémoire de DEA HHGG, Univ. Paris VI / Cemagref DEAN.

Di PIETRO L., GERMANN, P., 2000. " Evaluation of the kinematic wave approximation to describe soil-water preferential flow ". *Soil Sci. Soc. Am. J.*, Special publication.

DUNCAN P. et al., 1999. "Long term changes in aspects of the structure and functioning of an internationally important wetland, the Marais Poitevin, France, and their effects on the guild of dabbling ducks (Anas) in winter". *Journal of Applied Ecology*, 36, 11-23.

DUNNE T., BLACK R.D., 1970, "Partial area contributions to storm runoff in a small New England Watershed", *Water Resour. Res.*, 7, 1160-1172.

DURAND P., GASCUEL-ODOUX C., KAO C., MEROT P., 2000. "Une typologie hydrologique des petites zones humides ripariennes". *Etude et Gestion des Sols*, 7 (3), 207-218.

EDIJATNO, NASCIMENTO N., YANG X., MAKHLOUF Z., MICHEL C., 1999, « GR3J: a daily watershed model with three free parameters », *Hydrological sciences journal*, 44 (2), 263-277.

ENGELUND F., 1951. "Mathematical discussion of drainage problems". *Trans. Danish Acad. Techn. Sci.*, 3, 5-61.

ERNST L., 1993, "Assainissement agricole et drainage des zones humides". DESS de Géographie, Université Paris VII – Cemagref. 120p. + annexes.

ESNEAULT S., 1998. "Utilisation des outils géophysiques pour une aide à l'analyse structurale des sols". Mémoire de DESS Environnement, Sol, Eaux continentales et marines. Univ. de Rouen / INRA / ENSAR / LCPC Nantes.

FANDOS M., 1984. "Rapport Pédologique. Secteur de Référence Drainage de Guemené Pen Fao". ONIC / INRA / Cemagref DEAN / Ministère de l'Agriculture.

FREEZE R.A., 1972a, "Role of subsurface flow in generating surface runoff, 1. Base flow contributions to channel flow", *Water Resour. Res.*, 8 (3), 609-623.

FREEZE R.A., 1972b, "Role of subsurface flow in generating surface runoff, 2. Upstream source areas", *Water Resour. Res.*, 8 (5), 1272-1283.

GILLHAM R.W., 1984, "The capillary fringe and its effect on water-table", *J. Hydrol.*, 67, 307-324.

GIRAUD F., 1992, "Modélisation hydrologique d'une zone humide agricole : perspectives pour l'étude du transport d'azote et de phosphore dans le réseau hydraulique. Cas du Marais de la Moëze, Charente Maritime". Thèse de doctorat. MNHN, Univ. Rennes 1. 224 p et annexes.

GOLD A.J., KELLOG D.Q., 1997, "Modelling internal processes of riparian buffer zones", in "Buffer zones : their processes and potential in water protection. Proceedings of the International Conference on Buffer Zones, Sept. 1996.", Haycock, Burt, Goulding, Pinay (Eds.), Quest Environmental (UK), 192-207.

GRESILLON J-M., 1994, "Contribution à l'étude de la formation des écoulements de crue sur les petits bassins versants. Approches numériques et expérimentales à différentes échelles", Diplôme d'Habilitation à Diriger des Recherches, Université Joseph Fourier de Grenoble. 158 p.

GRIL J. J., REAL B., PATTY L., FAGOT M., PERRET I., 1997. "Grassed buffer zones to limit contamination of surface waters by pesticides: research and action in France". In : "Buffer zones : their processes and potential in water protection. Proceedings of the International Conference on Buffer Zones, Sept. 1996.", Haycock, Burt, Goulding, Pinay (Eds.), Quest Environmental (UK), 70-73

GRIMALDI C., CHAPLOT V., 2000. "Nitrate depletion during within-stream transport: effects of exchange processes between streamwater, the hyporheic and riparian zones". *Water, Air and Soil Pollution*, 124, 95-112.

GUIRINSKY N. K., 1946. "Le potentiel complexe d'un courant à surface libre dans une couche relativement mince pour $k = f(z)$ ". C.R. Acad. Sci. URSS, 51 (5), 341-342.

GUYON G., 1964. "La mesure de la perméabilité par les méthodes des piézomètres en vue du calcul des dimensions du drainage". Science du sol, 2^{ème} semestre, 97-108.

GUYON G., 1976, "Détermination de la porosité de drainage sur le terrain". Bulletin International de la CIID, 25, 112-117.

HAVERKAMP R., ZAMMIT C., BOURAOU F., 1997. "Grizzly Soil Data Base". LTHE Laboratory, Grenoble, France.

HAYCOCK N.E., BURT T.P., GOULDING K.W.T, PINAY G., 1997, "Buffer zones : their processes and potential in water protection. Proceedings of the International Conference on Buffer Zones, Sept. 1996.", Haycock, Burt, Goulding, Pinay (Eds.), Quest Environmental (UK), 322 p..

HELMER J-M., 2001. « Analyse expérimentale et simulateur du concept de ralentissement dynamique à l'échelle d'un bassin versant drainé ». Mémoire de fin d'études ENGESS. Cemagref DEAN. 67 p.

HINZ C., 1998. "Analysis of unsaturated/saturated water flow near a fluctuating water-table". J. Contam. Hydrol., 33, 59-80.

HORTON R.E., 1933, "The role of infiltration in the hydrologic cycle", Trans. Am. Geophys. Union, 14, 446-460.

HUGGINS L.F., BURNEY R.J., 1982, "Surface runoff, storage and routing", in "Hydrologic modeling of small watersheds", Haan, Johnson, Brakensiek (eds.), ASAE, 169-225.

JARRIN N., 2001. "Modélisation des nappes superficielles soumises à un processus de drainage : régime permanent et transitoire". Mémoire de Stage ENPC. CERMICS / Cemagref DEAN.

JAYATILAKA C.J., GILLHAM R.W., 1996, "A deterministic-empirical model of the effect of capillary-fringe on near-stream area runoff. 1. Description of the model", J. Hydrol., 184, 299-315.

JAYATILAKA C.J., GILLHAM R.W., BLOWES D.W., NATHAN R.J., 1996, "A deterministic-empirical model of the effect of capillary-fringe on near-stream area runoff. 2. Testing and application". J. Hydrol., 184, 317-336.

JOHNSTON C.A., 1991, "Sediment and nutrient retention by freshwater wetlands: effects on surface water quality". Critical reviews in Environmental Control, 21(5, 6), 491-565.

KACIMOV, A. R., 2000. "Comment on the paper "An analytical solution for design of bi-level drainage systems" by A.K. Verma, S. K. Gupta, K. K. Singh, H. S. Chauman". Agr. Water Manage., 46, 193-200.

KAO C., SASSUS F., 1993. "Amélioration de la connaissance du cycle de l'azote : synthèse sur l'importance et la localisation de la dénitrification". Rapport TGE. ENGREF / Cemagref.

KAO C., NEDELEC Y., ZIMMER D., 1998, « Surface runoff mechanisms and modeling in subsurface drained fields », Proceedings of the 7th international drainage symposium « Drainage in the 21st century : food production and the environment », Orlando, USA, 8-10 March 1998, ASAE vol 7, 258-266

KAO C., BOUARFA S., ZIMMER D., 2001. "Steady state analysis of unsaturated flow above a shallow water-table aquifer drained by ditches". J. Hydrol, 250, 122-133.

KAUARK LEITE L.A, 1990, "Réflexions sur l'utilité des modèles mathématiques dans la gestion de la pollution diffuse d'origine agricole", Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, "Sciences et Techniques de l'Environnement", 340 pages + annexes.

KIRKHAM D., 1949. "Flow of ponded water into drain tubes in soil overlying an impervious layer". Am. Geophys. Union Trans., 30 (3), 369-985.

LAGACHERIE P., 1987, "Carte de France de l'hydromorphie à l'échelle des petites régions naturelles. Notice explicative". Ministère de l'Agriculture – ONIC – Cemagref – INRA. Opération Secteurs de référence drainage. 16 p + annexes et cartes.

LEDOYEN L., 2000. "Evaluation métrologique d'une maquette de recherche sur l'hydraulique du drainage". Rapport de fin d'études, DUT Mesures Physiques, option MCPC. IUT Créteil Paris XII / Cemagref DEAN.

LEFEUVRE J. C., FUSTEC E., BARNAUD G., 2000. "Chapitre 1 : De l'élimination à la reconquête des zones humides". In : "Fonctions et valeurs des zones humides" (Eds. : Fustec E., Lefevre J. C.), DUNOD, Paris. 1-16.

LE FORNER S., 2001. "Modélisation hydrologique des échanges surface-souterrain avec réseau de fossés en milieu agricole méditerranéen ». Thèse de Doctorat. Univ. Montpellier II / INRA.

LEHMAN P., STAUFFER F. HINZ C., DURY O., FLUHLER H., 1998. "Effect of hysteresis on water flow in a sand column with a fluctuating capillary fringe". J. Contam. Hydrol., 33, 81-100.

LEMAIRE, G. et J. SALETTE. 1984. « Relation entre dynamique de croissance et dynamique de prélèvement d'azote pour un peuplement de graminées fourragères. 1. Etude de l'effet du milieu ». Agronomie, 4 (5), 423-430.

LESAFFRE B., 1988, "Fonctionnement hydrologique et hydraulique du drainage souterrain des sols temporairement engorgés", Thèse de l'Université Paris VI, 334p.

LESAFFRE B., ZIMMER D., 1988. "Subsurface drainage peak flows in shallow soils". J. Irr. Drain. Eng., 114 (3), 387-406.

LESAFFRE B., ARLOT M.P., 1991, "Maîtrise de l'excès d'eau dans les sols et effets sur l'environnement : impacts du drainage sur le milieu", Salon H2O Grenoble, 28 mars 1991, 30p.

LORRE E., LESAFFRE B., 1994, "Subsurface drainage simulation models : a world-wide survey". ICID Bulletin, 43 (1), 53-78

MALVEZIN C., 1998. "Analyse expérimentale des gammes de conductivité hydraulique dans une zone de bas fond hydromorphe". Mémoire d'étude. INA-PG / Cemagref DEAN.

de MARSILY G., 1981, "Hydrogéologie quantitative". Masson, Paris.

de MARSILY G., 1993, "Les différentes approches pour l'élaboration d'un modèle", in "Comptes Rendus du séminaire Eaux –Environnement n° 3, Modélisation du comportement des polluants dans les hydrosystèmes, Mars 1993", Ministère de la recherche, 9-23.

de MARSILY G., 1994, "Hydrogéologie : comprendre et estimer les écoulements souterrains et le transport des polluants". Support de Cours, ENSMP. 237 p + annexes.

McCARTHY E. J., SKAGGS R. W., 1991. "A simplified model for predicting drainage rates for changing boundary conditions". Trans. ASAE, 34 (2), 443-448.

McDONNELL J.J., BUTTLE J.M., 1998, "Comment on "A deterministic-empirical model of the effect of capillary-fringe on near-stream area runoff. 1. Description of the model" by Jayatilaka and Gillham", J. Hydrol., 207, 280-285.

MEIN R. G., LARSON C. L., 1973. "Modeling infiltration during a steady rain". Water Resour. Res., 9, 384-394.

MEROT P., 1988, "Les zones de sources à surface variable et la question de leur localisation", Hydrol. cont., 3, 105-115.

MEROT P., DURAND P., 1997, "Modelling the interaction between buffer zones and the catchment", in "Buffer zones : their processes and potential in water protection. Proceedings of the International Conference on Buffer Zones, Sept. 1996.", Haycock, Burt, Goulding, Pinay (Eds.), Quest Environmental (UK), 208-217

MEROT P., et al., 2000. "TY-FON : Typologie fonctionnelle des zones humides de fonds de vallée en vue de la régulation de la pollution diffuse". Rapport de synthèse final. PNRZH.

MOLENAT J., 1999, "Rôle de la nappe sur les transferts d'eau et de nitrates dans un bassin versant agricole. Etude expérimentale et modélisation". Thèse de Doctorat, Université de Rennes 1. 249 p. + annexes.

MONTGOMERY D.R., DIETRICH W.E., 1995, "Hydrologic processes in a lower-gradient source area". Water Resour. Res., 31 (1), 1-10.

MUSKAT M., 1946. "The flow of homogeneous fluids through porous media". J.W. Edwards, Inc. (Publ.), Ann Arbor, MI. 721 p. + annexes.

NASH J. E., SUTCLIFFE J. V., 1970. " River flow forecasting through conceptual models ". J. Hydrol., 10 (3), 282-290.

NEDELEC Y., ZIMMER D., CHAUMONT C., PORCHERON M. D., 1998. " Dynamic flood control along arterial drainage networks, a case study ". Proceedings of the first inter-regional Conference : Water and the environment, innovative issues in irrigation and drainage. Lisbonne, Portugal, 16-18 sept. 1998. Pereira L. S and Gowing J. W (Eds). E & FN Spon (Publ., London and New York). ICID-CIID. 356-365.

NEDELEC Y., 1999. "Activités rurales et inondations : connaissances et bonnes pratiques". Nedelec Y. (Coord.), Cemagref Editions, 141 p.

NIELSEN P., 1990. "Tidal dynamics of the water table in beaches". *Water Resour. Res.*, 26 (9), 2127-2134.

NOVAKOWSKI K.S., GILLHAM R.W., 1988, "Field investigations of the nature of water-table response to precipitation in shallow water-table environments". *J. Hydrol.*, 97, 23-32.

PARIS T., 2001. "Détermination expérimentale des propriétés hydrodynamiques au voisinage de la saturation : incidence sur le fonctionnement hydrique d'un sol à nappe superficielle". Mémoire de DEA HHGG. Univ. Paris VI – Cemagref DEAN. 47 p. + annexes.

PEARCE A.J., STEWART M.K., SKLASH M.G., 1986, "Storm runoff generation in humid headwater catchments. 1. Where does water come from ?". *Water Resour. Res.*, 22 (8), 1263-1272.

PERROCHET P., MUSY A., 1992. "A simple formula to calculate the width of hydrological buffer zones between drained agricultural plots and nature reserve areas". *Irrig. Drain. Systems*, 6, 69-81.

PHILIP J. R., 1973. "Periodic nonlinear diffusion : an integral relation and its physical consequences ". *Aust. J. Phys.*, 26, 513-519.

PILGRIM D. H., 1983, "Some problems in transferring hydrological relationship between small and large drainage basins and between regions", *J. Hydrol.*, 65, 49-72

PINAY G., BIDOIS J., CLEMENT J. C., DURAND P., REGIMBEAU C., TROCCAZ O., 2000, "Zones humides ripariennes et régulation des flux d'azote", in "TY-FON : typologie fonctionnelle des zones humides de fonds de vallée en vue de la régulation de la pollution diffuse. Rapport de synthèse final", Merot P. (Coord.), PNRZH, 43-50.

POIRSON M., 2001. "Modèle numérique d'interaction entre une rivière en écoulement permanent et une nappe de proximité en écoulement saturé transitoire". Note interne 29 p. Cemagref, DEAN.

POLUBARINOVA-KOCHINA P. Ya., 1962. "Theory of ground water movement". Princeton University Press, Princeton, N. J.

RAATS P. A. C., GARDNER W. R., 1974. "Movement of water in unsaturated zone near a water-table". In: Van Schilfgaarde, J. (Ed.), *Drainage for Agriculture*, Agronomy Series 17. Am. Soc. Agron., Madison, WI, pp 311-357.

RAGAN R.M., 1968, "An experimental investigation of partial area contributions", *IAHS Publ.*, 76, 241-249.

RICHARDS L. A., 1931. "Capillary conduction of liquids through porous mediums ". *Physics*, 1, 318-333.

de RIDDER N. A., ZIJLSTRA, G., 1994. "Chapter 9 : Seepage and groundwater flow". In Ritzema H.P. (Ed.) "Drainage principles and applications". ILRI Publ. 16 (2nd edition). Wageningen, The Netherlands. 1125 p

RITZEMA H.P. (Ed.), 1994. "Drainage principles and applications". ILRI Publ. 16 (2nd edition). Wageningen, The Netherlands. 1125 p.

- ROMANO C. G., FRIND E. O., RUDOLPF D. L., 1999. "Significance of unsaturated flow and seepage faces in the simulation of steady-state subsurface flow". *Ground Water*, 37, 625-632.
- ROSS P. J., PARLANGE J. Y., 1994. « Comparing exact and numerical solutions of Richards' equation for one-dimensional infiltration and drainage ». *Soil Sci.*, 157, 341-344.
- SALEM H. E., SKAGGS R. W., 1998. "Predicting drainage rates under varying water table conditions". *Proceedings of the 7th international drainage symposium « Drainage in the 21st century : food production and the environment »*, Orlando, USA, 8-10 March 1998, ASAE vol 7, 168-175.
- SCHNEEBELI G., 1966. "Hydraulique souterraine". *Collection du Centre de recherches et d'essais de Chatou. Eyrolles (Publ.)*, Paris. 357 p.
- SHAMSAI A., NARASIMHAN T. N., 1991. "A numerical investigation of free surface-seepage face relationship under steady state flow conditions". *Water Resour. Res.*, 27 (3), 409-421.
- SIMUNEK J. T., VOGEL T., Van GENUCHTEN M. Th., 1996. « HYDRUS-2D, Simulating water flow and solute transport in two-dimensional variably saturated media. Version 1.0 ». U.S Salinity Laboratory USDA/ARS, Riverside, CA. and IGWMC-TPS 53. Golden, Colorado School of Mines.
- SKAGGS R. W., TANG Y. K., 1976. « Saturated and unsaturated flow to parallel drains ». *Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE* 102 (IR2), 221-237.
- SKAGGS R.W., KHALEEL R., 1982, "Infiltration" in "Hydrologic modeling of small watersheds", Haan, Johnson, Brakensiek (eds.), ASAE.
- SKAGGS R.W., HUNT W.F., CHESCHEIR G.M., AMATYA D.M., 1995, "Reference simulations for evaluating wetland hydrology", in "Proceedings of the international symposium on Versality of wetlands in the agricultural landscape", Campbell (Ed.), ASAE, 1 – 10.
- SKAGGS R. W., 1999. « Drainage Simulation Models ». In: Skaggs, R. W., van Schilfgaarde, J. (Eds.), *Agricultural Drainage, Agronomy Series 38*. Am. Soc. Agron., Madison, WI, pp 469-500.
- SKLASH M.G., FARVOLDEN R. N., 1979, "The role of groundwater in storm runoff". *J. Hydrol.*, 43, 45-65.
- SMITH R. I., WOOLISHER D. A., 1971. "Overland flow on an infiltrating surface ". *Water Resour. Res.*, 7, 899-913.
- SOUTTER M., MUSY A., 1993 a. "Impacts du drainage sur l'environnement : dimensionnement de zones tampons hydrologiques". *C. R. Acad. Agric. Fr.*, 79 (7), 103-113.
- SOUTTER M., MUSY A., 1993 b. "Evaluating the width of hydrological buffer zones between drained agricultural land and nature reserve areas". *Irrig. Drain. Systems*, 7, 151-160.
- STEWART M.D., BATES P.D., ANDERSON M.G., PRICE D.A., BURT T.P., 1999, "Modelling floods in hydrologically complex lowland river reaches". *J. Hydrol.*, 223, 85-106.

TANG S., 1999. "Automatisation du pilotage d'une maquette de recherche sur l'hydraulique du drainage". Mémoire d'Ingénieur-Maître (Génie électrique et informatique industrielle). IUP Cachan /. Cemagref DEAN.

TAYLOR G. S., 1960. "Drainable porosity evaluation from outflow measurements and its use in drawdown equations". *Soil Sci.*, 90, 338-343.

TCHARNY I. A., 1951. "Démonstration rigoureuse de la formule de Dupuit pour un écoulement à surface libre avec surface de suintement". *C. R. Acad. Sci. URSS*, 79 (6), 14p.

TROCH P.A., de TROCH F.P., BRUTSAERT W., 1993, "Effective water table depth to describe initial conditions prior to storm rainfall in humid regions". *Water Resour. Res.*, 29 (2), 427-434.

VACHAUD G., 1968. "Etude du régime transitoire de l'écoulement de l'eau pendant le drainage des nappes à surface libre. *La Houille Blanche*. *La Houille Blanche*, 5, 391-406.

Van der PLOEG R.R., HORTON R., KIRKHAM D., 1999, "Steady flow to drains and wells", in "Agricultural Drainage", Skaggs, van Schilgaarde (Eds.), ASAE – CSSA – SSSA, Madison, WI (Publ.), 213-263.

Van GENUCHTEN M. Th., 1980. "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils". *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 44, 892-898.

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". *Journal de Mécanique*, 15 (2), 307-348.

VAUCLIN M., KHANJI D., VACHAUD G., 1979. « Experimental and numerical study of a transient, two-dimensional unsaturated-saturated water-table recharge problem ». *Water Resour. Res.*, 15, 1089-1101.

VOGEL T., van GENUCHTEN M. Th., CISLEROVA M., 2001, "Effect of the shape of the soil hydraulic functions near saturation on variably-saturated flow predictions", *Adv. Water Resour.*, 24, 133-144.

WOLSACK J., 1978. "Steady state drainage in heterogeneous and anisotropic media". *Proc. of the Int. Drainage Workshop*, Wageningen, The Netherlands, ILRI, 25, 67-84.

YOUNGS E. G., 1957. "Moisture profiles during vertical infiltration". *Soil Sci.*, 84, 283-290.

YOUNGS E.G., 1960, "The drainage of liquids from porous materials", *J. Geophysical Res.*, 65, 4025-4030.

YOUNGS E.G., 1965, "Horizontal seepage through unconfined aquifers with hydraulic conductivity varying with depth", *J. Hydrol.*, 3, 283-296.

YOUNGS E.G., 1990, "An examination of computed steady-state water-table heights in unconfined aquifers: Dupuit-Forchheimer estimates and exact analytical results", *J. Hydrol.*, 119, 201-214.

YOUNGS E.G., 1999, "Non-Steady flow to drains", in "Agricultural Drainage", Skaggs, van Schilgaarde (Eds.), ASAE – CSSA – SSSA, Madison, WI (Publish.), 265-296.

ZAOUI J., 1964. "Les écoulements en milieux poreux et l'hypothèse de Dupuit". La Houille Blanche, 3, 385-388.

ZIDA M., 1998. " Structure et fonctionnement hydrique d'un système pédologique armoricain (France) : rôle de l'espace poral et de l'agencement des horizons". Thèse de Doctorat. ENSAR / INRA. 164 + annexes.

ZIMMER D., 1988, "Transferts hydriques en sol drainés par tuyaux enterrés. Compréhension des débits de pointes et essai de typologie des schémas d'écoulement", Thèse de l'Université Paris VI, 327p.

ZIMMER D., VAQUIE P. F., FREJEFOND E., LAGOUTTE M., 1995a. " Le drainage agricole après la PAC". Géomètre, 23-28.

ZIMMER D., LORRE E., LESAFFRE B., 1995b. " Parameter sensivity and field evaluation of SIDRA model ". Irr. Drain. Systems, 9, 279-296.

ZIMMER D., 2001. Mémoire en vue de l'obtention de l'Habilitation à Diriger des Recherches. Univ. Paris VI / Cemagref.

Annexes

- **Annexe Chapitre Introductif.** Reproduction de l'article :

DURAND P, GASCUEL-ODOUX C. KAO C., MEROT P., 2000. « Une typologie hydrologique des petites zones humides ripariennes », Etude et Gestion des Sols, 7 (3), 207-218.

- **Annexes Chapitre 3.**

✓ Annexe C3. A. Principales caractéristiques du suivi instrumental du modèle physique MASHyNS (Tensiométrie, Aspersion).

✓ Annexe C3. B. Incertitudes de mesures et détermination des variables et paramètres. Modèle physique MASHyNS.

- Principes du calcul d'incertitude (Méthode du GUM).
- Détermination de la position de la surface libre.
- Perméabilité verticale à saturation.
- Perméabilité horizontale à saturation.

- **Annexes Chapitre 4.**

✓ Annexe C4.A. Résultats des calages et validations du modèle SIDRA 2+ sur le Ru de Cétrais.

✓ Annexe C4. B. Analyse de sensibilité de la fonction $\mu(t)$.

Une typologie hydrologique des petites zones humides ripariennes

P. Durand⁽¹⁾, C. Gascuel-Oudou⁽¹⁾, C. Kao⁽²⁾ et P. Merot⁽¹⁾

(1) INRA, UMR Sol et Agronomie de Rennes et Quimper, 65 Route de Saint-Brieuc, 35042 Rennes CEDEX.

(2) CEMAGREF, Unité de Recherche DEAN « Ouvrages pour le Drainage et l'Étanchéité », Parc de Tourvoie, BP 44, 92163 Antony CEDEX

RÉSUMÉ

En conditions climatiques tempérées, dans des contextes géomorphologiques avec substrat à faible profondeur et faible perméabilité, à pentes modérées, la nappe est généralement proche de la surface du sol en bas de versant. Ces conditions conduisent de façon saisonnière à la présence de petites zones humides ripariennes de quelques hectares au plus. Ces zones sont insérées et dispersées au sein de paysages agricoles. Elles sont souvent oubliées des inventaires des zones humides bien qu'elles jouent un rôle important dans le contrôle de l'hydrologie et de la qualité des eaux des bassins versants. Une typologie hydrologique de ces petites zones humides est proposée ici pour accompagner la réflexion sur leur gestion raisonnée, confrontée à des objectifs parfois antagonistes de maintien de biodiversité et de lutte contre la pollution.

Cette typologie met en avant les notions de zone humide potentielle, effective et efficace. La zone humide potentielle est définie par des critères topographiques et pédo-climatiques utilisant notamment des indices topographiques. Ces indices sont facilement dérivés des bases de données topographiques et pédo-climatiques. La zone humide effective est définie par l'évaluation réelle des conditions hydriques, basées sur des observations, soit d'une humidité saisonnière moyenne, soit d'une analyse fréquentielle de la saturation des sols, soit idéalement d'une analyse des variations spatio-temporelles de la saturation des sols. L'efficacité hydrologique des zones humides peut être définie selon l'importance des fonctions de stockage de l'eau qu'elles exercent, en distinguant le stockage latéral et longitudinal. Les zones humides ont également une fonction de transfert qui fait intervenir la connectivité et les interactions entre le versant et la rivière. L'importance de ces différentes fonctions ne peut souvent être définie que par des mesures détaillées, relayées par des approches de modélisation. Quelques résultats obtenus sur de petits bassins versants ruraux sont présentés. Ils permettent de donner des ordres de grandeurs des flux. En dernière approche un croisement entre cette typologie hydrologique et les fonctions épuratrices des zones humides souvent mises en avant est proposée.

Mots clés

Hydromorphie – Aménagement – inondation – pollution diffuse.

SUMMARY

A HYDROLOGICAL TYPOLOGY OF SMALL RIPARIAN WETLANDS

In a physiographic context dominated by humid temperate conditions, gentle slopes and low permeability bedrock, the groundwater table is generally close to the soil surface in the bottom lands of the headwater catchments. This generates narrow riparian wetlands of few hectares at most. They are inserted and scattered in the agricultural landscape. They are often overlooked in wetland inventories although they affect strongly the whole catchment hydrology and water quality. A hydrological typology of these small riparian wetlands is proposed to help to design their management, which has to deal with somewhat antagonistic objectives of conservation and pollution control.

The hydrological typology proposed here points out the interest to distinguish potential, effective and efficient riparian wetlands (Table 2). Potential wetlands can be defined using topographic and pedo-climatic criteria such as a topographic index. These criteria are easily derived from DEM and soil data base. Effective riparian wetlands are defined according to actual moisture conditions and based on observed space and time variations of the waterlogging, and ideally on a frequency analysis of waterlogging. The efficiency of these wetlands in terms of flood control is assessed by three major terms: lateral and longitudinal storage capacity, and flow processes, i.e., the connectivity and interaction with the hillslope and with the stream, that vary in space and time (Table 1). This can only be achieved by detailed measurements and modelling in experimental catchments. Finally this typology correspond in a more and more precise degree of accuracy for delimiting the riparian wetlands and quantifying the hydrological processes (Table 2). Some results obtained on small rural French Brittany catchments where storage capacity and hydrological processes are quantified and linked to criteria included in the typology are presented (Table 3). Finally, the hydrological typology is crossed with other functional aspects such as biodiversity and biogeochemical reactivity (Table 4).

Key-words

Waterlogging – flood control – Water Management – non point source pollution

RESUMEN

UNA TIPOLOGÍA DE LAS PEQUEÑAS ZONAS HÚMEDAS DE LAS ORILLAS DE LOS ARROYOS

En condiciones climáticas templadas, en contextos geomorfológicos con sustratos a profundidad reducida y debil permeabilidad, con pendientes moderadas, el manto freático es generalmente cerca de la superficie del suelo en la zona baja de la vertiente. Estas condiciones son al origen temporal de pequeñas zonas húmedas de algunos hectáreas como máximo. Estas zonas están integradas y dispersadas en los paisajes agrícolas. Están a menudo olvidadas de los inventarios de las zonas húmedas aunque juegan un papel importante en el control de la hidrología y de la calidad de las aguas de las cuencas vertientes. Se propone aquí una tipología hidrológica de estas zonas húmedas para ayudar la reflexión sobre la gestión razonada, confrontada a objetivos a veces antagonistas de conservación de la biodiversidad y de lucha contra la contaminación.

Este tipología propone las nociones de zona húmeda potencial, efectiva y eficaz. La zona húmeda potencial se define por criterios topográficos y pedoclimáticos usando particularmente índices topográficos. Estos índices son fácilmente derivados de los bases de datos topográficas y pedo-climáticas. La zona húmeda efectiva se define por la evaluación real de las condiciones hídricas, basadas sobre observaciones, sea de una humedad estacional media, sea de un análisis frecuencial de la saturación de los suelos, sea idealmente de un análisis de las variaciones espacio- temporales de la saturación de los suelos. La eficiencia hidrológica de las zonas húmedas puede ser definida según la importancia de las funciones de retención del agua que ejercitan, distinguiendo retención lateral y longitudinal. Las zonas húmedas tienen igualmente una función de transferencia que hace intervenir la conectividad y las interacciones entre la vertiente y el río. La importancia de estas diferentes funciones a menudo son definidas solamente por medidas detalladas, relevadas por enfoques de modelización. Algunos resultados obtenidos sobre pequeñas cuencas vertientes son presentados. Permiten dar valores aproximados de los flujos. Un ultimo enfoque propone un cruzamiento entre esta tipología hidrológica y las funciones depurativas de las zonas húmedas a menudo evocadas.

Palabras claves

Hidromorfía, manejo, inundación contaminación difusa.

Les petites zones humides de fond de vallée, souvent situées en zones agricoles, sont généralement oubliées des inventaires des milieux humides du fait de leur caractère diffus dans le paysage (Adamus *et al.*, 1987; 1991; Boutin et Keddy, 1993; Fustec et Lefeuvre, 2000). Elles font l'objet depuis quelques années d'une attention particulière liée à différents enjeux antagonistes qui inciteraient tantôt à leur aménagement tantôt à leur préservation. D'une part, elles présentent pour certains polluants un pouvoir épurateur potentiel maintenant bien reconnu. C'est notamment le cas pour l'azote en relation avec les processus de dénitrification et de prélèvement biologique (Knowles, 1981; Pinay et Décamps, 1988; Johnston, 1991; Pinay *et al.*, 1993). Face à la dégradation de la qualité des eaux par la pollution diffuse d'origine agricole et aux problèmes de gestion de l'eau en milieu rural, ces zones apparaissent à l'aménageur de l'espace rural comme des éléments de régulation du fonctionnement hydrologique et géochimique des bassins versants. Mais elles sont aussi parfois considérées comme source potentielle d'émission de gaz à effet de serre, en premier lieu de N_2O et dans une moindre mesure de méthane, ce qui tendrait à limiter leur utilisation à des fins d'épuration des eaux. Enfin, citées comme zones d'intérêt dans la loi sur l'eau de 1992, elles présentent souvent une richesse biologique qui inciterait à leur stricte conservation. En fait ces fonctions d'épuration, d'émission de gaz ou de maintien de la biodiversité sont très liées au fonctionnement hydrologique de ces zones, fonctionnement qui lui-même a fait l'objet de peu de travaux.

Ces zones humides sont bien représentées dans les massifs anciens mollement vallonnés de la zone tempérée, dans un contexte pédo-climatique où les nappes superficielles affleurent généralement en bas de versant. Elles couvrent de l'ordre de 15 à 20 % de la surface des bassins versants d'ordre 1 et apparaissent comme de petits domaines, de quelques ares à quelques hectares, plus ou moins connectés entre eux et à la rivière. En hydrologie, la notion de zone humide de fond de vallée recoupe le concept de zone contributive ou de zone de source à surface variable qui a dominé l'hydrologie des régions tempérées sur socle depuis une vingtaine d'années (Hewlett et Troendle, 1975; Kirkby, 1976; Beven et Kirkby, 1979; Dunne, 1983; Beven, 1986; Merot, 1988). Selon ce concept, on considère en première approche, que les variations temporelles de l'extension de ces zones humides permettent de rendre compte de la genèse de l'ensemble des écoulements de crue dans le bassin versant : processus de ruissellement, processus de mise en charge et de décharge de la nappe par écoulement de nappe et exfiltration. On met ainsi en avant la relation forte entre la dynamique de la zone humide et l'hydrologie du bassin versant dans son ensemble.

Les objectifs de cet article sont : (i) de préciser le rôle hydrologique des zones humides et d'en proposer une typologie, en l'illustrant à partir d'études expérimentales menées sur deux

petits bassins versants; (ii) d'examiner les moyens de mise en œuvre de cette typologie et son intérêt pour une autre fonction telle que le pouvoir épurateur.

PROCESSUS HYDROLOGIQUES DANS LES PETITES ZONES HUMIDES RIPARIENNES

Les zones humides de fond de vallée sont caractérisées par la présence d'une nappe à faible profondeur (0-30 cm), peu fluctuante, observée de façon saisonnière, approximativement de décembre à mars pour une année climatique moyenne. Le reste de l'année, le niveau de cette nappe est variable selon les contextes, tantôt restant proche de la surface, tantôt descendant à quelques mètres de profondeur. Ces zones sont en interaction avec l'ensemble du bassin versant. Cette interaction s'exerce à deux niveaux.

Une interaction avec le versant. Du fait d'une faible capacité de stockage et de transfert de ces petites zones humides, leur saturation saisonnière est due aux flux provenant de l'ensemble du versant. Ces flux peuvent être superficiels (pluie, ruissellement) ou souterrains (sol, nappe). Cette saturation implique la présence d'un niveau de faible perméabilité, à faible profondeur, continu sur l'ensemble du bassin versant, de nature pédologique ou géologique, limitant de fait les stockages et les transferts d'eau vers les aquifères profonds.

Une interaction avec le réseau hydrographique. Le réseau hydrographique a une influence sur la zone humide : par inondation lors de crues occasionnelles ; en fixant le niveau bas de la nappe à proximité du cours d'eau en étiage. En deçà approximativement des ordres 2 à 3, l'interaction entre la zone humide et le versant reste cependant dominante. Au delà de l'ordre 3, la configuration même de la rivière, son éventuel aménagement, vont réguler plus directement le fonctionnement des zones humides riveraines, la configuration du bassin versant passant au second plan.

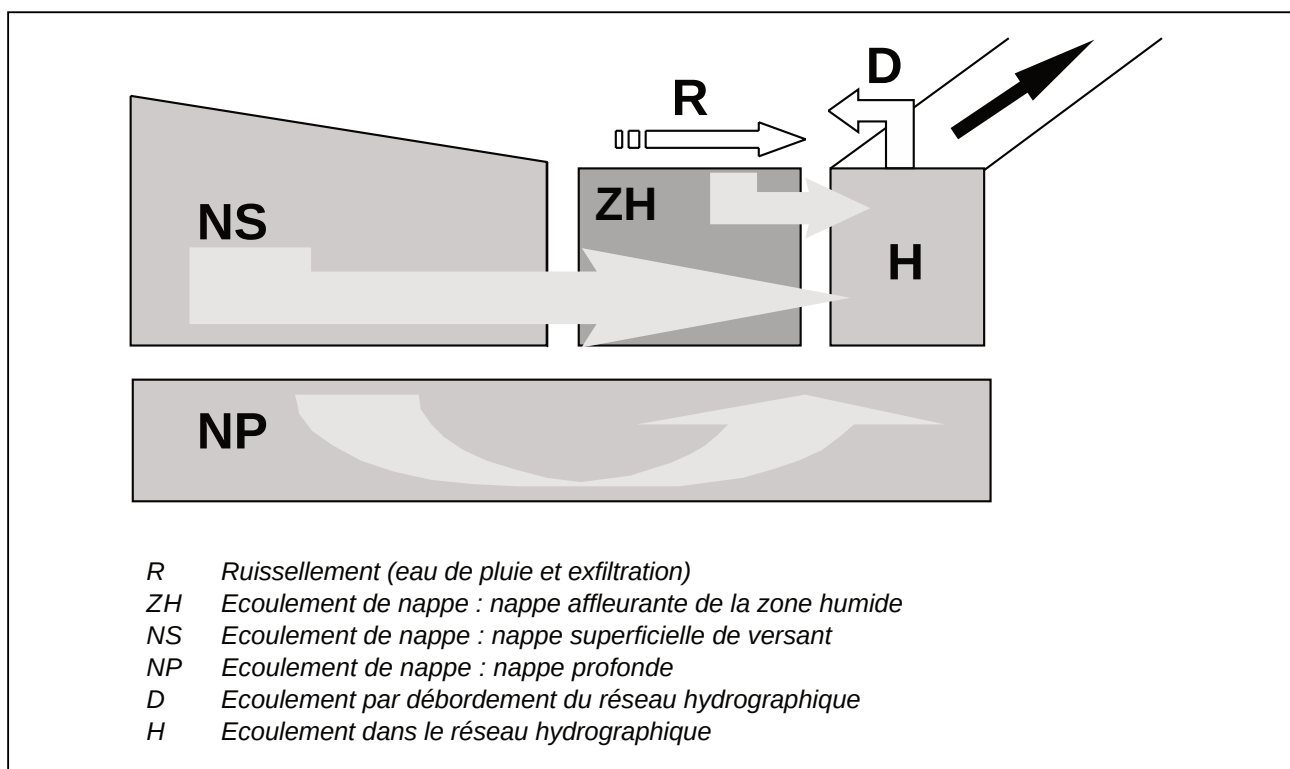
Ces interactions conduisent à identifier trois fonctions hydrologiques majeures des zones humides de fond de vallée (tableau 1).

Une fonction de transfert. La zone humide est une zone de transfert pour différents types d'écoulement (figure 1). Cette fonction de transfert se décline selon cinq composantes :

- 1) le ruissellement, comprenant le ruissellement sensu stricto (R) et l'exfiltration, écoulements rapides intervenant à l'échelle de la crue ;
- 2) l'infiltration et l'écoulement superficiel dans la zone humide (ZH) intervenant également à l'échelle de la crue ;
- 3) l'écoulement de la nappe de versant vers son exutoire,

Tableau 1 - Les fonctions hydrologiques des zones humides ripariennes.**Table 1** - Hydrological functions of small riparian wetlands

Echelle de temps	Fonction hydrologique	Déterminants	Ordre de Strahler du bassin versant
Dynamique Événementielle	Fonction de Transfert (FT)	- Importance relative des différents écoulements 1. Ruissellement 2. Nappe zone humide 3. Nappe versant 4. Nappe profonde 5. Réseau hydrographique - Continuité hydraulique - Versant / Zone humide / Rivière	Ordre 1
Dynamique Saisonnière	Fonction de Stockage Transversal (FST)	- Taille relative versant / zone humide - Continuité hydraulique versant / zone humide	Ordre 2 à 3
Événements "occasionnels"	Fonction de Stockage Longitudinal (FSL)	- Temps de retour de crues inondantes	

Figure 1 - Les différents écoulements mis en jeu au sein de la zone humide ou interagissant avec la zone humide.**Figure 1** - The different flowpaths in interaction with riparian wetlands.

souvent stratifié en profondeur (NS + NP), écoulement plus lent, conditionné par la recharge de la nappe dans le versant et le pouvoir drainant du réseau ;

4) l'écoulement à surface libre dans le réseau hydrographique (H), écoulement rapide et concentré, très variable selon que l'on se situe dans la crue ou hors crue ;

5) l'écoulement de surface en période d'inondation (D), conduisant à une redistribution des eaux en surface sur une période de quelques jours.

Selon la contribution relative des différents écoulements, la zone humide contrôle plus ou moins les flux d'eau et de polluants. En crue, les volumes et les vitesses de transfert dans la zone humide, liés aux caractéristiques physiques des sols (porosité et conductivité hydraulique) sont déterminants. Hors crue, ce sont les temps de résidence de l'eau dans la zone humide, liés majoritairement au temps qui sépare les crues, et donc au régime climatique, qui sont déterminants.

Une fonction de stockage transversal. La zone humide sert de lieu de stockage de l'eau provenant du versant (nappe, ruissellement). Cette fonction dépend de deux facteurs : d'une part, la taille de la zone humide relativement à celle du versant, d'autre part, la continuité spatiale avec les écoulements provenant du versant.

Une fonction de stockage longitudinal. La zone humide peut servir de lieu de stockage de l'eau provenant de la rivière par inondation. Cette fonction est liée à la fréquence des crues inondantes et à la topographie des lits moyens et majeurs.

Ces fonctions de stockage de l'eau provenant du versant ou du cours d'eau ont également un rôle sur la recharge de la nappe du bassin versant.

L'importance relative de ces différentes fonctions varie dans le temps et l'espace (*tableau 1*). La fonction de stockage transversal intervient surtout en début de la période pluvieuse, sur les bassins versants d'ordre 1 à 3. Cette fonction se définit donc à l'échelle annuelle et inter-annuelle. Après le début de la période pluvieuse, la nappe affleure dans la zone humide et fluctue peu. La zone humide joue alors plus un rôle de transfert que de stockage. Au delà de l'ordre 3, la fonction de stockage transversal et de transfert est progressivement remplacée par la fonction de stockage longitudinal, ou plus généralement d'interaction nappe/rivière, qui peut être activée tout au long de la saison hivernale, pour des événements climatiques caractérisés par un certain temps de retour.

TYPOLOGIE HYDROLOGIQUE DES ZONES HUMIDES RIPARIENNES

L'objectif de cette typologie est de proposer un classement

cohérent et opérationnel des zones humides : cohérent en ce sens qu'il s'agit de structurer les différentes méthodes d'investigation en usage ; opérationnel dans la mesure où le choix d'une méthode doit être adapté aux moyens mobilisables, en premier lieu aux contraintes matérielles de coût, de couverture spatiale et temporelle et de techniques disponibles.

Il ressort ainsi du paragraphe précédent que le fonctionnement des zones humides ripariennes ne peut être dissocié de celui du bassin versant dans lequel elles s'inscrivent. La typologie proposée sera donc basée tout d'abord sur l'analyse de la zone humide considérée au sein de son bassin versant (*tableau 2*). Le premier niveau de la typologie définit des zones humides potentielles, représentant en quelque sorte une enveloppe extérieure quant à leur délimitation. Le deuxième niveau définit, au sein de cette première délimitation, les zones humides effectives, qui présentent réellement un caractère de milieu humide, caractère qui a pu disparaître du fait notamment d'aménagements, et d'en définir la temporalité. Enfin, le troisième niveau définit les zones humides efficaces, vis à vis du fonctionnement hydrologique du bassin versant, ou plus généralement vis à vis d'une fonction particulière. Ces trois niveaux de définitions correspondent à trois degrés dans les moyens à mobiliser, respectivement : des indicateurs d'accès facile ; une approche in situ de l'état hydrique du bassin versant ; une réelle appréciation des différentes fonctions hydrologiques des zones humides telles que décrites précédemment, par le biais d'études détaillées.

Des zones humides potentielles

A défaut d'une mesure réelle de l'extension spatiale et temporelle de la zone humide basée sur des mesures de l'état hydrique des sols en surface, des indices topographiques sont souvent utilisés pour délimiter des zones potentiellement humides. Cependant, ces indices topographiques ne sont satisfaisants que sous réserve d'un fonctionnement naturel répondant aux conditions hydrologiques définies précédemment, à savoir la présence d'un substrat peu perméable à une profondeur faible sur l'ensemble du bassin versant. Ce niveau de profondeur doit avoir une topographie relativement concordante avec la surface du sol pour permettre une délimitation des zones d'alimentation provenant du versant. Selon différentes hypothèses hydrologiques et géométriques simplificatrices, on peut estimer les aires drainées et les flux à partir de la connaissance de la surface topographique. Des indices topographiques basés sur l'aire drainée en un point, assimilée au domaine d'alimentation, et sur la pente, assimilée au gradient hydraulique dans la nappe, sont calculés. Une valeur seuil, indicatrice d'un drainage naturel insuffisant, permet ainsi de délimiter les zones potentiellement humides. Différentes variantes dans le calcul de l'indice ont été utilisées (Band, 1986 ; O'Loughlin, 1986 ; Crave et Gascuel-Oudoux, 1996). Dans le Massif Armoricain, l'indice utilisé intègre :

Tableau 2 - Typologie hydrologique et guide méthodologique pour la gestion des zones humides ripariennes**Table 2** - A hydrological typology and methodologic guide for management of riparian wetlands

Typologie	Base de la typologie	Base de la définition	Principaux Paramètres	Degré de difficulté**
Zone Humide Potentielle	Indicateurs (hypothèses simplificatrices*)	-Indices topographiques Variantes selon la calibration	Modèle Numérique de Terrain (pas 20 m) Carte géologique Carte des hauteurs pluviométriques annuelles	1
Zone Humide Effective	Appréciation de l'état hydrique de la zone humide	Intégration temporelle inter-annuelle Suivi de la dynamique de d'affleurement de la nappe	Cartographie de l'hydromorphie des sols ou des associations floristiques Télédétection, Relevé de terrain Limnimétrie et Modélisation	2 2
Zone Humide Efficace	Appréciation des Fonctions Hydrologiques de la Zone Humide	Fonction de Stockage Longitudinal	Indicateur d'aménagement : typologie des fossés Indicateur de régime hydrologique : temps de retour des pluies	1
		Fonction de Stockage Transversal	Topographie de la zone humide et modélisation	3
			Indicateur de taille relative de la Zone Humide / Versant Indicateur de continuité spatiale de la Zone Humide / Versant	1
			Estimation des flux : mesure des paramètres physiques, tensiométrie, piézométrie et modélisation	3
		Fonction de Transfert	Estimation des flux et des vitesses de transfert : mesures des paramètres physiques, tensiométrie, piézométrie et modélisation	3
			Bilan spatialisés : traçage interne à la zone humide, suivi hydrochimique en crue et hors crue	4

* Hypothèses hydrologiques et géométriques, sur la présence d'un imperméable, sur les relations entre surface topographique et position de la nappe.

** 1 : facile, d'ordre typologique ;

2 : facile, avec instrumentation modérée, maintenance faible (j/mois) ;

3 : instrumentation lourde (capteurs, stations), coût de maintenance et d'analyse élevé (semaine/mois) ;

4 : instrumentation modérée (préleveur), coût d'intervention, coût analytique élevé lié à des suivis en crue (continu) et hors-crue (hebdomadaire).

1) une aire drainée calculée selon un mode de répartition multidirectionnelle des flux ;

2) une valeur de pente correspondant non pas à la pente locale, mais au gradient entre le point considéré et le point du réseau hydrographique qui lui correspond sur l'arbre de drainage (Gascuel-Odoux et al., 1998) ;

3) une calibration par la pluviométrie annuelle et la géologie en relation avec les caractéristiques des matériaux et les dynamiques tectoniques qui jouent un rôle sur les valeurs seuils (Chaplot, 1998).

Grâce à la généralisation des modèles numériques de terrain, l'utilisation de ces indices permet une cartographie rapide et peu coûteuse des secteurs en situation d'être potentiellement des zones humides. Toutefois, la présence de discontinuités locales des matériaux (fracturation, variations du faciès des altérites...) et l'existence d'aménagements hydrauliques (drainage agricole, rectifications de cours d'eau...), modifient la saturation effective du sol et induisent des différences entre

l'extension des zones humides prédites par ces indices et celles réellement constatées sur le terrain.

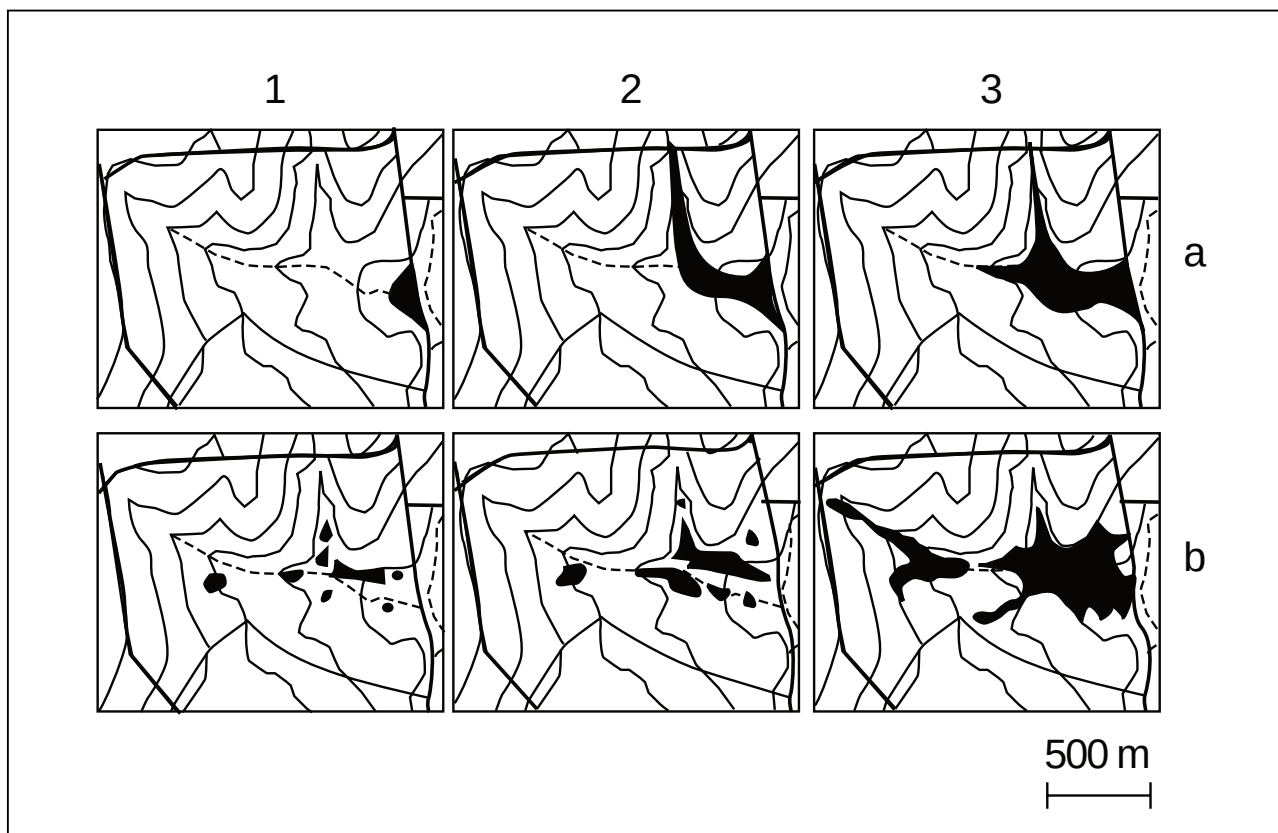
Des zones humides effectives

La mesure de la saturation des sols permet de délimiter des zones humides effectives, zones pour lesquelles la nappe affleure réellement en surface en période hivernale. Des degrés d'investigation très différents sont envisageables, ceux-ci pouvant aller d'indicateurs d'une saturation effective des sols, basés notamment sur l'observation de traits pédologiques ou de la diversité floristique, jusqu'à des observations ou des mesures permettant d'aborder la dynamique spatiale et temporelle de cette saturation.

Les traits pédologiques permettant d'estimer une fréquence de saturation des sols et de fournir une indication de l'extension spatiale de la zone humide sont les traits d'hydromorphie des sols, caractérisés en général selon une intensité et une profondeur d'apparition. De même, l'analyse de la végétation fournit un diagnostic assez précis de la durée de saturation,

Figure 2 - Localisation des zones humides pour trois états hydriques du bassin versant de Kervidy-Naizin (56) : par un modèle hydrologique à base topographique (Topmodel, Beven et Kirkby, 1979) (haut) ; par des observations de terrain (bas)

Figure 2 - Locations of riparian wetlands for three hydric levels of the Kervidy-Naizin catchment (56) : from hydrological modelling (Topmodel, Beven and Kirkby, 1979) (up) ; from field observations (down).



pour peu que le couvert végétal soit en place depuis quelques années (Clément et Touffet, 1996 ; Regimbeau, 1999). Ces approches cartographiques requièrent souvent un levé spécifique du fait de la faible extension spatiale de ces zones humides et de la précision des critères à cartographier.

Le passage à une acquisition de données dynamiques permet une estimation de l'extension spatiale et temporelle de la zone humide. Ceci peut se faire par différentes approches : des relevés de terrain (Gascuel-Odoux *et al.*, 1983), des images satellitaires (Brun *et al.*, 1990 ; Merot *et al.*, 1994 ; Normand *et al.*, 1996), ou des données de débit ou de piézométrie couplées à des approches de modélisation (Gascuel-Odoux *et al.*, 1996 ; 1998). Ces approches dynamiques impliquent une instrumentation et une acquisition de données modérée, un suivi ou une maintenance de l'ordre du jour par mois. En définitive elles permettent une bonne délimitation des zones humides et une estimation de leur rôle dans le bilan hydrologique global du bassin versant.

Des zones humides efficaces

L'efficacité des zones humides ne peut être appréciée que relativement à une fonction spécifique. On traitera ici des différentes fonctions hydrologiques des zones humides précédemment définies, fonction de stockage ou de transfert de l'eau.

La fonction de stockage transversal peut s'exprimer en terme de temps de remplissage de la zone humide, ou encore de cumul pluviométrique nécessaire pour que la nappe affleure en bas de versant. Cette fonction est liée à l'extension de la zone humide, à sa taille relative à celle du bassin versant, et à la profondeur de l'imperméable. Elle est également liée à l'existence de structures déconnectant les apports du versant de la zone humide. Ces structures peuvent être par exemple un réseau bocager, la haie agissant comme tampon hydrologique en desséchant fortement le sol en été en relation avec l'évapotranspiration des arbres (Caubel-Forget et Grimaldi, 1999), ou un réseau de fossés qui dérivent une partie des écoulements.

La fonction de stockage longitudinal peut être approchée par un bon indicateur du caractère potentiellement inondable de la zone humide. Cet indicateur est basé sur la nature des ouvrages agricoles et des ouvrages de franchissement. En effet, les aménagements hydro-agricoles, les fossés en particulier, sont généralement dimensionnés pour des crues de période de retour annuel de l'ordre du l/s/ha. La présence de ces aménagements permet donc de supposer l'existence de zones potentiellement inondables pour une gamme d'événements de période de retour supérieure à l'année. Cette fonction peut être évaluée plus précisément par modélisation hydraulique, en analysant la taille de la rivière et des fossés, le régime hydrologique et la géométrie interne de la zone potentiellement inondable (topographie détaillée, rugosité, connexité...).

La fonction de transfert dépend de nombreux facteurs souvent très difficiles à apprécier, portant sur l'importance des flux internes à la zone humide, la continuité hydraulique au sein de la zone humide, puis entre la zone humide et le ruisseau.

- *L'importance des flux internes* à la zone humide peut être évaluée à partir de plusieurs indicateurs : l'importance relative et les caractéristiques physiques des différents horizons du sol jusqu'à l'imperméable, celui-ci étant plus défini comme un domaine facilement saturable du fait d'une faible porosité, que par une faible conductivité hydraulique ; la dimension relative de la zone humide, appréciée par la longueur de son contour amont ou aval, ou de sa surface, rapportée au linéaire de cours d'eau ou au bassin versant ; l'importance de la dynamique spatiale de la zone humide, la possibilité d'extension allongeant les temps de résidence moyens ; l'occurrence des inondations par le cours d'eau. La dynamique des apports du versant et l'hétérogénéité interne de la zone humide (liée par exemple à la microtopographie...) sont très difficiles à aborder par des seuls critères hydrologiques à moins de fournir un réel effort d'instrumentation et de suivi des flux dans la zone humide à l'aide de capteurs, selon une résolution spatiale et temporelle importante, d'ordre décimétrique et horaire.

- *La continuité hydraulique* entre la zone humide et le ruisseau est un critère important. Un indicateur pertinent est la distance à laquelle la surface libre du ruisseau influe sur le niveau de nappe dans la zone humide. Cette distance peut varier de zéro à quelques dizaines de mètres. Celle-ci est cependant assez difficile à évaluer à moins d'une instrumentation importante.

Au delà de ces indicateurs simples, l'efficacité réelle des zones humides peut être quantifiée par l'évaluation des caractéristiques des différents horizons du sol, par des mesures physiques, par l'analyse de la dynamique des nappes par des suivis piézométriques, et par l'estimation des flux traversant ces différents horizons par modélisation hydrologique. Ce

degré de connaissance requiert une instrumentation lourde (stations, capteurs), des coûts de maintenance (de l'ordre de la semaine/mois) et d'analyse élevés, des suivis continus automatisés. Des approches par traçage, impliquant des suivis hydrochimiques en crue et entre les crues, peuvent être aussi être utilisées. Elles requièrent une instrumentation modérée, par préleveurs automatiques, des coûts d'intervention plus que de maintenance, des suivis intensifs en crue, plus espacés mais réguliers hors crue, des coûts analytiques élevés. En définitive seules ces approches permettent un réel bilan spatialisé, à la fois en termes de cheminement et de vitesse de transfert de l'eau. Ces études ne peuvent être réalisées que sur quelques sites qui servent de référence avec toutes les limites liées à la transposition et la généralisation des résultats d'un site à l'autre.

APPLICATION A DEUX BASSINS VERSANTS

Plusieurs bassins versants bretons sur substrat schisteux, principalement le bassin versant de Kervidy-Naizin (5 km²) (Cheverry, 1998) et le bassin versant du Cétrais (34 km²), ont été suivis et instrumentés durant plusieurs années. Sur le bassin versant de Kervidy-Naizin, c'est la connexion des apports du versant et la dynamique interne de la zone humide, faisant essentiellement appel aux fonctions de stockage transversal et de transfert qui ont été étudiées, alors que sur le bassin versant Cétrais c'est la connexion à la rivière, faisant appel à la fonction de stockage longitudinal et de transfert qui a été étudiée. L'étude de ces deux bassins versants permet de fournir une évaluation quantitative des flux selon la typologie établie (tableau 3).

Sur le bassin versant de Kervidy-Naizin, le problème de la délimitation de la zone humide a été précisé. Une nette différence entre une délimitation potentielle et effective de la zone humide a été mise en évidence (Gascuel-Odoux *et al.*, 1996). La délimitation sur des critères topographiques ne permet qu'une estimation de la surface de la zone humide mais non sa localisation et sa forme précise (figure 2). La zone humide apparaît comme un patchwork de petits domaines, contrôlés par des hétérogénéités locales, s'interconnectant lorsque la saturation du bassin versant augmente. Cette connexion dépend pour partie des réseaux anthropiques tels que le parcellaire ou le réseau de fossés, et pour partie, d'une topographie locale et d'une organisation pédologique relativement complexe à l'échelle de quelques mètres.

Le bilan des flux interceptés par la zone humide en crue a été évalué par des méthodes de traçage (Durand et Torres, 1996). La contribution des flux transitant par les sols de la zone humide est de l'ordre de 10 à 30 %, le reste étant attribué au ruissellement de surface, de l'ordre de 10 à 25 %, et à l'écou-

Tableau 3 - Typologie sur les deux sites de bassins versants du Don et de Kervidy-Naizin.**Table 3** - Typology of the two study sites of Don and Kervidy-Naizin catchments.

Typologie		Bassin versant de Kervidy-Naizin (56)	Bassin versant du Don (44)
		5 km ² , Ordre 1 - 2 Relation Versant / Zone Humide	34 km ² , Ordre 3 Relation Zone humide / Réseau hydrographique
Zone Humide Potentielle		Indices topographiques Prédiction des surfaces et non des localisations	
Zone Humide Effective		Etat hydrique du bassin versant Carte des sols, Radar, Relevés de terrain Hétérogénéité forte et dynamique par agrégation	Etat hydrique du bassin versant Carte des sols, Relevés de terrain Piézométrie
Zone Humide Efficace	Fonction de Transfert 1. Ruissellement 2. Nappe Zone Humide 3. Nappe versant 4. Nappe profonde 5. Réseau hydrographique	Vitesse de transfert : m/j Temps de résidence : de quelques jours à quelques dizaines de jours Contrôle des flux : gradient (2) si nappe non affleurante gradient (3) si nappe affleurante Bilan de l'eau : En crue : 1 = 10-25 % ; 2 = 10-30 % ; 3 = 40 - 80 % Hors crue : 2+3 = 70 - 90 % ; 4 = 10 - 30 %	Vitesse de transfert : 0,05 à 0,5 m/jour Temps de résidence dans le sol : 1 à 6 mois Débordement : période de retour annuel Temps de résidence des eaux de débordement : 1 à 5 j Stockage longitudinal : en crue débordante, 30 % du volume stocké en lit mineur
	Fonction de Stockage Transversal	Extension relative de la Zone humide Variations linéaires si topographie linéaire Limites fixes si discontinuité topographique (concavité) ou anthropique (fossé, haie)	
	Fonction de Stockage Longitudinal		Vitesse de transfert : 0,5 à 1 m/s Temps de résidence : 0,5 à 3 jours

ment de la nappe de versant, de l'ordre de 40 à 80 %. Hors crue, l'écoulement provenant de la nappe de versant est majoritaire, de l'ordre de 70 à 90 %, complété par un apport d'eau profonde en bas de versant de l'ordre de 10 à 30 % (Molénat, 1999).

Les temps de résidence de l'eau dans la zone humide sont courts, variant de quelques heures à quelques jours suivant la pluviosité (Bidois, 1999). Ce résultat, obtenu par traçage et suivi géochimique *in situ* sur d'autres bassins versant que celui de Naizin, a été confirmé par la modélisation des transferts dans la nappe sur le bassin versant de Naizin. Les vitesses de transfert estimées sont assez rapides, de l'ordre de quelques mètres par jour (Molénat, 1999). Cependant, il existe une forte hétérogénéité de ces vitesses d'écoulements, et donc des temps de résidence de l'eau dans la zone humide, liés à des chemins d'écoulements préférentiels (Bidois, 1999).

Sur le bassin versant du Cétrais (34 km², Loire Atlantique), les travaux engagés ont visé à quantifier les interactions entre les zones humides et le fonctionnement hydraulique du réseau hydrographique. Des mesures à différents points du réseau des hauteurs d'eau et des débits ainsi que des observations complémentaires (topographie, rugosité des berges, points singuliers...) ont servi de support à une modélisation hydraulique du système hydrographique. Le calage et la validation du modèle (Aït Saadi, 1998) ont permis de vérifier que le réseau déborde pour des crues relativement courantes (période de retour annuelle), provoquant l'inondation temporaire des zones humides riveraines. La fonction de stockage longitudinal du système a donc ainsi pu être évaluée.

Lors d'un épisode-type de débordement lors d'une crue courante, le lit mineur du réseau stocke une part non négligeable du volume de crue (jusqu'à 30 %). Cet effet est une

Tableau 4 - Fonctions hydrologiques et pouvoir épurateur des Zones Humides. Application au cas des processus de dénitrification.
Table 4 - Hydrological and buffer functions in riparian wetlands. Application to the denitrification processes.

Importance des flux	Cinétique des processus géochimiques	Géométrie des Ecoulements
Dynamique de la nappe de versant Continuité Versant / Zone Humide	Alternance d'apports d'azote et de conditions anaérobies Cinétiques redox Temps de résidence de l'eau	Flux superficiels importants Continuité et homogénéité des écoulements dans la Zone Humide
Surface relative de l'aire contributive à l'aire de la zone humide Discontinuités topographiques ou anthropiques (haie, fossés,...)	Linéaire d'interface Versant / Zone Humide	Répartition flux superficiels et profonds Hétérogénéité latérale des écoulements

conséquence directe du fait que le gabarit du ru a été modifié suite à des opérations d'assainissement agricole. La zone humide stocke en surface des eaux provenant du ru. L'importance de ce stockage dépend étroitement de la topographie de la zone. Dans le cas étudié sur le bassin du Cétrais, l'intégralité de la zone humide potentielle est susceptible de stocker des eaux de surface mais le temps de résidence est court, tout au plus quelques jours. L'effet d'un débordement dans la zone humide n'a qu'un effet limité sur la capacité de laminage des crues courantes. Là encore, la taille même du réseau hydrographique a comme conséquence de "court-circuiter" le fonctionnement de la zone humide : en crue il n'y a que très peu d'interactions entre les flux d'eau transitant longitudinalement dans le réseau et ceux provenant des versants et alimentant transversalement le système.

La fonction de stockage longitudinal d'une zone humide riveraine dépend ainsi à la fois des caractéristiques géométriques du lit mineur du réseau hydrographique, de la topographie du lit majeur et du fonctionnement hydrologique global du bassin. Cette fonction de stockage longitudinal apparaît donc très variable selon le degré d'aménagement et d'entretien du réseau hydrographique des bassins versants.

CROISEMENT DE CETTE TYPOLOGIE AVEC LE POUVOIR EPURATEUR DE LA ZONE HUMIDE

Dans cette partie, on se limitera au cas de la fonction épuratrice de la zone humide, en prenant l'exemple le plus discuté du processus de dénitrification et en se focalisant sur l'identification des contrôles hydrologiques participant à l'expression de ce processus. On peut distinguer dans ces contrôles trois composantes : les flux mis en jeu, la cinétique des processus géochimiques et la géométrie des écoulements (*tableau 4*).

Les flux de nitrates conditionnent la quantité d'azote dis-

ponible pour la dénitrification, et la dynamique des concentrations dans les sites potentiellement dénitrifiants. Ces flux sont à la fois liés aux fonctions de stockage transversal, longitudinal et de transfert. La fonction de stockage longitudinal est occasionnelle, mais peut permettre le dépôt de particules organiques, entretenant sur le long terme le potentiel dénitrifiant. La fonction de stockage transversal et la fonction de transfert interviennent, pour la première, sur les dynamiques saisonnières, pour la seconde, sur les dynamiques événementielles. Au delà de ces fonctions, les flux dépendent essentiellement des conditions agronomiques et hydrologiques amont et de la continuité spatiale entre le versant et la zone humide.

La cinétique des processus biogéochimiques met en jeu essentiellement la fonction de transfert. En effet, l'importance de la dénitrification dépend de deux facteurs contradictoires : le temps de résidence, qui doit être assez long pour permettre l'établissement de conditions réductrices (quelques jours), et la connectivité des flux, qui permet le renouvellement des nitrates dans des sites dénitrifiants. Ceci peut être obtenu par l'alternance de conditions de flux circulants et oxygénés, en crue, et de conditions de plus en plus stagnantes et confinées, hors crue. Dans le temps, il est ainsi nécessaire d'avoir une situation hydrologique impliquant un renouvellement périodique de l'eau de la zone humide par son évacuation régulière. Dans la pratique, on constate que ce sont des événements climatiques de moyenne fréquence, correspondant à des crues modérées et régulières, qui sont les plus adéquates : si les conditions deviennent trop humides, le confinement n'a pas lieu et les nitrates sont évacués avant d'être dénitrifiés. Dans l'espace, ces conditions d'alternance se rencontrent le plus souvent sur le pourtour de la zone humide. Les processus de dénitrification s'exprimeront donc mieux sous certaines conditions hydrologiques, tant dans le temps que dans l'espace. Cet aspect du fonctionnement peut, en première approche, être basé sur une délimitation des zones humides effectives, c'est-à-dire prenant en compte les dynamiques spatiales et temporelles de l'extension de la zone humide en fonction des dynamiques climatiques.

La géométrie des écoulements met également en jeu la fonction de transfert. Elle doit être considérée dans ses dimensions verticales et latérales. Dans une dimension verticale, il s'agit principalement d'identifier les flux susceptibles de subir une dénitrification hétérotrophe. Les flux à travers les horizons organiques superficiels, biologiquement actifs pour la fonction " puits d'azote " sont ainsi essentiels (Curmi *et al.*, 1998). Ils sont souvent plus importants, plus rapides qu'en profondeur, du fait d'une conductivité hydraulique plus élevée dans les horizons superficiels. Il peut également exister des flux venant des niveaux profonds (altérites...) où la présence de sulfures (pyrite) peut permettre une dénitrification autotrophe (Molénat, 1999). Latéralement, il s'agit principalement d'analyser l'hétérogénéité spatiale des écoulements et la continuité entre le versant, la zone humide et le ruisseau. On rejoint là l'aspect cinétique abordé précédemment. Dans la réalité, la zone humide est souvent une juxtaposition de zones réduites, mais isolées du versant ou de la rivière, où l'eau ne transite pas, et de zones oxydées où l'eau transite rapidement. Cette géométrie des écoulements ne peut être abordée que par la définition des zones humides efficaces et donc par une approche de terrain et des mesures extrêmement détaillées dans l'espace. Toutefois, l'approche phytosociologique, un peu plus légère, peut fournir de précieux renseignements en délimitant les zones présentant des hydropériodes et des niveaux trophiques différents.

CONCLUSION

Les zones humides sont des zones d'interface entre le versant et la rivière. Elles ont des fonctions hydrologiques propres, fonctions de stockage transversal et longitudinal, fonction de transfert de l'eau. Ces fonctions sont très liées à l'extension relative des zones humides par rapport au bassin versant, à l'hétérogénéité de ces zones et à leur connexion aux interfaces du versant et de la rivière. Le fonctionnement des zones humides dans les bassins versants d'ordre 1 à 3 apparaît en premier lieu lié au fonctionnement général du bassin versant. La classification proposée vise à distinguer trois niveaux d'approche, de précision croissante, impliquant par conséquent des moyens de caractérisation de plus en plus lourds : les zones humides potentielles, caractérisées par des indicateurs géographiques ; les zones humides effectives, caractérisées par la dynamique spatio-temporelle des états hydriques du bassin versant ; les zones humides efficaces, caractérisées par leur fonctionnement hydrologique interne et leur connectivité aux interfaces.

Dans la pratique, seules les définitions de zones humides potentielles ou effectives sont facilement réalisables. Elles permettent une délimitation des zones humides et non une appréciation de leur fonctionnement interne. Cette délimitation est

importante car elle permet une estimation des surfaces concernées et de leur variabilité régionale, notamment à des fins de conservation ou d'aménagement. Pour être généralisées, ces estimations doivent cependant être calibrées par des observations de terrain selon les contextes géologiques et climatiques. Ces approches de délimitation ne permettent cependant pas un couplage direct avec d'autres types de fonctionnalités telles que le pouvoir épurateur. En effet, l'hétérogénéité des écoulements dans la zone humide et le degré de connexion aux interfaces a un rôle majeur qui ne peut être évalué que par des observations et des mesures relayées par la modélisation hydrologique et géochimique. En effet, si les zones humides sont souvent considérées comme des zones épuratrices, cette potentialité ne s'exprime que sous certaines conditions, impliquant une évacuation régulière dans le temps et uniforme dans l'espace des eaux au cours des crues. Ceci correspond à des flux superficiels relativement importants, une homogénéité latérale des écoulements et des conditions climatiques de moyenne fréquence. A chaque fois que la réalité s'écarte de ces conditions idéales, le rôle épurateur effectif des zones humides est diminué. De fait, il apparaît souvent en deçà des potentialités biogéochimiques du milieu, bien que les flux en interaction avec la zone humide soient globalement importants dans le bilan hydrologique.

L'effort de recherche devrait porter sur des méthodes de caractérisation plus opérationnelles de cette efficacité, sachant que les études ponctuelles lourdes sont souvent peu extrapolables.

La modification des aménagements et des usages de ces zones a des implications sur les fonctionnalités des zones humides, tantôt les court-circuitant (fossés, drains agricoles...) ou les déconnectant du versant (haie), tantôt favorisant et ralentissant les écoulements superficiels (drainage contrôlé, fossé d'amenée d'eau...). La typologie doit permettre de mieux analyser l'incidence de ces modifications en fournissant :

- une base de dialogue entre spécialistes de différentes disciplines ayant chacun une approche spécifique des zones humides. Cette base est fondée sur l'analyse des fonctions hydrologiques des zones humides, celles-ci jouant un rôle majeur sur l'ensemble des fonctions des zones humides ;
- une base de négociation avec les différents utilisateurs de l'espace qui peuvent par cette typologie mieux identifier les outils à mettre en œuvre et les conséquences de leur choix d'aménagement et de conservation des zones humides.

REMERCIEMENTS

Ce travail a été financé par le Programme National de Recherche sur les Zones Humides du Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement dans le cadre du projet " Ty-Phon: typologie fonctionnelle des zones humides de fonds de vallée en vue de la régulation de la pollution diffuse ", projet coordonné par P. Merot.

BIBLIOGRAPHIE

- Adamus P.R., Clairain E.J., Smith R.D. et Young R.E., 1987 - Wetland evaluation technique. Vol. II. Methodology. Operational draft technical report U.S. Army Corps of engineers waterways experiment station, Vicksburg, Mississippi, USA, 206 pp.
- Adamus P.R., Stockwell L.T., Clairain E.J., Morrow, M.E., Rozas L.P. et Smith R.D., 1991 - Wetland evaluation technique. Vol. I. Literature review and evaluation rationale. Operational draft technical report U.S. Army Corps of engineers waterways experiment station, Vicksburg, Mississippi, USA, 206 pp.
- Aït Saadi L., 1998 - Transfert de crues sur de petits bassins versants agricoles : évaluation de la capacité de stockage d'une zone humide de bas fond, Mémoire de DEA Hydrologie / Hydrogéologie, UPMC Paris VI, ENSMP, ENGREF, Cemagref)
- Band R.C., 1986 - Topographic partition of watersheds with digital elevation models. *Water Resour. Res.*, 22, 256-534.
- Beven K.J., 1986 - Hillslope runoff processes and flood frequency characteristics. In *Hillslope processes*. Abrahams (Ed), Allen and Unwin, Boston, 187-202.
- Beven K.J. et Kirkby M.J., 1979 - A physically based variable contributing area model of basin hydrology. *Hydrol. Sci. Bull.* 24, 43-69.
- Bidois J., 1999 - Aménagement de zones humides ripariennes pour la reconquête de la qualité de l'eau : expérimentation et modélisation. Doctorat de l'Université de Rennes 1.
- Boutin C. et Keddy P.A., 1993 - A functional classification of wetlands. *J.V.S.*, 4, 591-600.
- Brun C., Bernard D., Vidal-Madjar D., Gascuel-Oudou C., Merot P., Duchesne J. et Nicolas H., 1990 - Mapping saturated areas with an helicopter borne C band scatterometer. *Water Resour. Res.*, 26, 945-955.
- Caubel-Forget V. et Grimaldi C., 1999 - Fonctionnement hydrique et géochimique du talus de ceinture de bas-fond : conséquences sur le transfert et le devenir des nitrates. In « Bois et forêts des agriculteurs », Ed. Cemagref, Actes de colloque, 169-189, 346 pp.
- Chaplot V., 1998 - Organisation spatiale des sols hydromorphes de fonds de vallée. Modélisation prédictive de leur distribution. Thèse de l'ENSAR, 280 pp.
- Cheverry C., 1998 - Agriculture intensive et qualité des eaux. INRA Editions, 297 pp.
- Clément B. et Touffet J., 1996 - Quelques facteurs de la biodiversité végétale dans les prairies humides des corridors fluviaux. *Coll. Phytos*, 15, 317-347.
- Crave A. et Gascuel-Oudou C., 1996 - The influence of topography on space and time distribution of soil water content. *Hydrol. processes*, 11, 203-210.
- Curmi P., Durand P., Gascuel-Oudou C., Merot P., Walter C. et Taha J.-M., 1998 - Hydromorphic soils, hydrology and water quality: spatial distribution and functional modelling at different scales. *Nutrient cycling in agroecosystems*, 50, 127-142.
- Dunne T., 1983 - Relation of field studies and modelling in the prediction of storm runoff. *J Hydrol.*, 65, 25-48.
- Durand P. et Torres J.-L., 1996 - Solute transfer in agricultural catchments: the interest and limits of mixing models. *J. Hydrol.*, 181, 1-22.
- Fustec E. et Lefeuvre J.-C., 2000 - Fonctions et valeurs des zones humides. Dunod Ed.
- Gascuel-Oudou C., Branchard J.-P. et Merot P., 1983 - Essai de caractérisation globale et de modélisation du fonctionnement hydrique d'un petit bassin versant. *Bull. AFES*, 1, 3-15.
- Gascuel-Oudou C., Merot P., Hallaire V. et Robin P., 1996 - Structure des zones contributives de bas-fonds: modélisation et validation expérimentale. INRA Editions, Les colloques «Etude des phénomènes spatiaux», La Rochelle, déc. 1995, 78, 201-213.
- Gascuel-Oudou C., Merot P., Crave A., Gineste P., Taha A. et Zhang Z., 1998 - Les zones contributives de fonds de vallée: localisation, structure et fonctionnement hydrodynamique. In *Agriculture intensive et qualité des eaux*. INRA Editions, 129-141.
- Hewlett J.-D. et Troendle C.A., 1975 - Non point and diffused water sources: a variable source area problem, In *Irrigation and drainage division symposium*, ASCE Logan, août 1975, *Watershed Management*, 46 pp.
- Johnston C.A., 1991. Sediment and nutrient retention by freshwater wetlands: effects on surface water quality. *Critical Reviews in Environmental Control*, 21 (5,6): 491-565.
- Kirkby M.J., 1976 - Hydrograph modelling strategies. In " *Progress in physical and human geography* ". Ed Peek, R., Chisholm, M., Haggett, P., 70-90.
- Kliwer B.A., Gilliam, J.W., 1995 - Water table management effects on denitrification and nitrous oxide evolution. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 59, 1694-1701.
- Knowles R., 1981 - Denitrification. *Ecol. Bull.*, 33, 315-329.
- Merot P., 1988 - Les zones de source à surface variable et la question de leur localisation. *Hydrol. continent.*, 3, 105-115.
- Merot P., Crave A., Gascuel-Oudou C. et Louhala S., 1994 - Effect of saturated areas on backscattering coefficient of the ERS1 SAR: first results. *Water Res. Res.*, 30,2, 175-179.
- Merot P. et Bruneau P., 1993 - Sensitivity of bocage landscape to surface runoff: application of the Beven index. *Hydrol. Processes*, 7, 167-176.
- Molénat J., 1999 - Rôle de la nappe sur les transferts d'eau et de nitrate dans un bassin versant agricole : Etude expérimentale et modélisation. Doctorat de l'Université de Rennes
- Normand M., Loumagne C., Cognard A. L., Ottlé C., Taconet O. et Vidal-Madjar D., 1996 - Observation et prise en compte de l'état hydrique des sols en hydrologie: une étude sur des bassins versants bretons. In *Hydrologie des pays celtiques*, Rennes France 8-11 juillet 96. Ed. INRA, les colloques, 79, 135-148.
- O'Loughlin E., 1986 - Saturation regions in catchments and their relations to soil and topographic properties. *J. Hydrol.*, 53, 229-246.
- Pinay G. et Décamps H., 1988. The role of riparian woods in regulating nitrogen fluxes between alluvial aquifer and surface water: a conceptual model. *Regulated Rivers*, 2: 507-516.
- Pinay G., Roques L. et Fabre A., 1993 - Spatial and temporal patterns of denitrification in a riparian forest. *Journal of Applied Ecology*, 30 (4): 581-591.
- Regimbeau C., 1999 - Typologies et fonctionnement de zones humides de fonds de vallées en Ille et Vilaine (Bretagne). Thèse de l'Université de Rennes 1, 213 pp.

Maquette MASHYNS

Mesures tensiométriques

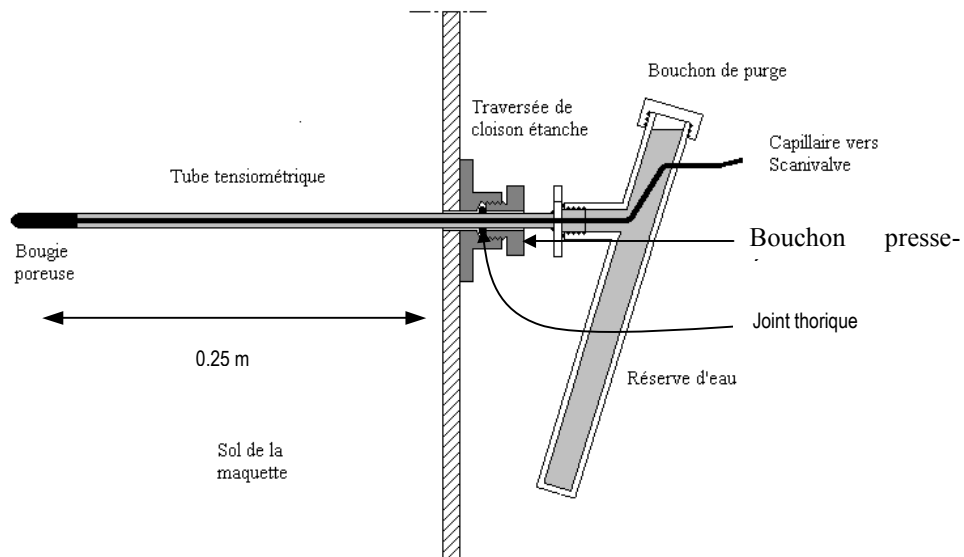
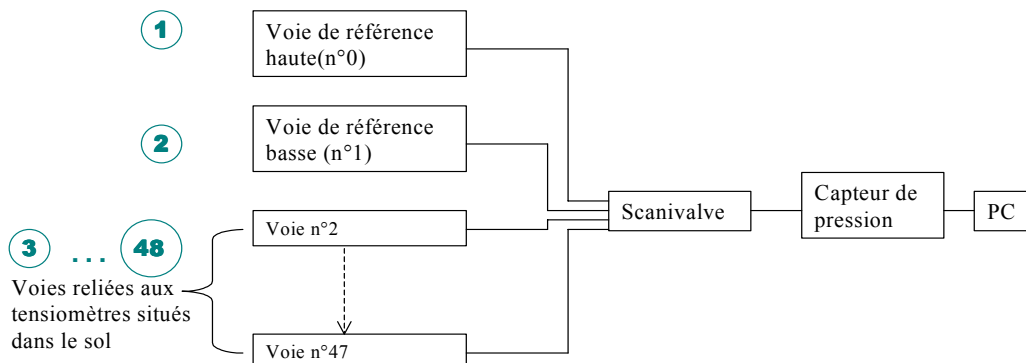
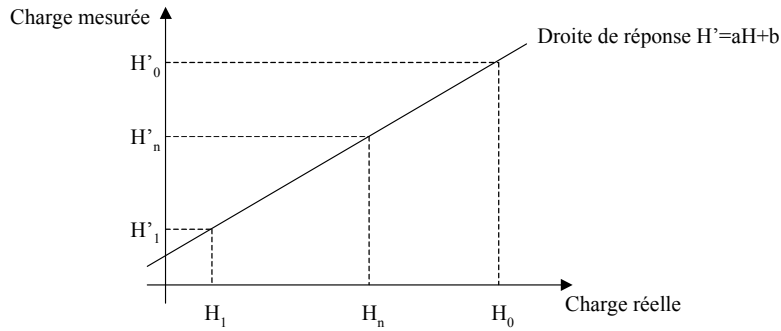


Schéma de principe des tensiomètres implantés dans la maquette.

Ordre de passage sur les différentes voies lors d'une séquence de scrutation



Organigramme de la chaîne mesure tensiométrique



A partir des charges mesurées H'_0 , H'_1 et H'_n , on cherche à déterminer la valeur de la charge réelle (inconnue) H_n :

H_0 et H_1 sont connues

La réponse linéaire du système nous permet d'écrire:

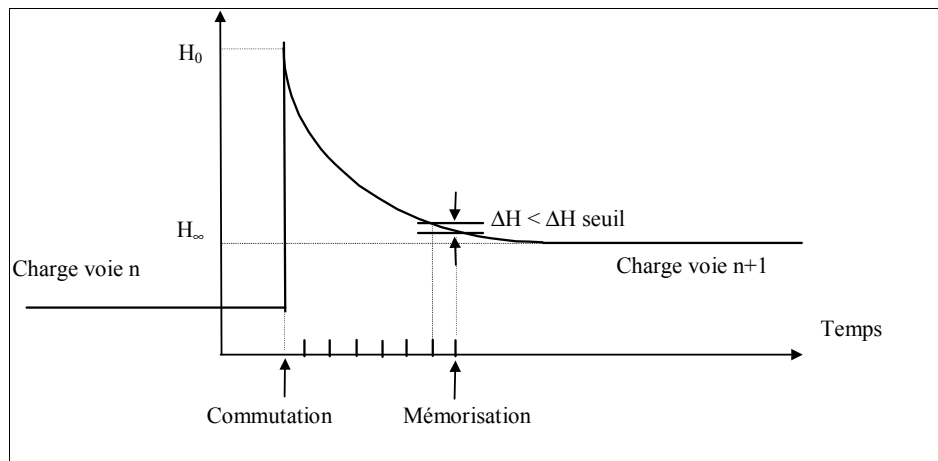
$$H'_n = aH_n + b$$

soit $H_n = (H'_n - b) / a$

avec: $a = (H'_0 - H'_1) / (H_0 - H_1)$

$$b = (H'_1 H_0 - H'_0 H_1) / (H_0 - H_1)$$

Principe de calcul de la charge hydraulique pour un tensiomètre « n » à partir de la mesure de la charge pour les voies de référence H_0 et H_1 et de la réponse linéaire du capteur.



Variation de la pression mesurée lors d'une commutation du scanivalve et seuil de variation (ΔH) pour mémorisation de la valeur mesurée.

Feuille de saisie des paramètres et de visualisation des mesures tensiométriques dans le Logiciel « PIMH »

PIMH - Pilotage Informatisé de la Maquette Hydraulique - [Profils Tensiométriques]

Fichier Modules Maintenance Visu Modules Fenêtre

Paramètres de l'essai

Titre de l'essai: Numéro de l'essai: Nom du pilote: Date de début de l'essai: Durée de l'essai (en hh:mm):

Initialisation Tensiométrie

Valeur de la référence Haute: cm

Valeur de la référence Basse: cm

Seuil dH cm **TButoir** s

Période mn : s

Mesures

☐ Brutes

☐ Charges

☐ Bougie

Valeur des températures mesurées

Sonde 1: °C Sonde 4: °C

Sonde 2: °C Sonde 5: °C

Sonde 3: °C Sonde 6: °C

Mesure en cm - Cote en cm - TpsStab* en ms

Sélectionner le profil 5

PROFIL 5			
N° TNS	Mesure	Cote	TpsStab*
1.5 (5)		95	
2.5 (10)		90	
3.5 (15)		80	
4.5 (20)		70	
5.5 (24)		60	
6.5			
7.5 (32)		40	
8.5 (36)		30	
9.5 (41)		20	
10.5 (46)		15	

Sélectionner le profil 4

PROFIL 4			
N° TNS	Mesure	Cote	TpsStab*
1.4 (4)		95	
2.4 (9)		90	
3.4 (14)		80	
4.4 (19)		70	
5.4 (23)		60	
6.4 (28)		50	
7.4 (31)		40	
8.4			
9.4 (40)		20	
10.4 (45)		10	

Sélectionner le profil 3

PROFIL 3			
N° TNS	Mesure	Cote	TpsStab*
1.3 (3)		95	
2.3 (8)		90	
3.3 (13)		80	
4.3 (18)		70	
5.3			
6.3 (27)		50	
7.3			
8.3 (35)		30	
9.3 (39)		20	
10.3 (44)		10	

Sélectionner le profil 2

PROFIL 2			
N° TNS	Mesure	Cote	TpsStab*
1.2 (2)		95	
2.2 (7)		90	
3.2 (12)		80	
4.2 (17)		70	
5.2 (22)		60	
6.2 (26)		50	
7.2 (30)		40	
8.2 (34)		30	
9.2 (38)		20	
10.2 (43)		10	

Sélectionner le profil 1

PROFIL 1			
N° TNS	Mesure	Cote	TpsStab*
1.1 (47)		95	
2.1 (6)		90	
3.1 (11)		80	
4.1 (16)		70	
5.1 (21)		60	
6.1 (25)		50	
7.1 (29)		40	
8.1 (33)		30	
9.1 (37)		20	
10.1 (42)		15	

RéH (0) RéH RéB (1) RéB

Arrêt général

Profils tensio

Tests (mesures non sauvegardées)

Quitter le module Tensio

Démarrer WinPopUp Guide_Util Microsoft Word - Guide.doc PIMH - Pilotage Infor... sans titre - Paint 13:21

Maquette MASHyNS

Gestion de l'aspersion

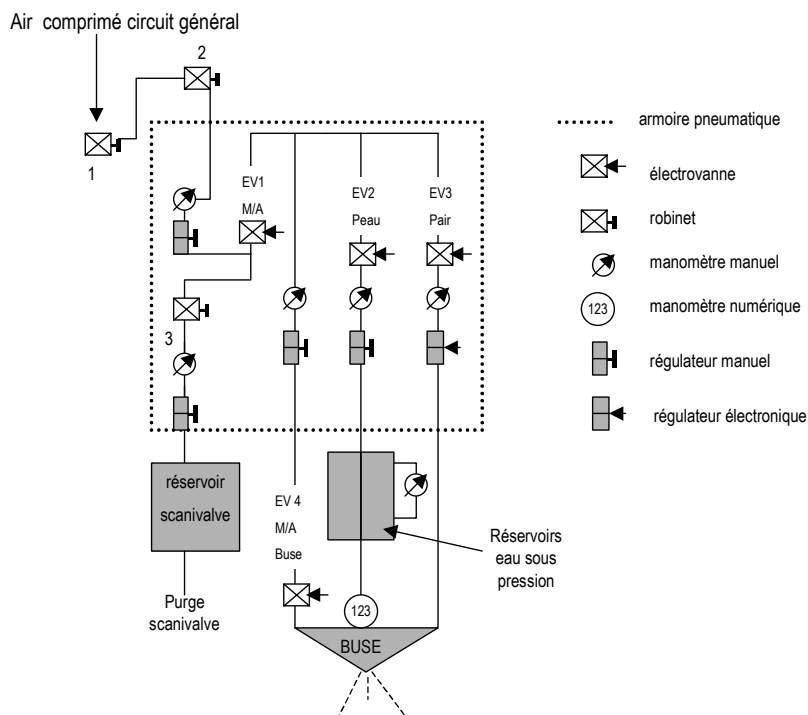
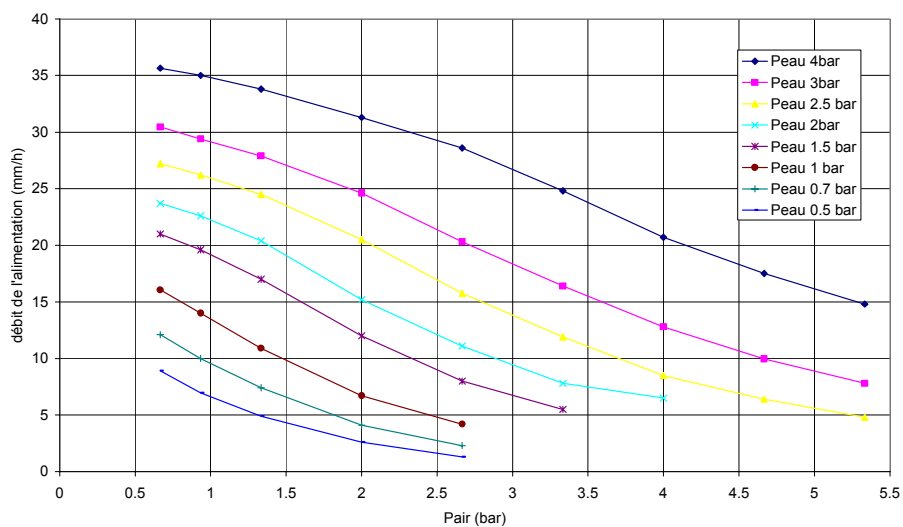


Schéma de principe du circuit d'air comprimé et d'eau sous pression.



Abaque liant pression d'eau et pression d'air au niveau de la buse mobile à jet plat et débit (mm/h) généré.

Maquette MASHyNS

Détermination des incertitudes de mesure, d'après le Guide pour l'expression de l'incertitude de mesure, méthode dite du « GUM » (ISO, 1995). (Ledoyen, 2000 ; Dere, 2000).

Pour calculer les incertitudes sur certaines données expérimentales, on utilise la méthode du « GUM » (Guide for Uncertainty Measurement, ISO, 1995). Celle-ci est définie de la façon suivante :

Soit $u(y)$ l'incertitude que l'on cherche à calculer sur la variable y (débit, hauteur de nappe, charge hydraulique...) :

$$y = f(x_1, x_2, \dots, x_n)$$

$$u^2(y) = \sum_{i=1}^n \left\{ \left(\frac{\partial f}{\partial x_i} \right)^2 u^2(x_i) \right\}$$

La détermination expérimentale de la variable y dépend de différents éléments (x_i) qui peuvent être issus de mesures ayant chacune leur niveau d'incertitude propre. La méthode du GUM permet d'évaluer l'incertitude combinée sur la détermination d'une variable complexe issue de différents niveaux de mesures et élaborée à partir d'une combinaison de variables unitaires.

On définit un intervalle d'incertitude autour de la variable y :

$$I = [y - u(y) ; y + u(y)]$$

Cet intervalle signifie statistiquement que pour une valeur de y mesurée, on a x % de chances que y se trouve réellement dans l'intervalle I . Si on veut augmenter les chances statistiques d'être dans l'intervalle I , on utilise des coefficients d'élargissement (la distribution est supposée suivre une loi normale).

Coefficient d'élargissement égal à 1 :

$$I = [y - u(y) ; y + u(y)]$$

Chances d'être dans l'intervalle I : 68,26%

Coefficient d'élargissement égal à 2 :

$$I = [y - 2u(y) ; y + 2u(y)]$$

Chances d'être dans l'intervalle I : 95,44%

Coefficient d'élargissement égal à 3 :

$$I = [y - 3u(y) ; y + 3u(y)]$$

Chances d'être dans l'intervalle I : 99,74%

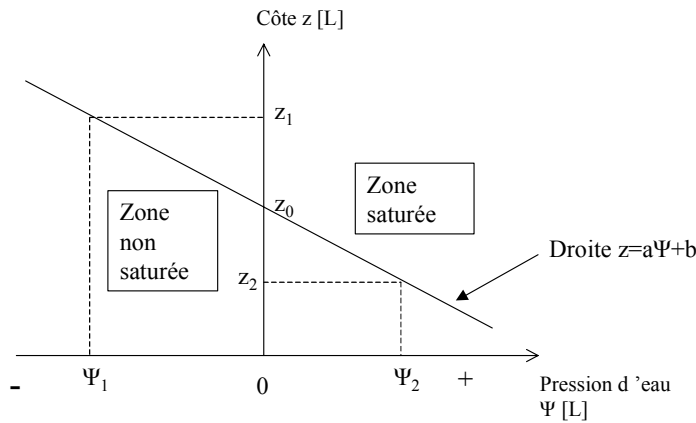
Nous avons choisi, pour nos calculs, de prendre un coefficient d'élargissement égal à 2.

Maquette MASHyNS

Détermination de la position de la surface libre de la nappe (Dere, 2000).

Pour déterminer la position de la surface libre de la nappe au bord du fossé drainant, on recherche la côte du point auquel la pression d'eau est nulle. Pour cela, soit on l'interpole à partir d'un tensiomètre situé dans la zone saturée, et un autre dans la zone non saturée ; soit on l'extrapole à partir de deux tensiomètres situés dans la zone non saturée.

Soient φ_1 , Ψ_1 , z_1 la charge, la pression d'eau et la côte, respectivement, au niveau du premier tensiomètre, et φ_2 , Ψ_2 , z_2 les mêmes grandeurs au niveau du deuxième tensiomètre. La position z_0 de la surface libre de la nappe est calculée de la façon suivante :



Exemple d'interpolation pour le cas où un tensiomètre est situé dans la zone saturée, et l'autre dans la zone non saturée

On a défini $\Psi = \varphi - z$

$u_{(\Psi)}^2 = u_{(\varphi)}^2 + u_{(z)}^2 \approx u_{(\varphi)}^2$ si on considère que l'erreur sur z est négligeable (nivellement au niveau de chantier).

On note $\Psi_1 - \Psi_2 = \Delta\Psi$, et $z_1 - z_2 = \Delta z$

$$u_{(\Delta\Psi)}^2 = 2u_{(\Psi)}^2 = 2u_{(\varphi)}^2$$

$$z_0 = z_1 - \left(\frac{z_1 - z_2}{\Psi_1 - \Psi_2} \times \Psi_1 \right) = z_1 - \left(\frac{\Delta z}{\Delta\Psi} \times \Psi_1 \right)$$

$$u_{(z_0)}^2 = u_{(z_1)}^2 + \left(\frac{\Psi_1}{\Delta\Psi} \right)^2 \times u_{(\Delta z)}^2 + \left(\Delta z \times \Psi_1 \times \frac{-1}{(\Delta\Psi)^2} \right)^2 \times u_{(\Delta\Psi)}^2 + \left(\frac{\Delta z}{\Delta\Psi} \right)^2 \times u_{(\Psi_1)}^2$$

Si on considère que $u^2(\Delta z)$ et $u^2(z_1)$ sont négligeables, on a :

$$u_{(z_0)}^2 \approx \left(\Delta z \times \Psi_1 \times \frac{-1}{(\Delta\Psi)^2} \right)^2 \times u_{(\Delta\Psi)}^2 + \left(\frac{\Delta z}{\Delta\Psi} \right)^2 \times u_{(\Psi_1)}^2$$

C'est à dire :

$$u_{(z_0)}^2 \approx \left(\Delta z \times \Psi_1 \times \frac{-1}{(\Delta\Psi)^2} \right)^2 \times 2u_{(\varphi)}^2 + \left(\frac{\Delta z}{\Delta\Psi} \right)^2 \times u_{(\varphi)}^2$$

AN : L'application numérique n'a été réalisée que sur une dizaine d'essais, pris au hasard :

On obtient une valeur moyenne $u(z_0)=1,23\text{cm}$

En conséquence, la position de la surface libre z_0 estimée par interpolation entre deux tensiomètres est :

$Z_0 = Z_0$ calculé ± 2.5 cm pour un coefficient d'élargissement égal à 2.

Maquette MASHyNS

Perméabilité verticale à saturation K_v (Dere, 2000)

La conductivité hydraulique verticale à saturation a été évaluée grâce à la relation de Darcy, en régime permanent monodimensionnel, à partir des gradients de charge locaux et d'une mesure du débit évacué verticalement par les chambres en fond de cuve:

$$K_v = \frac{Q \times \Delta L}{S \times \Delta \varphi}$$

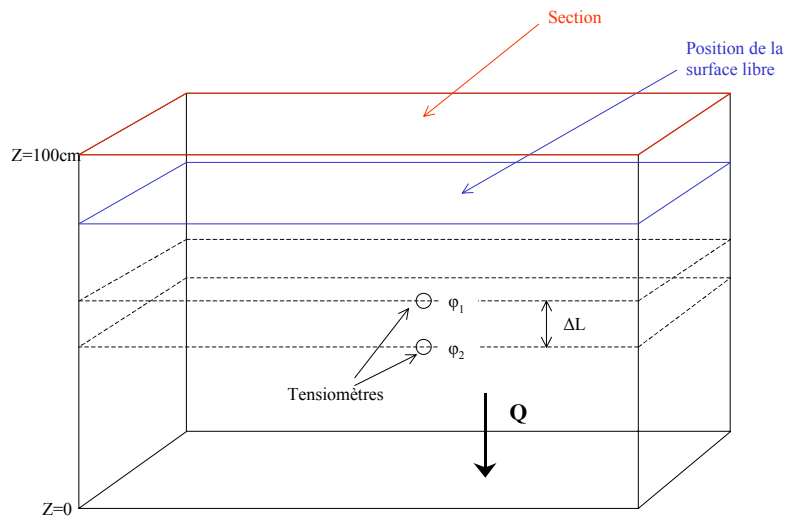
avec :

K_v = perméabilité verticale à saturation [$L.T^{-1}$], Q = débit [$L^3.T^{-1}$]

S = section [L^2]

$\Delta \varphi = \varphi_1 - \varphi_2$ = différence des charges hydrauliques mesurées aux deux tensiomètres [L]

ΔL = distance entre les deux tensiomètres [L]



$$\Delta \varphi = \varphi_1 - \varphi_2$$

$$u^2_{(\Delta \varphi)} = u^2_{(\varphi_1)} + u^2_{(\varphi_2)} = 2u^2_{(\varphi)}$$

$$u^2(K_v) = \left(\frac{\Delta L}{S \times \Delta \varphi} \right)^2 u^2(Q) + \left(\frac{Q}{S \times \Delta \varphi} \right)^2 u^2(\Delta L) + \left(\frac{Q \times \Delta L}{\Delta \varphi} \cdot \frac{-1}{S^2} \right)^2 u^2(S) + \left(\frac{Q \times \Delta L}{S} \cdot \frac{-1}{(\Delta \varphi)^2} \right)^2 u^2(\Delta \varphi)$$

Si on considère que les erreurs sur L et sur S sont négligeables (valeurs d'usinage), on obtient :

$$u^2(K_v) \approx \left(\frac{\Delta L}{S \times \Delta \varphi} \right)^2 u^2(Q) + \left(\frac{Q \times \Delta L}{S} \cdot \frac{-1}{(\Delta \varphi)^2} \right)^2 u^2(\Delta \varphi)$$

AN : $Q = 13,7 \text{ mm/h} = 0,3288 \text{ m}^3/\text{j}$ $S = 0,97 \text{ m}^2$ $\Delta L = 5 \cdot 10^{-2} \text{ m}$ $\Delta \varphi = 2,2 \cdot 10^{-2} \text{ m}$

$$u(Q) = 0,075 \text{ mm/h} \rightarrow u^2(Q) = 3,24 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{j}^2$$

$$u(\varphi) = 4,5 \cdot 10^{-3} \text{ m} \rightarrow u^2(\Delta \varphi) = 4,05 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$u^2(K_v) \approx \left(\frac{5 \cdot 10^{-2}}{0,97 \times 2,2 \cdot 10^{-2}} \right)^2 \times 3,24 \cdot 10^{-6} + \left(\frac{0,3288 \times 5 \cdot 10^{-2}}{0,97} \times \frac{-1}{(2,2 \cdot 10^{-2})^2} \right)^2 \times 4,05 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 / \text{j}^2$$

$$u^2(K_v) \approx 0,0497 \text{ m}^2 / \text{j}^2 \rightarrow u(K_v) \approx 0,22 \text{ m} / \text{j}$$

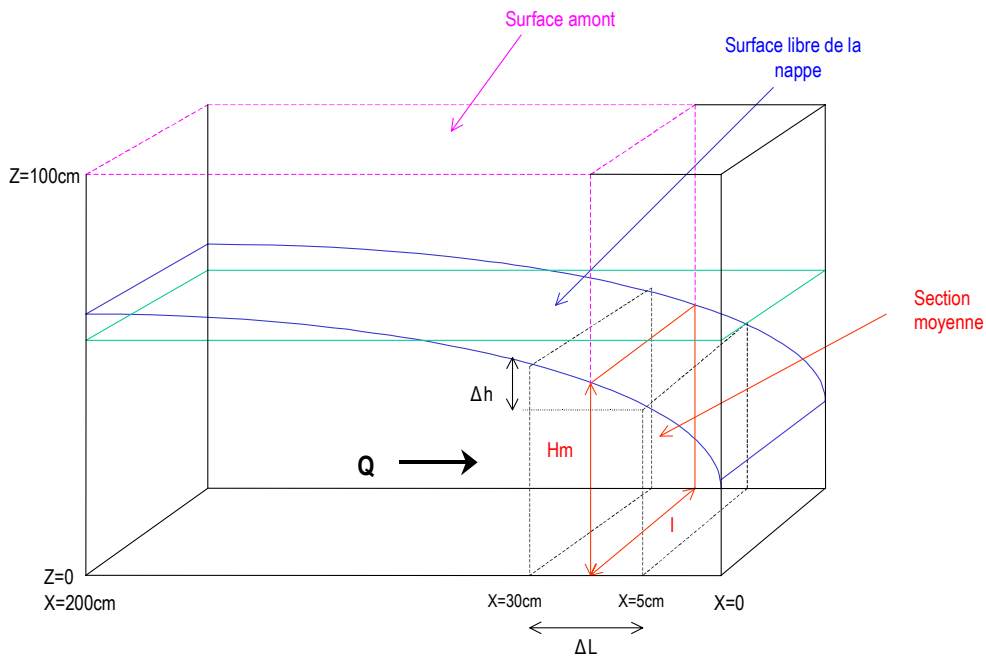
$$\Rightarrow K_v = 0,80 \pm 0,44 \text{ m} / \text{j} \text{ pour un coefficient d'élargissement égal à } 2$$

Cette méthode, appliquée successivement à plusieurs rangées de tensiomètres, nous permis d'évaluer la perméabilité verticale à différentes profondeurs. En moyenne on a estimé une perméabilité verticale de l'ordre de **$K_v = 1 \pm 0.44 \text{ m/j}$** .

Maquette MASHyNS

Perméabilité horizontale à saturation K_H (Dere, 2000).

La conductivité hydraulique horizontale à saturation a été évaluée à partir du gradient de charge local de la nappe près du fossé en régime permanent, dans le cas où le fossé aval est vide. On définit une section moyenne d'écoulement correspondant à la position moyenne (h_m) de la surface libre de la nappe entre les verticales à 5cm et 30cm du bord du fossé drainant.



$$K_H = \frac{Q \times \Delta L}{S \times \Delta h}$$

avec : Q = débit transitant horizontalement à travers le massif de sol [$L^3.T^{-1}$]

ΔL = distance entre les deux lignes de tensiomètres [L]

S = section [L^2]

$\Delta h = h_1 - h_2$ = différence de hauteur de nappe estimée, entre les deux lignes de tensiomètres [L]

Préalablement, on a défini :

$$S = h_m \times l$$

avec : h_m = hauteur de nappe moyenne entre les deux rangées de tensiomètres [L]

$$h_m = \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right)$$

et l largeur de la maquette [L]

$$u_{(h_m)}^2 = \frac{1}{4} \times u_{(h_1)}^2 + \frac{1}{4} \times u_{(h_2)}^2 = \frac{1}{2} \times u_{(h)}^2$$

$u_{(S)}^2 = l^2 \times u_{(h_m)}^2 + h_m^2 \times u_{(l)}^2 \approx l^2 \times u_{(h_m)}^2 \approx \frac{1}{2} \times u_{(h)}^2 \times l^2$ si on considère que $u_{(l)}$ est négligeable (l est une valeur donnée à l'usinage).

$$u_{(\Delta h)}^2 = u_{(h_1)}^2 + u_{(h_2)}^2 = 2u_{(h)}^2$$

$$u^2(K_H) = \left(\frac{\Delta L}{S \times \Delta h} \right)^2 u^2(Q) + \left(\frac{Q}{S \times \Delta h} \right)^2 u^2(\Delta L) + \left(\frac{Q \times \Delta L}{\Delta h} \cdot \frac{-1}{S^2} \right)^2 u^2(S) + \left(\frac{Q \times \Delta L}{S} \cdot \frac{-1}{(\Delta h)^2} \right)^2 u^2(\Delta h)$$

Si on considère que $u(\Delta L)$ est négligeable :

$$u^2(K_H) \approx \left(\frac{\Delta L}{S \times \Delta h} \right)^2 u^2(Q) + \left(\frac{Q \times \Delta L}{\Delta h} \cdot \frac{-1}{S^2} \right)^2 u^2(S) + \left(\frac{Q \times \Delta L}{S} \cdot \frac{-1}{(\Delta h)^2} \right)^2 u^2(\Delta h)$$

$$u^2(K_H) \approx \left(\frac{\Delta L}{S \times \Delta h} \right)^2 u^2(Q) + \left(\frac{Q \times \Delta L}{\Delta h} \cdot \frac{-1}{S^2} \right)^2 \times \frac{1}{2} u^2(h) \times l^2 + \left(\frac{Q \times \Delta L}{S} \cdot \frac{-1}{(\Delta h)^2} \right)^2 \times 2u^2(h)$$

AN : $\Delta L = 25.10^{-2}m$ $S = 0,144m^2$ $\Delta h = 23,9.10^{-2}mq = 0,306m/j$

$$u(Q) = 0,075mm/h \rightarrow u^2(Q) = 3,24.10^{-6}m^2/j^2$$

$$u^2(h) = (1,23.10^{-2})^2 = 1,51.10^{-4}m^2$$

$$u^2(K_H) \approx \left(\frac{25.10^{-2}}{0,144 \times 23,92.10^{-2}} \right)^2 \times 3,24.10^{-6} + \left(\frac{0,306 \times 25.10^{-2}}{23,92.10^{-2}} \times \frac{-1}{(0,144)^2} \right)^2 \times 0,5 \times 1,51.10^{-4} \times (0,48)^2$$

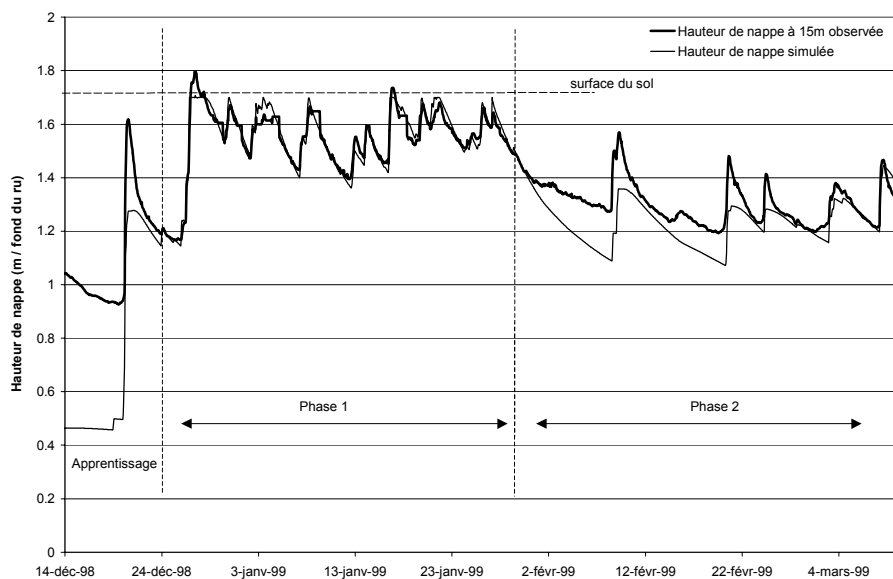
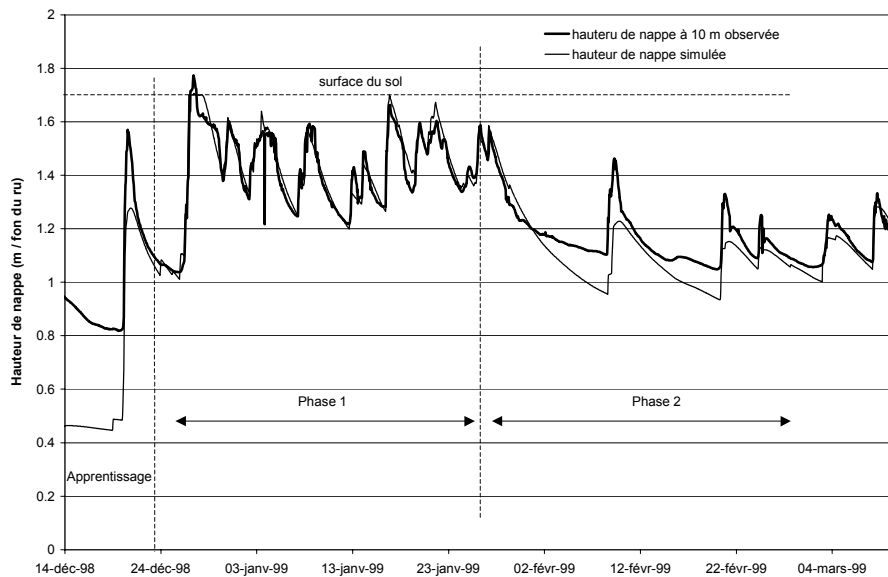
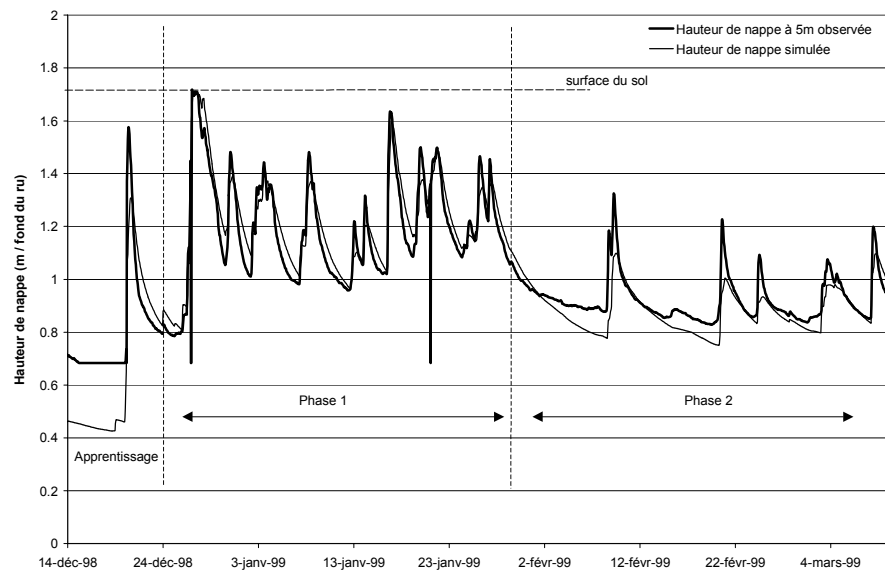
$$+ \left(\frac{0,306 \times 25.10^{-2}}{0,144} \times \frac{-1}{(23,92.10^{-2})^2} \right)^2 \times 2 \times 1,51.10^{-4} \quad m^2 / j^2$$

$$u^2(K_H) \approx 0,03 \text{ m}^2 / \text{j}^2 \rightarrow u(K_H) \approx 0,17 \text{ m} / \text{j}$$

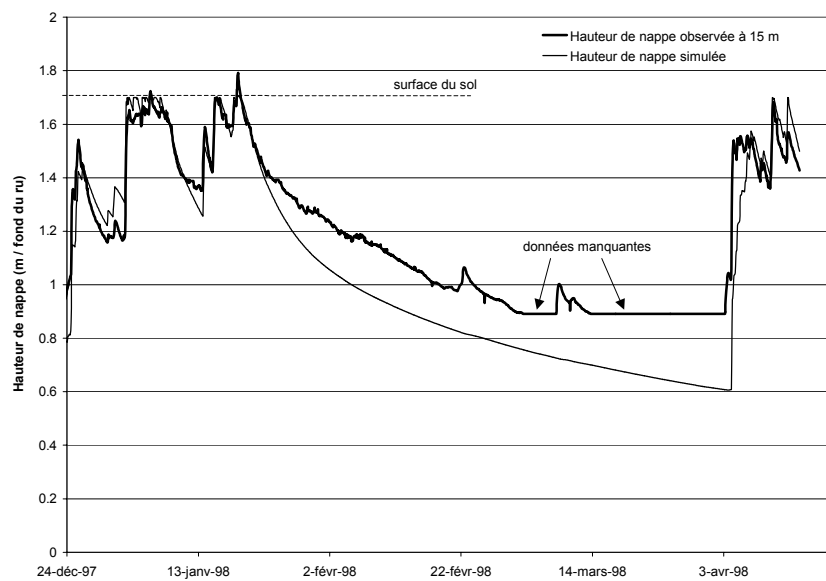
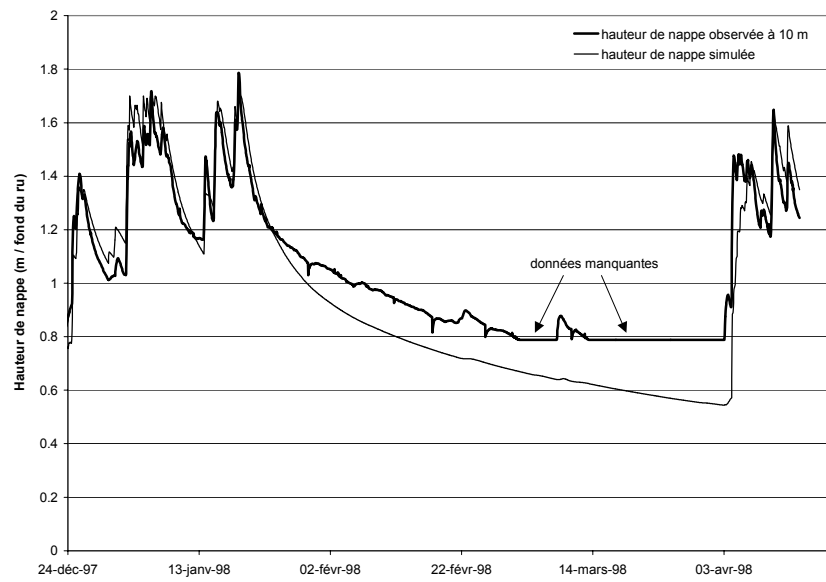
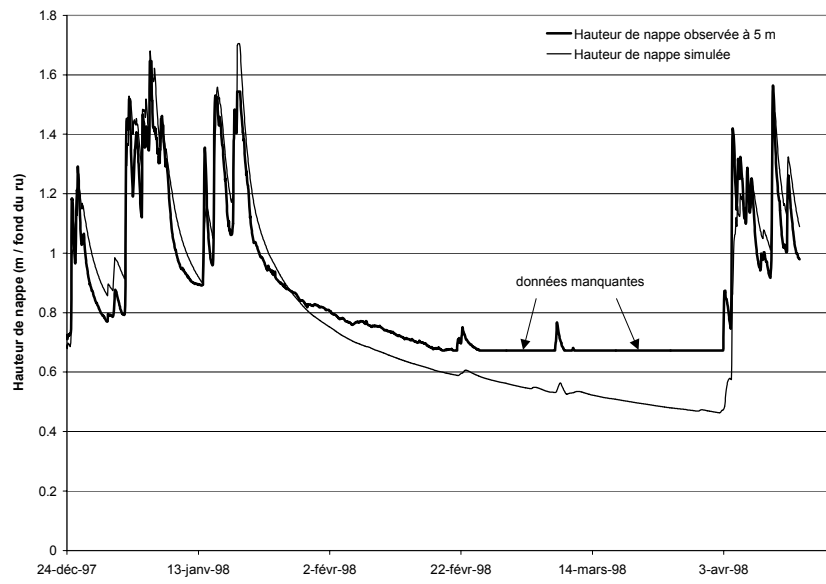
$$\Rightarrow K_H = 2,13 \pm 0,34 \text{ m} / \text{j} \text{ pour un coefficient d'élargissement égal à } 2$$

On obtient une estimation de la perméabilité horizontale du sol de la maquette. Cette perméabilité a été déterminée sur trois essais de régime permanents (09 ; 12,5 et 19,4 mm/h). On obtient alors des valeurs respectives de 2,46 ; 2,02 et 1,91m/j, soit une valeur moyenne de : **$K_H = 2,13 \pm 0,34 \text{ m/j}$** .

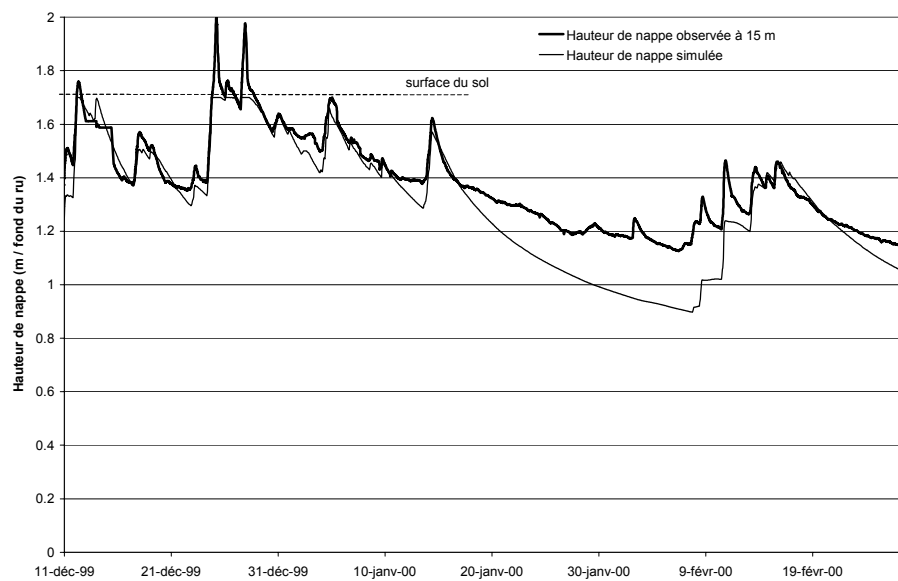
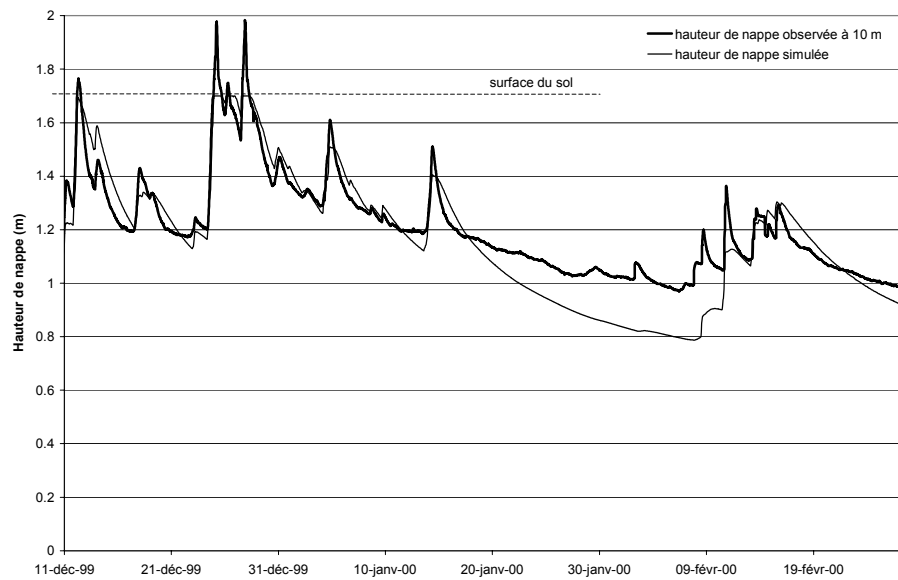
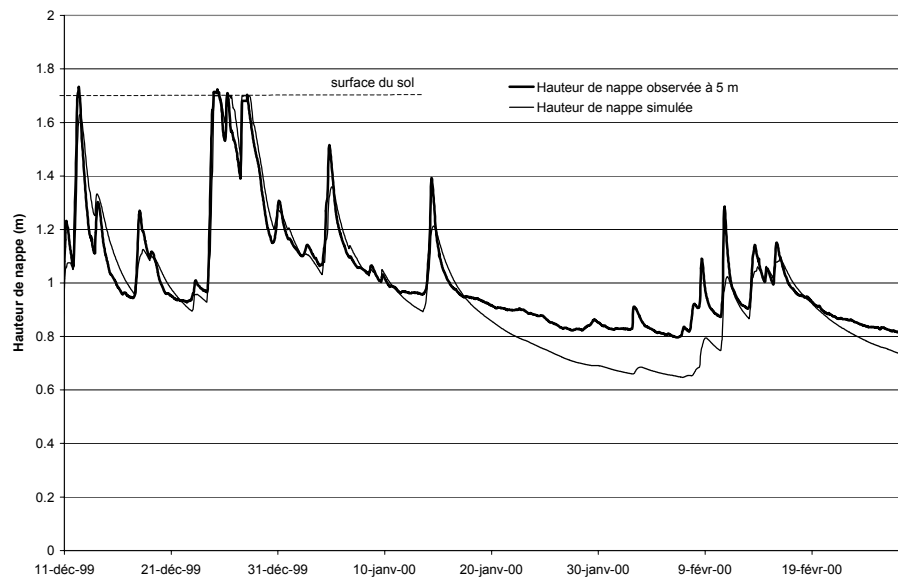
Calage (porosité de drainage constante). Hiver 98 / 99.



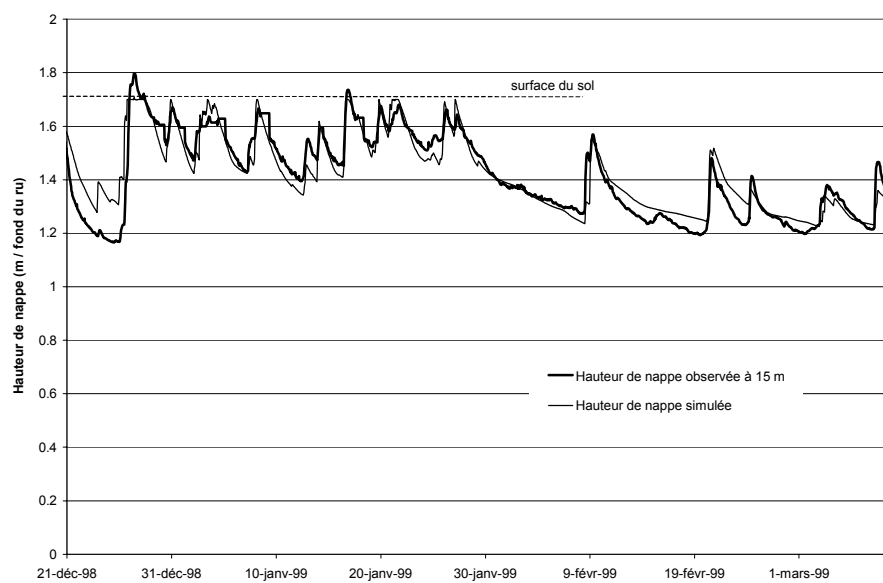
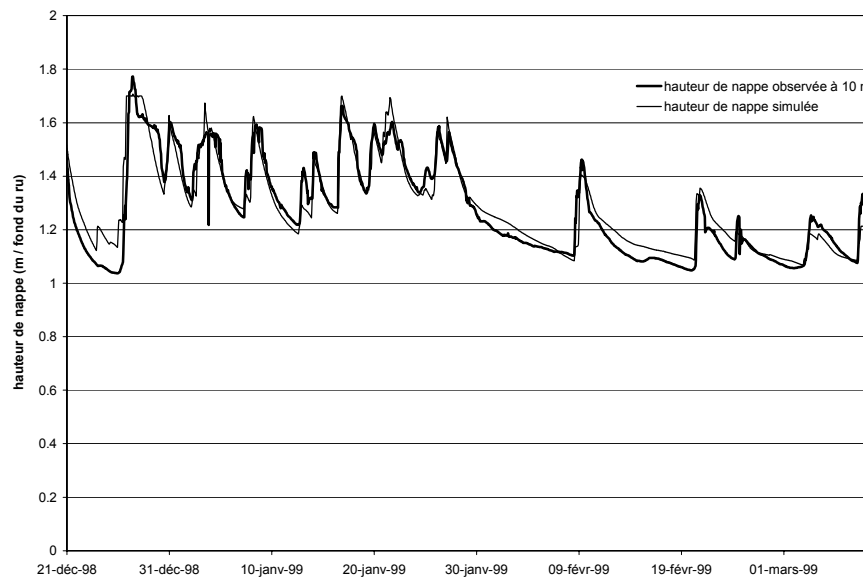
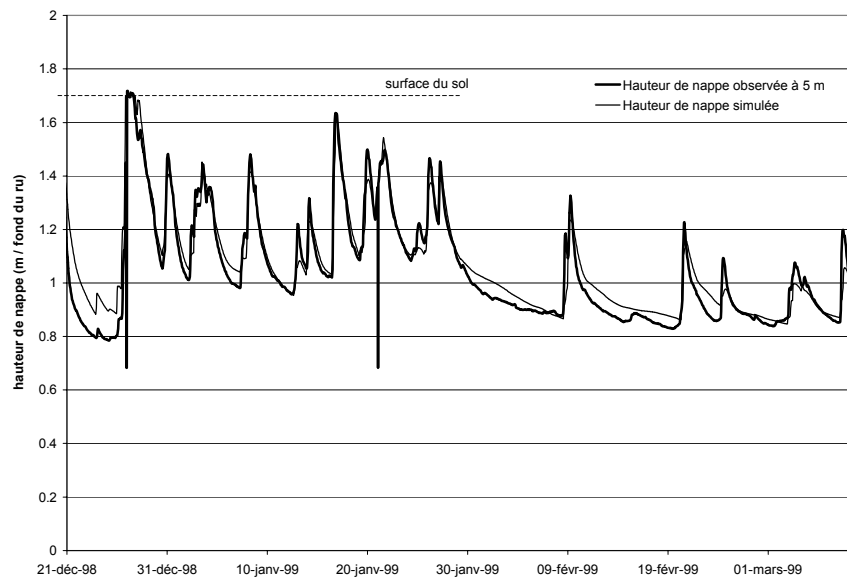
Validation (porosité de drainage constante). Hiver 97 / 98.



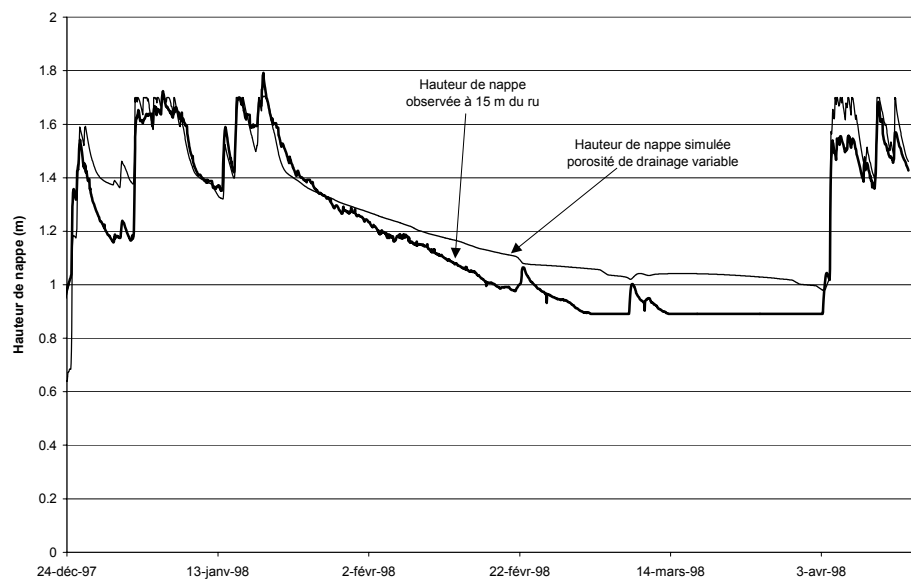
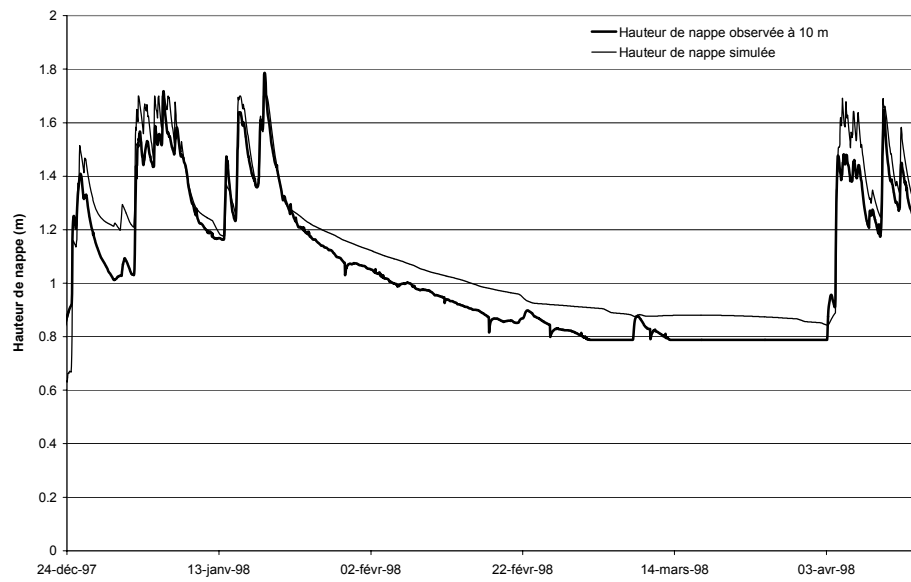
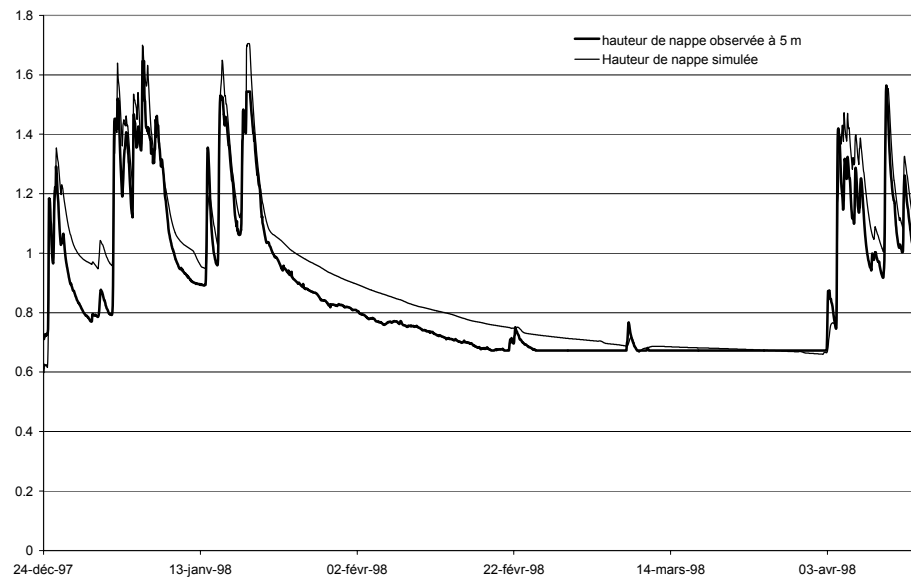
Validation (porosité de drainage constante). Hiver 99 / 00.



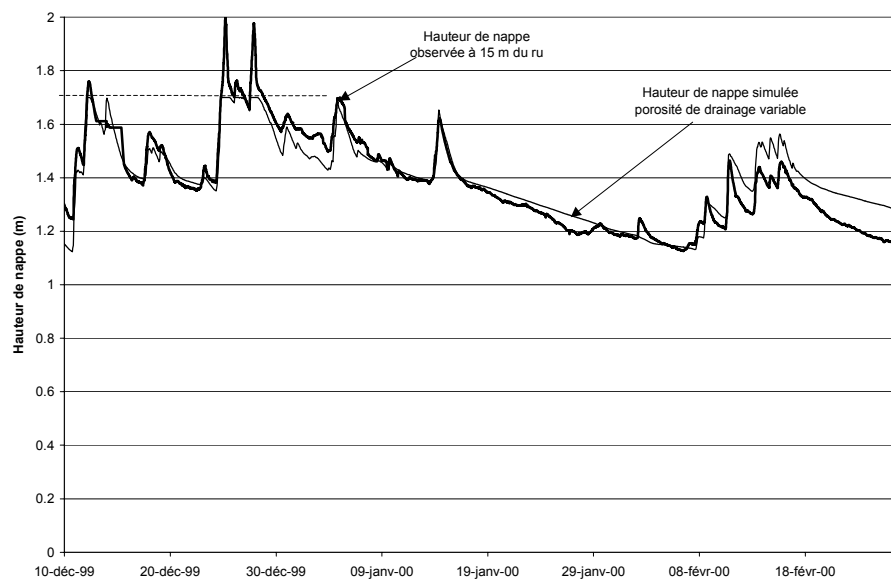
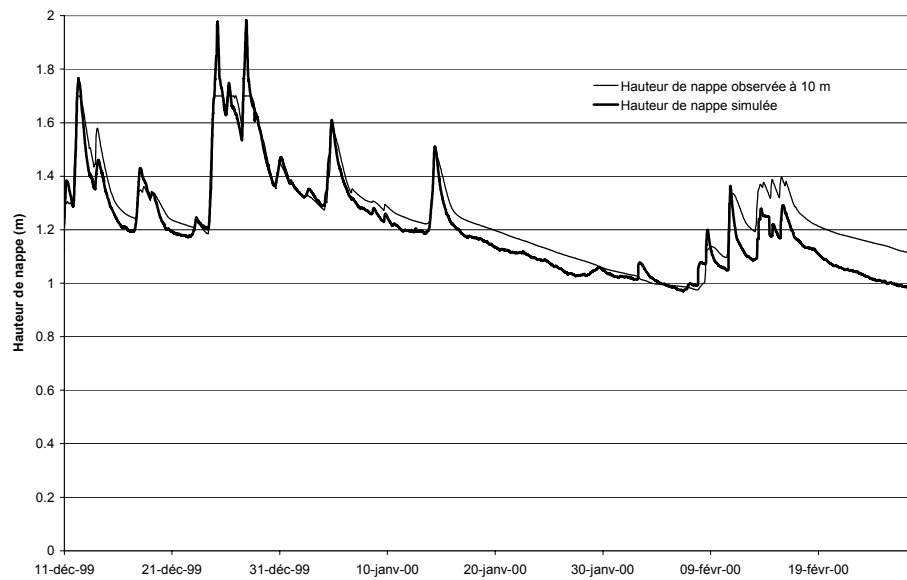
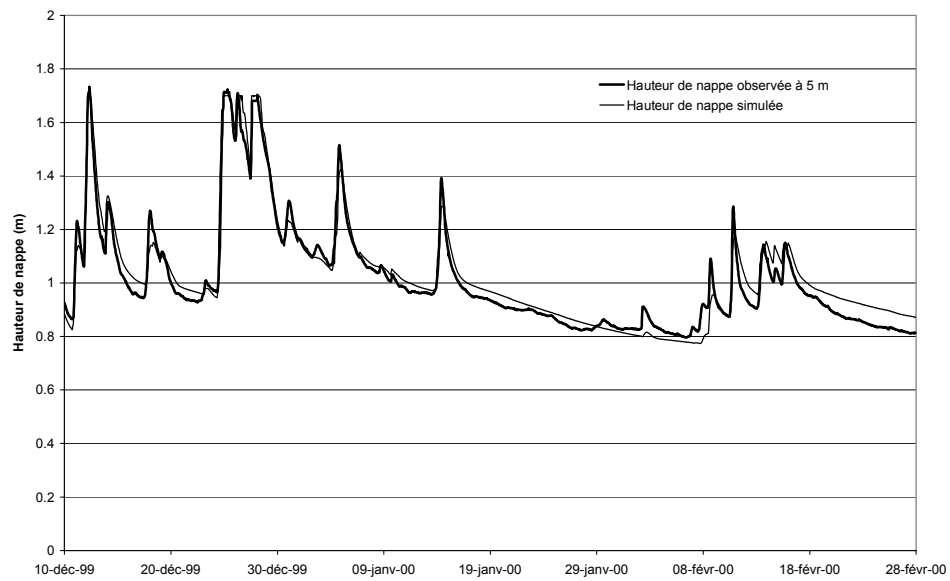
Calage (porosité de drainage variable). Hiver 98 / 99.



Validation (porosité de drainage variable). Hiver 97 / 98.



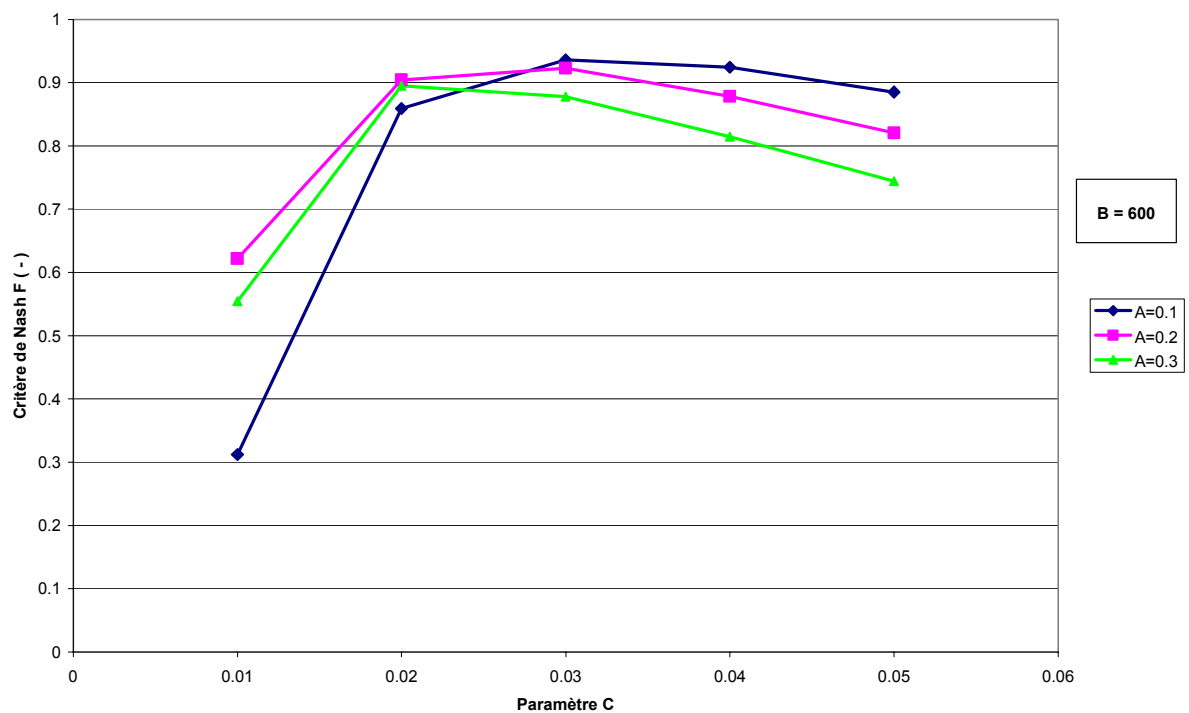
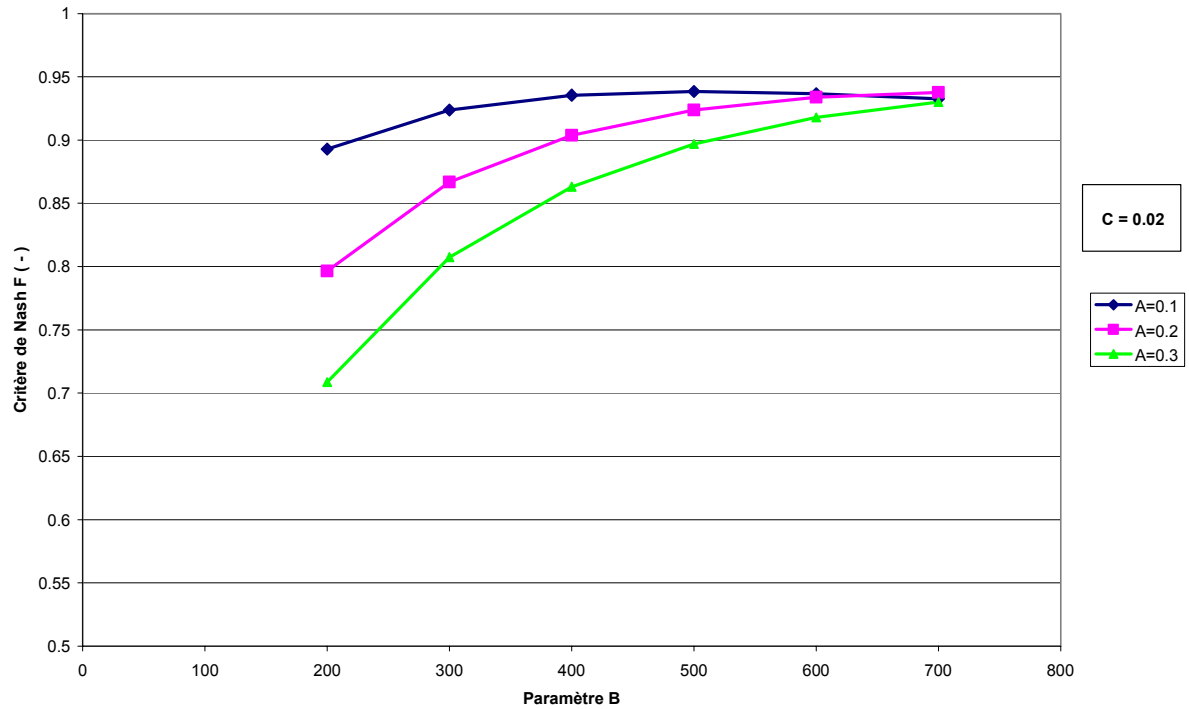
Validation (porosité de drainage variable). Hiver 99 / 00.



Etude sensibilité, paramétrage de la fonction $\mu = f(H'w(t))$, (section III. 6. 2, Chapitre 3)

$$\mu(t) = A.e^{-B.H'_w(t)} + C$$

Critère de Nash calculés par rapport aux hauteurs de nappe à 5 m. Hiver 98 / 99.



Etude sensibilité, paramétrage de la fonction $\mu = f(H'w(t))$, (section III. 6. 2, Chapitre 3)

$$\mu(t) = A.e^{-B.H'w(t)} + C$$

Critère de Nash calculés par rapport aux hauteurs de nappe à 15 m. Hiver 98 / 99.

