



HAL
open science

Couplage des processus hydrologiques reliant parcelles agricoles drainées, collecteurs enterrés et émissaire à surface libre : intégration à l'échelle du bassin versant

Hocine Henine

► **To cite this version:**

Hocine Henine. Couplage des processus hydrologiques reliant parcelles agricoles drainées, collecteurs enterrés et émissaire à surface libre : intégration à l'échelle du bassin versant. Sciences de l'environnement. Doctorat Hydrologie Science de l'Eau, Université Paris VI, 2010. Français. NNT : 2010PA066631 . tel-02594610

HAL Id: tel-02594610

<https://hal.inrae.fr/tel-02594610v1>

Submitted on 15 May 2020

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.



**THESE DE DOCTORAT DE
L'UNIVERSITE PIERRE ET MARIE CURIE**

Spécialité

Science de l'eau
(Ecole doctorale GRN)

Présentée par

HENINE Hocine

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR de l'UNIVERSITÉ PIERRE ET MARIE CURIE

Sujet de la thèse :

Couplage des processus hydrologiques reliant parcelles agricoles drainées, collecteurs enterrés et émissaire à surface libre :
intégration à l'échelle du bassin versant

soutenue le 28 mai 2010

devant le jury composé de :

M. Pierre Ribstein,	Directeur de thèse
M. Roger Moussa	Rapporteur
M. Nicolas Rivière	Rapporteur
M. Yves Nédélec	Examineur
M. Cyril Kao	Examineur
M. Denis Dartus,	Examineur
Mme Katia Laval	Examinatrice

Remerciements

Résumé

En période de crue, le rejet des réseaux de drainage par tuyaux enterrés peut être perçu comme une cause possible d'inondations. Cependant, lors du suivi expérimental d'épisodes de crue les plus intenses, plusieurs processus internes aux réseaux de drainage et d'assainissement agricoles se sont révélés atypiques vis-à-vis du fonctionnement supposé idéal au moment de leur dimensionnement. Il s'agit notamment de la submersion du point de rejet du réseau et de la mise en charge des tuyaux. L'objectif principal de cette thèse consiste à renforcer les connaissances sur de tels processus atypiques et de montrer, par l'expérimentation et par la modélisation, comment leur articulation (interaction entre milieux différents et interactions spatiales) influence le comportement hydrologique des bassins versants drainés.

L'expérimentation menée sur terrain (Site de Goins, inclus dans le bassin versant de l'Orgeval en Seine-et-Marne) a montré qu'on peut distinguer, selon la configuration des ouvrages, des cas de très faible influence et des cas au contraire d'influence forte, y compris pour de faibles débits. Cette influence peut induire de manière très nette une limitation des crues sortant de collecteurs drainés, voire modifier les écoulements dans la nappe drainée. La mise en charge des drains eux même ne permet plus un rabattement normal des nappes superficielles.

En termes de modélisation, la stratégie suivie consiste à mettre en jeu les différents processus d'écoulement dans la nappe et dans le réseau de drainage, ainsi que les interactions entre ces milieux, par la définition de conditions aux limites adaptées. La première interaction se situe entre le point de rejet du réseau de tuyaux enterrés et le fossé à ciel ouvert, et la deuxième interaction se situe entre la nappe drainée et les drains enterrés et qui peuvent être à surface libre (comportement normal) ou en charge (comportement influencé). Dans le cadre de cette thèse, un modèle de nappe (D2D) a été développé avec des conditions particulières au niveau des drains lui permettant de simuler le drainage en tenant compte des différentes situations cités plus haut, et a été couplé à un modèle de réseau s'appuyant sur les équations de Saint-Venant monodimensionnelles (Elixir). Le modèle couplé a été calé et validé à partir des données expérimentales. L'application du modèle couplé a montré que la mise en charge des drains conduit à un stockage temporaire de l'eau infiltrée dans le sol. Durant cette phase de mise en charge des drains, ce dernier joue ainsi un rôle tampon. La remontée de la nappe à sa surface favorise également le stockage de surface puis le transfert par ruissellement de la pluie qui ne peut s'infiltrer.

Le modèle couplé a été ensuite appliqué sur un bassin versant théorique pour tester l'impact du dimensionnement du réseau de drainage sur son comportement. Des scénarios avec un réseau de drainage dimensionné selon les règles de l'art, sous-dimensionné et surdimensionné ont été testés. Les résultats montrent qu'un réseau sous-dimensionné, permet de réduire significativement le débit de pointe à l'exutoire sans perturber notablement le temps et la profondeur de rabattement de la nappe, deux facteurs importants pour les pratiques agricoles.

Abstract

During high flood events, the discharge of artificial sub-surface drainage system could be seen as a possible cause of inundation. However, experimental monitoring during flood events showed that several internal processes within drainage network are atypical in regard to their ideal design. These processes include network outlet submersion sub-surface pipe overpressure. The main objective of this Ph.D is to increase current knowledge on such atypical processes and to show, through experimentation and modeling, how their relationship (interaction between different media and spatial interactions) influence the hydrological behavior of artificially drained catchments.

A field experiment carried out in at Goins (included in the Orgeval catchment, Seine-et-Marne, France) showed that different cases can be distinguished, depending on pipes network configuration. Some of them demonstrated a very low influence on inundation; whereas, others could have a stronger impact, even for low discharges. These cases would result in significantly limiting drainage discharges and modifying water table flows. Drain pressurization did not allow a normal water table drawdown.

The modeling strategy consisted in taking into account the various flow processes in the water table and in the drainage network, and the interactions between these media, by introducing appropriate boundary conditions. The first interaction was between the outlet of buried pipe network and the open ditch. The second interaction was between water table and buried drains which could be either under free-water surface (normal behavior) or pressurized (influenced behavior) flow conditions. During this study, a model of water table (D2D) was developed with specific conditions allow to simulate drainage flows under the previously mentioned different situations. The water table model was coupled with a network model based on the one-dimensional equations of Saint-Venant (Elixir). The coupled model was calibrated and validated using experimental data. Its application showed that drains pressurization led to a temporary storage of infiltrated water into the soil profile. During this phase, soil acted as a buffer. The rise of the water table to the surface also allowed surface storage and runoff transfer.

The coupled model was then applied on a hypothetical drained catchment to test the impact of the drainage design on its behavior. Scenarios with a network drainage system sized according to the rule of design, undersized and oversized were tested. Results show that undersized network reduces significantly the peak flow at the outlet, without disturbing significantly the time and depth of water table drawdown, two important parameters in agricultural practices.

Table des matières

INTRODUCTION	1
1. LE COMPORTEMENT DES RESEAUX DE DRAINAGE PAR TUYAUX ENTERRES	1
2. IMPACT DU DRAINAGE AGRICOLE A DIFFERENTES ECHELLES	3
2.1 A L'ECHELLE DE LA PARCELLE DRAINEE:	4
2.2 A L'ECHELLE D'UN GROUPE DE PARCELLE ET D'UN BASSIN VERSANT :.....	5
3. STRUCTURE DU TRAVAIL DE THESE	6
CHAPITRE I : DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET ANALYSE DES DONNEES OBSERVEES	9
1. INTRODUCTION	9
2. LOCALISATION, CONTEXTE CLIMATIQUE ET GEOLOGIQUE	10
2.1 LOCALISATION	10
2.2 CONTEXTES GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE.....	11
2.3 COUVERTURE LIMONEUSE DU BASSIN VERSANT DE GOINS	14
2.4 LE RESEAU DE DRAINAGE	16
2.5 LE CONTEXTE CLIMATIQUE	17
3. EQUIPEMENT EXPERIMENTAL DU BASSIN VERSANT DE GOINS	17
3.1 AU NIVEAU DU BASSIN VERSANT.....	19
3.1.1 Débit total	19
3.1.2 Précipitations.....	19
3.2 A L'ECHELLE DE LA PARCELLE DRAINEE	19
3.2.1 Débit de drainage.....	19
3.2.2 Piézométrie.....	21
3.3 AUTRES MESURES	24
4. ANALYSE DES DONNEES EXPERIMENTALES	24
4.1 FONCTIONNEMENT HYDROLOGIQUE DU PERIMETRE DE GOINS ENTRE 1998 ET 2008	24
4.2 COMMENTAIRES SUR LES DONNEES ACQUISES.....	28
4.2.1 Débits	28
4.2.2 Piézométrie.....	30
4.3 ANALYSE DE L'IMPACT DE LA MISE EN CHARGE DU RESEAU DE DRAINAGE SUR SON COMPORTEMENT	34
4.3.1 Introduction.....	34
4.3.2 Impact de la mise en charge sur le débit du collecteur de la parcelle.....	35
4.3.3 Impact de la mise en charge sur le comportement de la nappe.....	38

5. CONCLUSION.....	40
CHAPITRE II : MODELISATION DU FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE DU SYSTEME DRAINANT : NAPPE ET RESEAU D'EVACUATION	43
1. INTRODUCTION.....	43
2. MODELISATION HYDRAULIQUE DU RESEAU DE DRAINAGE (DRAINS, COLLECTEURS ENTERRES ET FOSSES A CIEL OUVERT).....	45
2.1 MODELISATION DES ECOULEMENTS DANS LE RESEAU DE DRAINAGE EN REGIME TRANSITOIRE.....	47
2.2 MODELISATION DES ECOULEMENTS MIXTES DANS LES RESEAUX DE TUYAUX.....	50
2.3 PRISE EN COMPTE DES ECOULEMENTS MIXTES DANS LES RESEAUX DE DRAINAGE.....	51
3. ECOULEMENT DANS LES NAPPES DRAINEES PAR TUYAUX ENTERRES.....	53
3.1 INTRODUCTION	53
3.2 DIFFERENTES APPROCHES DE MODELISATION DANS LE DRAINAGE AGRICOLE	54
3.2.1 <i>Approche tridimensionnelle.....</i>	<i>56</i>
3.2.2 <i>Approche bidimensionnelle verticale</i>	<i>56</i>
3.2.3 <i>Approche monodimensionnelle horizontale.....</i>	<i>58</i>
3.3 MODELISATION BIDIMENSIONNELLE HORIZONTALE D'UNE NAPPE DRAINEE.....	59
3.3.1 <i>Problème physique et hypothèses simplificatrices</i>	<i>59</i>
3.3.2 <i>Ecriture de l'équation bidimensionnelle</i>	<i>61</i>
3.3.3 <i>Modèle numérique de nappe bidimensionnel horizontal D2D</i>	<i>64</i>
3.3.4 <i>Conclusion sur la partie modélisation de la nappe drainée.....</i>	<i>77</i>
4. CONCLUSION.....	77
CHAPITRE III : COUPLAGE ENTRE LE MODELE DE NAPPE BIDIMENSIONNEL ET LE MODELE DE RESEAU MONODIMENSIONNEL.....	79
1. INTRODUCTION.....	79
2. PRESENTATION DE LA PLATE-FORME DE COUPLAGE LIQUID®	81
2.1 L'ARCHITECTURE LOGICIELLE DE LA PLATE-FORME	81
2.1.1 <i>Modules.....</i>	<i>82</i>
2.1.2 <i>Modèles.....</i>	<i>84</i>
2.1.3 <i>Scheduler.....</i>	<i>84</i>
3. COUPLAGE D2D/ELIXIR DANS LIQUID®	85
3.1 L'INTEGRATION DU MODULE D2D DANS LIQUID®	86
3.2 L'INTEGRATION DU MODULE ELIXIR DANS LIQUID®	89
3.3 ALGORITHME DE COUPLAGE D2D/ELIXIR.....	91

Table des matières

4. CONCLUSION.....	95
CHAPITRE IV : APPLICATION DU MODELE COUPLE A L'ECHELLE DE LA PARCELLE ET A CELLE D'UN GROUPE DE PARCELLES.....	99
1. INTRODUCTION.....	99
2. APPLICATION A L'ECHELLE D'UNE PARCELLE DRAINEE.....	100
2.1.1 <i>Plan du réseau de drainage.....</i>	<i>101</i>
2.1.2 <i>Maillage du domaine</i>	<i>102</i>
2.1.3 <i>Conditions aux limites et conditions internes.....</i>	<i>102</i>
2.1.4 <i>Données de forçage climatique du modèle couplé : la recharge de la nappe</i>	<i>104</i>
2.1.5 <i>Propriétés hydrodynamiques.....</i>	<i>105</i>
2.2 CALAGE DU MODELE.....	105
2.2.1 <i>Critère de calage</i>	<i>105</i>
2.2.2 <i>Période de calage et conditions initiales</i>	<i>106</i>
2.2.3 <i>Paramètres à caler</i>	<i>107</i>
2.2.4 <i>Procédure de calage et tests de sensibilité.....</i>	<i>109</i>
2.2.5 <i>Résultats du calage</i>	<i>111</i>
2.2.6 <i>Episode de mise en charge à l'intérieur de la période de calage.....</i>	<i>114</i>
2.3 VALIDATION DU MODELE DURANT UN EPISODE DE MISE EN CHARGE DU RESEAU.....	116
2.4 CONCLUSION SUR LA PARTIE APPLICATION A L'ECHELLE DE LA PARCELLE.....	120
3. APPLICATIONS A L'ETUDE DE SCENARIOS A L'ECHELLE D'UN GROUPE DE PARCELLE FORMANT UN PETIT BASSIN VERSANT THEORIQUE	122
3.1 LE BASSIN VERSANT THEORIQUE	123
3.2 MODELE INTEGRANT LES PARCELLES INFLUENCEES ET NON INFLUENCEES	124
3.3 INFLUENCE DU DIAMETRE DES COLLECTEURS DU RESEAU SECONDAIRE SUR LE FONCTIONNEMENT DU DRAINAGE	126
3.3.1 <i>Calcul du diamètre du collecteur secondaire en utilisant la formule de Manning-Strickler.....</i>	<i>126</i>
3.3.2 <i>Résultats des simulations</i>	<i>127</i>
3.4 INFLUENCE DE L'ECARTEMENT ENTRE LES DRAINS SUR LE FONCTIONNEMENT DU DRAINAGE	132
3.5 ETUDE COMPLEMENTAIRE DE L'INFLUENCE D'UN CONTROLE AVAL ARTIFICIEL.....	141
3.6 IMPACT DE LA MISE EN CHARGE SUR LA LAME D'EAU RUISSELEE	143
4. CONCLUSIONS.....	145
CONCLUSION GENERALE	151
1. LES PRINCIPAUX RESULTATS	151
1.1 MISE EN CHARGE DU RESEAU DE DRAINAGE : IMPACT A L'ECHELLE DE LA PARCELLE.....	151
1.2 COUPLAGE ENTRE UN MODELE DE NAPPE ET UN MODELE DE RESEAU	152

Table des matières

1.3 APPLICATION DU MODELE COUPLE.....	153
2. RECOMMANDATION ET PERSPECTIVES	153
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	157
ANNEXES.....	165
ANNEXE I : IMPACT DE LA MISE EN CHARGE DU RESEAU DE DRAINAGE PAR TUYAUX ENTERRES SUR LE DEBIT (ARTICLE PARU DANS VADOSE ZONE JOURNAL).....	166
ANNEXE II : HYPOTHESES SIMPLIFICATRICES SUPPLEMENTAIRE SUR L'ECOULEMENT DE NAPP.....	174
1. LA RECHARGE DE LA NAPPE ET POROSITE DE DRAINAGE.....	174
2. HYPOTHESE DE DUPUIT-FORCHHEIMER ET PRISE EN COMPTE DE L'EFFET DE LA PENTE.....	175
ANNEXE III : FORMULATION MONODIMENSIONNELLE EN REGIME PERMANENT AVEC UN DRAIN EN CHARGE....	178
1. INTRODUCTION	178
2. ESTIMATION DU PROFIL DE LA CHARGE HYDRAULIQUE AU NIVEAU DU DRAIN.....	170
2.1 MODELE DU PROFIL DE CHARGE AU NIVEAU DU DRAIN	181
2.2 HAUTEUR DE LA NAPPE AU DESSUS DU DRAIN ET RELATION DEBIT / HAUTEUR DE NAPPE.....	185
3. APPLICATION EN REGIME TRANSITOIRE	188
3.1 EXPRESSION DE L'HYPOTHESE DE DUPUIT-FORCHHEIMER AU NIVEAU DU DRAIN	189
3.1.1 Expression générale de l'erreur liée à l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer	190
3.1.2 Expression de l'erreur à l'interdrain \mathcal{E}_1	190
3.1.3 Expression de l'erreur au drain \mathcal{E}_d	191
3.1.4 Combinaison des erreurs au drain et à l'interdrain	191
3.1.5 Expression de la profondeur équivalente	192
ANNEXE IV : REALISATION DU MAILLAGE POUR LE MODELE D2D : UTILISATION DE POSTGIS ET GRASS.....	194
1. OBJECTIF.....	194
2. DEFINITION DES AXES (X' ET Y') DE LA NOUVELLE BASE	195
3. CHOIX DE DES PAS D'ESPACE ΔX ET ΔY	196
4. DEFINITION DE L'ORIGINE DE LA NOUVELLE BASE	198
5. REALISATION DU MAILLAGE	199
ANNEXE V : RESULTATS DES SIMULATIONS SUR LE BASSIN VERSANT THEORIQUE	202
1. IMPACT DE L'INFLUENCE EN AVAL SUR LE FONCTIONNEMENT DU RESEAU	202

Table des matières

2. PARTAGE ENTRE L'INFILTRATION, LE RUISSELLEMENT ET LE DRAINAGE	207
2.1 CAS D'UN RESEAU DE DRAINAGE NON INFLUENCE EN AVAL.....	208
2.2 CAS DU RESEAU DE DRAINAGE INFLUENCE EN AVAL.....	210

Table des symboles

Modèle de réseau de drainage

- Q : Le débit transitant par le collecteur (L^3T^{-1}) ;
- K_{MS} : Le coefficient de rugosité de Manning-Strickler ($L^{1/3}T^{-1}$) ;
- d : Le diamètre intérieur du collecteur (L);
- I : La pente du collecteur
- S : surface mouillée [L^2] ou section d'écoulement
- y : tirant d'eau de la surface libre [L] (illustrée ci-dessus)
- J : perte de charge par unité de longueur [Sans unité]
- q, q_{lat} : débit latéral exprimé par unité de longueur [L^2T^{-1}]
- β : coefficient qui exprime la non-uniformité de la vitesse dans la section. Généralement égal à 1
- g : accélération de la pesanteur [L^2T^{-2}]
- ε (dans l'équation de Saint-Venant) : coefficient de variation latérale des pertes de charge [Sans unité]. Ce coefficient est égal à 0 si $q > 0$, et égal à 1 si $q < 0$
- Δq_{lat} : variation du débit latéral par unité de temps [L^2T^{-1}]
- Δq_{noeuds} : variation du au noeuds par unité de temps [L^3T^{-1}]
- ΔY : variation du tirant d'eau de la surface libre [L]

Modèle de nappe

- q_x et q_y : Débits unitaires horizontaux [L^2T^{-1}] dans les deux directions x et y , respectivement ;
- q : débit de nappe [L^3T^{-1}]
- $Z_s(x, y, t)$: altitude de la surface de la nappe [L]
- $Z_i(x, y)$: altitude du substratum imperméable [L]

Table des matières

- $H(x, y, t)$: hauteur de la nappe égale à $(Z_s(x, y, t) - Z_f(x, y))$
- R : recharge de la nappe [LT^{-1}].
- $S(x, y, t)$: terme source (ou puits) [LT^{-1}].
- μ_d : porosité de drainage
- K : conductivité hydraulique [LT^{-1}].
- $\varphi(x, y, z, t) = z + \frac{\rho}{\rho g}$: potentiel total ou charge hydraulique totale [L]
- A_1 et A_2 : facteurs définissant la forme de la nappe dans le modèle SIDRA[-]

Introduction

1. Le comportement des réseaux de drainage par tuyaux enterrés

Le drainage agricole est une pratique destinée à préserver les champs cultivés des excès d'eau lors des pluies hivernales. Aujourd'hui en France, il concerne près de 3 millions d'hectares, soit 10 % de la S.A.U (Surface Agricole Utile ; données de la CIID¹). Les parcelles drainées couvrent parfois des superficies importantes au sein de certains bassins versants (jusqu'à 80% dans des bassins versants de la Brie par exemple).

Les pratiques de drainage agricole par tuyaux enterrés, qui consistent en l'enfouissement d'un réseau de tuyaux perforés parallèles entre eux, se sont essentiellement développées dans le but de réduire une contrainte agronomique liée à l'engorgement temporaire des sols. Les critères de dimensionnement visent d'une part, en matière d'écartement et de profondeur des drains, à garantir un temps et une profondeur de rabattement de la nappe perchée compatible avec les pratiques agricoles caractéristiques des cultures envisagées sur la parcelle. Il s'agit d'autre part d'évacuer un débit de projet en utilisant des diamètres des collecteurs et des longueurs de drains adaptées, sans mise en charge des tuyaux.

A cet objectif économique du drainage agricole (augmentation du rendement des cultures agricoles), on oppose de plus en plus des préoccupations écologiques et sociales, dues à une prise de conscience en matière d'environnement et du rôle des activités humaines vis-à-vis des risques naturels. On cherche ainsi à comprendre quelles sont les conséquences des rejets de drainage sur les inondations et la modification de la qualité des eaux.

En hydrologie, plusieurs études se sont intéressées aux incidences du drainage agricole, tant sur le débit que sur la qualité de l'eau, à l'exutoire des bassins versants. On distingue deux classes d'études : (1) La première classe s'intéresse à la modification du régime hydrologique des bassins versants suite à la mise en place du drainage agricole. Ces études font suite à certains avis estimant que l'augmentation de l'apparition des crues éclair et le débordement des cours d'eau est la conséquence directe des aménagements hydro-agricoles, et notamment du drainage par tuyaux enterrés (e.g. Istok et Kling, 1983). Elles sont basées généralement sur la comparaison du régime hydrologique des bassins versants avant et après la mise en place du drainage agricole à partir des données expérimentales ou par la modélisation (e.g. Istok et Kling, 1983; Konyha et al., 1992). Ces études montrent que l'impact

¹ CIID: Commission Internationale sur l'Irrigation et le Drainage

Introduction

dépend du climat, du type de sol, et de la pente du site en question (Lesaffre et Zimmer, 1988; Robinson et Rycroft, 1999). En effet, si la nappe est près de la surface, à cause de fortes précipitations ou d'une faible perméabilité du sol, le transfert naturel de l'eau vers l'exutoire se fait par ruissellement et par écoulement hypodermique. La mise en place du drainage agricole permet de rabattre le niveau de la nappe et d'augmenter la capacité de stockage du sol. Par conséquent, il permet de réduire le ruissellement de surface et le débit de pointe à l'exutoire (Robinson et Rycroft, 1999). Ainsi, le taux de réduction du débit à l'exutoire dépend de l'état de la nappe ou de l'humidité du sol avant les précipitations, et aussi de la qualité du drainage artificiel (Fraser et Fleming, 2001; Konyha et al., 1992; Lesaffre et Morel, 1986).

Dans le cas d'un climat sec ou d'un sol très perméable, l'écoulement naturel se produit généralement aisément dans le sol, et la mise en place d'un drainage agricole conduit à l'augmentation des débits de pointe à l'exutoire, en introduisant dans les fossés et les rivières des eaux qui auraient pu circuler de manière plus diffuse en son absence, par infiltration profonde ou écoulement hypodermique.

(2) La deuxième classe d'études concerne celles qui s'intéressent au comportement du drainage agricole lui-même. En effet, lorsque sa mise en place devient nécessaire pour le développement de l'agriculture, ces études visent particulièrement à chercher les critères optimisant son dimensionnement hydraulique pour limiter le débit de rejet à l'exutoire, tout en assurant leur rôle agronomique qui consiste à lutter contre l'engorgement temporaire des sols (Mishra et Singh, 2007; Skaggs, 2007a; Wiskow et Van Der Ploeg, 2003).

Ce travail de thèse s'inscrit dans cette deuxième classe d'études, avec pour objectif l'étude du comportement de l'ensemble du système de drainage par tuyaux enterrés en période de fortes crues.

En période de crue, les débits sortant d'un réseau de drainage forment des séquences complexes, très liées à la succession des saisons. Selon Lesaffre (1988), les débits observés en sortie d'une parcelle drainée sont caractérisés par un débit de pointe, dépassant les 10 l/s/ha dans les sols très perméables, très brefs (quelques heures), et suivis d'une phase de tarissement plus longue. L'effet des crues de drainage sur les inondations en bord de rivière est encore plus complexe à étudier. Il peut être dommageable, par augmentation des pics de débit, comme il peut être bénéfique, par atténuation de ces pics (Oberlin, 1981; Robinson et Rycroft, 1999). Une étude de comportement du drainage agricole doit mettre en jeu l'ensemble des facteurs pouvant influencer les processus de transfert des crues entre la parcelle et l'exutoire du bassin versant. Nous pouvons citer trois facteurs qui nous semblent jouer un rôle important pour cela :

1. la mise en charge des drains, qui conduit d'une part, à la remontée de la nappe vers la surface du sol, favorisant ainsi le transfert par ruissellement de l'eau de pluie qui ne

peut s'infiltrer, et d'autre part, à une libération rapide de l'eau par le réseau de drains au début du tarissement non influencé, c'est à dire lorsque les drains ne sont plus en charge;

2. la mise en charge du réseau de collecteurs, à cause de la surélévation du niveau de l'eau du fossé récepteur au dessus du point de rejet du réseau; Nédélec (2005) a montré, sur le sous bassin versant du ru de fossé Rognon à l'amont de Mèlarchez (bassin versant de l'Orgeval, également support expérimental du présent travail), que des débits sortant d'un collecteur, lors de la mise en charge, peuvent rester quasiment constants, tandis que le débit total à l'exutoire du bassin versant continue d'augmenter;
3. l'effet de décalage dans le temps entre les débits de pointe provenant du drainage et du ruissellement de surface; ce facteur se révèle d'une importance majeure dans le contrôle des débits de pointe (Robinson et Rycroft, 1999).

Nous verrons à travers les expérimentations mises en œuvre dans le cadre de cette thèse que certaines crues font effectivement apparaître les facteurs listés précédemment. Il s'agit alors de préciser l'utilité de la prise en compte de ces facteurs dans une étude d'impact du drainage agricole, et si cette utilité dépend des objectifs de l'étude et de son échelle d'intervention.

Notre étude du comportement du réseau de drainage lors de fortes crues va s'intéresser au cas du transfert de la parcelle vers l'exutoire par la voie du réseau enterré, en traitant particulièrement le cas de la mise en charge de ce réseau.

L'étude du système reliant le sol des parcelles agricoles drainées à l'exutoire du bassin versant se fait à l'aide d'un ensemble de modèles numériques capables de représenter les différentes composantes du parcours de l'eau de pluie, s'appuyant sur des données expérimentales de terrain.

2. Impact du drainage agricole à différentes échelles

L'organisation spatiale d'un bassin versant drainé par tuyaux enterrés est caractérisée par l'emboîtement de trois échelles distinctes (colonne de gauche sur la figure 1): (i) l'échelle de la parcelle drainée, à laquelle sont étudiés les panneaux de drains et le réseau primaire de collecteurs ; (ii) l'échelle du groupe de parcelles (drainées et non drainées) autour duquel s'organisent le réseau de collecteurs enterrés secondaires et le réseau primaire de fossés à ciel ouvert dans lesquels vont déboucher les collecteurs ; (iii) enfin l'échelle du bassin versant qui intègre le groupe de parcelles et le réseau hydrographique général.

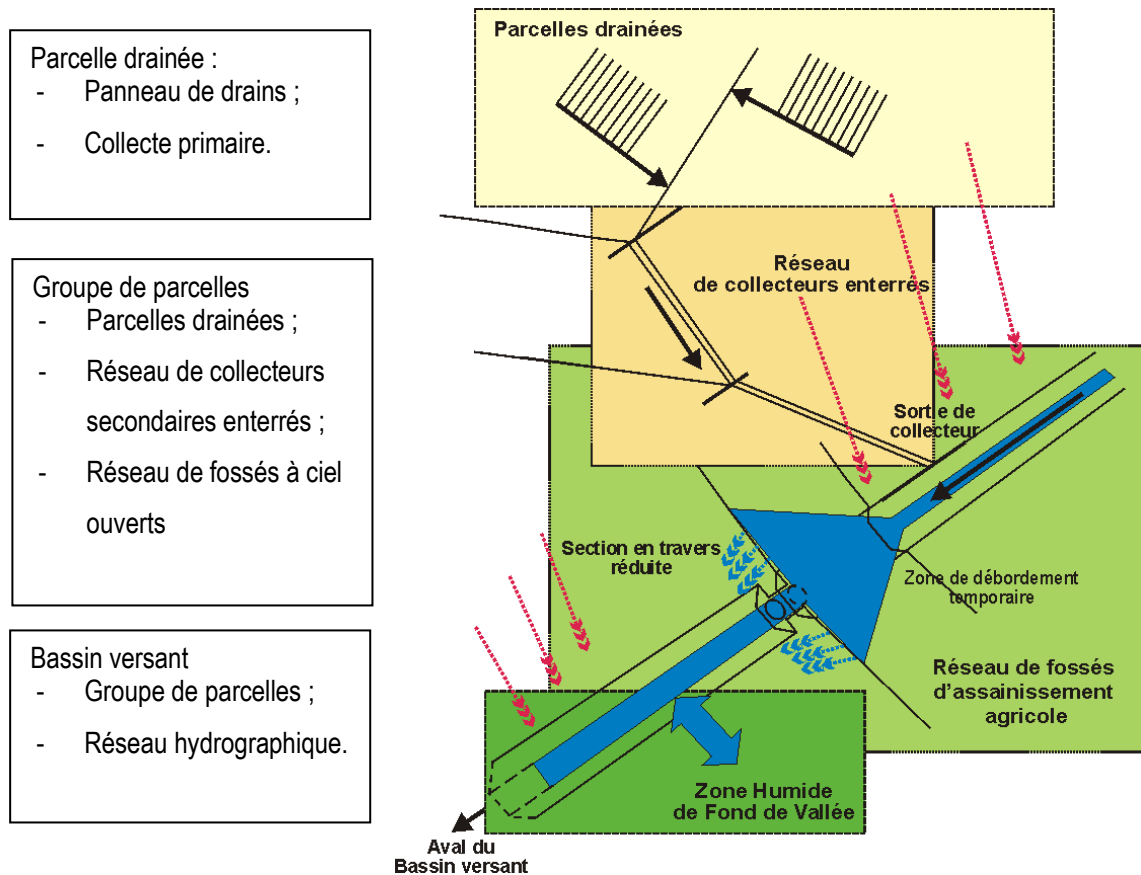


Figure 1: Schématisation du bassin versant drainé avec tuyaux enterrés

Les différents processus liés à chaque échelle (colonne de droite sur la Figure 1) et les enjeux en termes de modélisation sont détaillés ci-dessous.

2.1 A l'échelle de la parcelle drainée:

A cette échelle, il existe plusieurs études permettant d'étudier le comportement hydraulique (variation du débit de drainage et de la hauteur de la nappe) d'une parcelle drainée par tuyaux enterrés (e.g. Oberlin, 1981; Robinson, 1990; Skaggs et al., 1994). Elles sont basées, pour la plupart, sur l'hypothèse d'un comportement homogène du drainage sur toute la parcelle, et considèrent le fonctionnement de la parcelle indépendamment du reste du réseau de drainage.

En régime permanent, dans les conditions de pression atmosphérique des drains, les modèles dérivés des formules de Hooghoudt, Kirkham ou Ernest (Van Der Ploeg et al., 1999) sont utilisés pour décrire le débit de drainage en fonction de la hauteur de la nappe à l'interdrain, de l'écartement entre drains, de la profondeur de l'imperméable et des paramètres hydrauliques et du sol.

En régime transitoire, l'hypothèse d'une succession de régimes permanents peut être acceptable dans certains cas, tels que les modèles décrivant le tarissement de la nappe. Par exemple, DRAINMOD (Skaggs, 1980) est basé sur le modèle de Hooghoudt (1964, cité par Van Der Ploeg et al., 1999) pour la

simulation du drainage. D'autres modèles reposant sur la résolution analytique de l'équation de Boussinesq existent (Cooke et al., 2001; Stillman et al., 2006). Salem et Skaggs (1998) proposent une relation analytique combinant le modèle de Kirkham (1949, cité par Van Der Ploeg et al., 1999), pour un écoulement d'un sol totalement saturé vers un drain, et le modèle de tarissement de la nappe de Hooghoudt (1964, cité par Van Der Ploeg et al., 1999) permettant de simuler le drainage d'une nappe oscillant entre le drain et le niveau du sol, jusqu'à l'affleurement.

Parmi tous ces modèles cités aucun n'intègre le cas d'une mise en charge des drains, en relation avec le comportement du reste du réseau de drainage. Toutefois, des modèles de contrôle de la hauteur de la nappe, issus des techniques du drainage contrôlé et de la subirrigation (Skaggs, 1999) peuvent relayer les modèles du drainage conventionnel dans le cas de la mise en charge du réseau de drainage. Donc, un couplage entre ces modèles et un modèle du drainage conventionnel permettrait de traiter les problèmes plus généraux avec mise en charge du réseau de drainage. Broadhead et Skaggs (1982) ont présenté un couplage entre un modèle de réseau de collecteurs à ciel ouvert et le modèle DRAINMOD traitant les différents modes de drainage cités précédemment : drains à surface libre et drains en charge. Les résultats obtenus ont montré que la mise en charge des drains a pour conséquence directe le ralentissement de la crue à l'exutoire.

Dans notre étude, nous allons donc essayer de modéliser le comportement de la parcelle drainée en lien avec le reste du réseau enterré, en tenant compte de ces divers modes de fonctionnement.

2.2 A l'échelle d'un groupe de parcelle et d'un bassin versant :

En matière de modélisation à l'échelle d'un bassin versant, l'essentiel des modèles hydrologiques décrits dans la littérature et traitant de l'influence du drainage, ne prennent pas en compte les détails du système drainant décrits plus haut. Certains modèles basés sur le bilan de masse à l'échelle de l'élément de surface (la parcelle par exemple), prennent en compte le drainage agricole, mais d'une façon assez simplifiée. Ainsi, dans le modèle MIKE-SHE (DHI, 2004), le réseau de drainage est représenté par un drain unique dans l'élément de surface (maille carrée) contenant une parcelle drainée, le débit de ce drain étant une fonction de la hauteur de la nappe au dessus du drain et d'une constante de temps. Dans la même idée, Carluer et de Marsily (2004) ont introduit une couche « virtuelle » pour représenter le réseau enterré dans le modèle TOPOG. Dans le modèle SWAT (Borah et al., 2002), la présence d'un réseau de drainage par tuyaux enterrés se traduit par l'augmentation des vitesses des écoulements souterrains. Pour en tenir compte, la conductivité hydraulique à saturation est représentée par une valeur « effective » supérieure à la valeur réelle. La conductivité hydraulique effective est alors fonction à la fois des caractéristiques du sol et du système de drainage.

D'autres modèles, comme FIELD&STRM (Broadhead et Skaggs, 1982), ou SIDRA-MAGE (Giraud et al., 1997) se présentent comme le couplage d'un algorithme permettant de calculer l'écoulement dans les canaux par la résolution des équations de St Venant, avec un modèle souterrain qui peut être basé sur le bilan de masse, ou une reformulation de l'équation de Boussinesq dans la zone saturée (Lesaffre, 1988). La zone non saturée est alors considérée comme un réservoir intermédiaire entre les eaux précipitées et la zone saturée.

Il ressort de ces travaux qu'il peut être nécessaire d'inclure le drainage agricole dans la modélisation hydrologique, en tenant compte de l'ensemble des complexités qu'il présente, pour expliquer certains processus hydrologiques globaux à l'échelle du bassin. A cette échelle, nous allons traiter l'intégration spatiale du modèle de parcelle drainée dans un réseau de drainage complet (ou d'un bassin versant) en prenant en compte d'une manière explicite les détails du système drainant. Cette intégration consiste à associer le modèle de la parcelle avec les outils de simulation des écoulements dans les réseaux de collecteurs et les réseaux de fossés à ciel ouvert.

3. Structure du travail de thèse

L'objectif principal de la thèse est d'étudier le comportement des réseaux de drainage agricole par tuyaux enterrés lors de leur mise en charge ponctuelle ou totale en périodes de fortes précipitations.

Pour atteindre cet objectif, le travail a été mené en deux étapes :

- observer et comprendre le fonctionnement des parcelles drainées en lien avec les contraintes fixées par l'aval au niveau de sa connexion avec le réseau secondaire enterré ;
- relier les parcelles drainées aux réseaux de drainage, en tenant compte des différentes interactions entre ces éléments, afin de pouvoir réaliser une étude de l'influence du réseau de drainage à une échelle plus grande, celle d'un bassin versant.

Le premier objectif a été visé en s'appuyant sur de l'expérimentation et de la modélisation. Le deuxième a été visé par l'étude des scénarios.

L'expérimentation est l'objet du premier chapitre. Mise en œuvre sur le terrain, elle a été réalisée en Seine-et-Marne sur le bassin versant expérimental de l'Orgeval, affluent du Grand-Morin. Le dispositif expérimental mis en place a permis de suivre le fonctionnement du réseau de drainage dans différents compartiments ou composants du parcours de l'eau : les variations du niveau de la nappe drainée à l'intérieur d'une parcelle, les débits en sortie de cette parcelle et le débit à l'exutoire d'un petit bassin versant comprenant cette parcelle. Les observations nous ont permis de distinguer différentes caractéristiques du fonctionnement du système drainant lors de sa mise en charge en période de crues.

Introduction

Ensuite, dans le chapitre II, nous présentons le travail de modélisation des écoulements dans la nappe et dans le réseau de drainage lors de sa mise en charge. Pour modéliser l'écoulement dans le réseau de drainage enterré, nous avons utilisé un modèle résolvant les équations de Saint-Venant et permettant de prendre en compte l'écoulement en charge dans les tuyaux en utilisant l'approximation de la fente de Preissmann. Pour simuler l'écoulement de la nappe vers les drains, nous proposons, dans le cadre de cette thèse, un modèle de nappe bidimensionnel soumis à des conditions aux limites internes au niveau des drains, permettant de prendre en compte le cas de leur mise en charge. Ce modèle est développé à l'échelle d'une parcelle drainée.

Dans le chapitre III, nous poursuivons la présentation du travail de modélisation sous la forme d'un couplage des deux modèles présentés dans le chapitre II. Le couplage est réalisé au sein de la plateforme LIQUID®, présentée en détail dans ce chapitre.

Enfin, dans le chapitre IV, nous présentons des applications du modèle couplé pour relier le comportement du réseau de drainage en période de fortes crues aux observations du terrain (validation du modèle couplé), puis à différents scénarios de dimensionnement (évaluation de l'impact des critères de dimensionnement au-delà de leurs conditions de validité). L'analyse des résultats obtenus nous permet de tirer un certain nombre de conclusions pour le choix des paramètres de dimensionnement par rapport au débit à l'exutoire.

Chapitre I : Dispositif expérimental et analyse des données observées

Dans ce chapitre nous présentons le dispositif expérimental mis en place sur le périmètre de Goins (Bassin versant de l'Orgeval, Seine et Marne) et les résultats obtenus, qui serviront de support aux modèles présentés par la suite.

Le périmètre de Goins, en référence au hameau de Goins situé à proximité, est un sous-bassin versant de celui de l'Orgeval, cours d'eau de Seine-et-Marne. L'Orgeval est à l'aval d'un bassin versant expérimental instrumenté par le Cemagref depuis 1962 pour le suivi des débits en sortie de différents sous-bassins versants emboîtés. Ce site constitue un élément important de la dynamique de la recherche en hydrologie en Ile de France et fédère de nombreux projets. C'est donc le lieu privilégié d'instrumentation et d'échange avec d'autres équipes partenaires. Citons en particulier la structure du GIS-ORACLE, regroupant 13 unités de recherches appartenant à 9 établissements différents, qui a comme objectif, sur l'Orgeval, les Grand et Petit Morin, d'étudier les déterminants des fonctionnements hydrologiques et biogéochimiques des milieux anthropisés, à travers l'investigation des règles d'intégration et de changement d'échelles, aussi bien spatiales que temporelles. Il s'agit ici de s'intéresser plus particulièrement au drainage agricole, très présent dans cette région. L'expérimentation décrite dans ce chapitre vise à montrer comment le fonctionnement du drainage peut se trouver modifié, lors des fortes crues, par rapport à celui envisagé comme normal à la conception des réseaux.

1. Introduction

L'objectif de l'expérimentation est de mettre en évidence la possibilité de mise en charge d'un réseau de drainage et d'observer l'impact de celle-ci sur le comportement du système, comprenant dans son ensemble à la fois les tuyaux du réseau de drainage enterré et la nappe perchée. Pour cela, nous avons suivi le comportement du système de drainage en continu durant plusieurs saisons de drainage et en plusieurs points d'acheminement des eaux précipitées. Ainsi, des dispositifs de mesures ont été mis en place en différents sites du périmètre drainé de Goins (voir Figure I.1) avec un suivi en continu à des pas de temps relativement courts (de l'ordre de 30 minutes) et ce durant deux saisons de drainage 2006/2007 et 2007/2008. Le premier dispositif permet la mesure du débit dans le ru de Choqueuse recevant les eaux de tout le périmètre de Goins, et dans lequel notamment se rejettent tous les réseaux de drainage. Le deuxième site équipé permet la mesure du débit dans le collecteur d'une parcelle

drainée (dénommée par la suite parcelle expérimentale), et les derniers sites enfin permettent de mesurer le niveau de la nappe en plusieurs endroits sur cette parcelle (Figure I.1).

Plusieurs études ont été déjà réalisées sur ce périmètre, Billy (2008) et Viriot (2006) pour suivre le transfert des nitrates, Bleuse (1999) pour l'étude de l'influence de la forêt sur l'écoulement et la qualité des eaux avec le modèle pluie-débit GR3, et Ponsaud (2007) pour l'étude du ruissellement en périodes hivernales. Toutes ces études ont mis en évidence l'importance de l'infiltration profonde dans ce périmètre qui réduit la part des eaux précipitées captées par le réseau de drainage.

Le contexte géologique particulier de ce périmètre est sans doute la cause principale de cette infiltration profonde. Pour cela, nous décrivons donc le plus possible ce contexte géologique ainsi que la pédologie. Ensuite, nous décrivons les dispositifs de mesures et terminerons par l'analyse des résultats obtenus dans l'étude d'impact de la mise en charge du réseau de drainage sur le comportement du réseau de drainage.

2. Localisation, contexte climatique et géologique

2.1 Localisation

Le bassin versant de l'Orgeval se situe sur le plateau de la Brie, dans le département de Seine et Marne (77) et est distant de 70 km environ de Paris, coté Est. La ville la plus proche est Coulommiers. Le réseau hydrographique de l'Orgeval rejoint le Grand Morin, un affluent de la Marne. Ce bassin versant, parcouru par trois ruisseaux d'importances égales, est découpé en plusieurs sous-bassins versants de tailles diverses, et pour certains emboîtés, pour la compréhension des processus physiques, chimiques et biologiques à différentes échelles spatiales (e.g. Billy, 2008). Notre étude concerne le sous bassin versant de Goins, dont la superficie, réduite, est de l'ordre de 1.3 km², et dont la situation le place très en amont du bassin versant de l'Orgeval (Figure I.1).

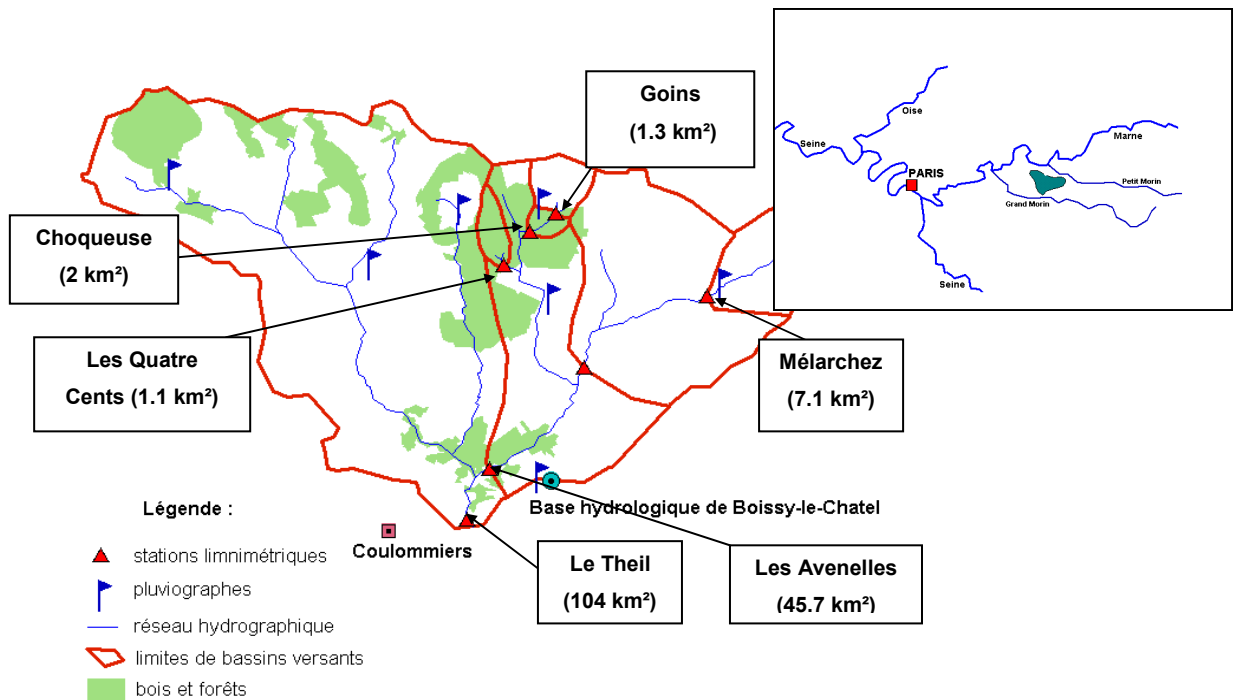


Figure I.1 : Localisation des principaux points de suivi expérimental du bassin de l'Orgeval, et localisation du sous-bassin versant de Goins.

2.2 Contextes géologique et hydrogéologique

Les formations géologiques sont sédimentaires et d'âge tertiaire. Les versants, dans lesquels devraient affleurer les formations géologiques profondes, sont pour la plupart recouverts de gisements d'argiles à meulière. C'est le cas du versant au nord du périmètre de Goins (Figure I.2), ce qui rend difficile la délimitation des affleurements en surface. Néanmoins cette couverture en surface laisse percer des blocs des couches profondes permettant l'identification de la formation recouverte. Les limites des couches restent difficiles à identifier avec les données de la carte géologique (Infoterre, BRGM). Des données stratigraphiques de forages réalisés par le BRGM dans la région ont été utilisées à cette fin. La Figure I.3 présente deux coupes géologiques réalisées à partir de la carte géologique de France au 1/50 000^{ème} et des données stratigraphiques des forages.

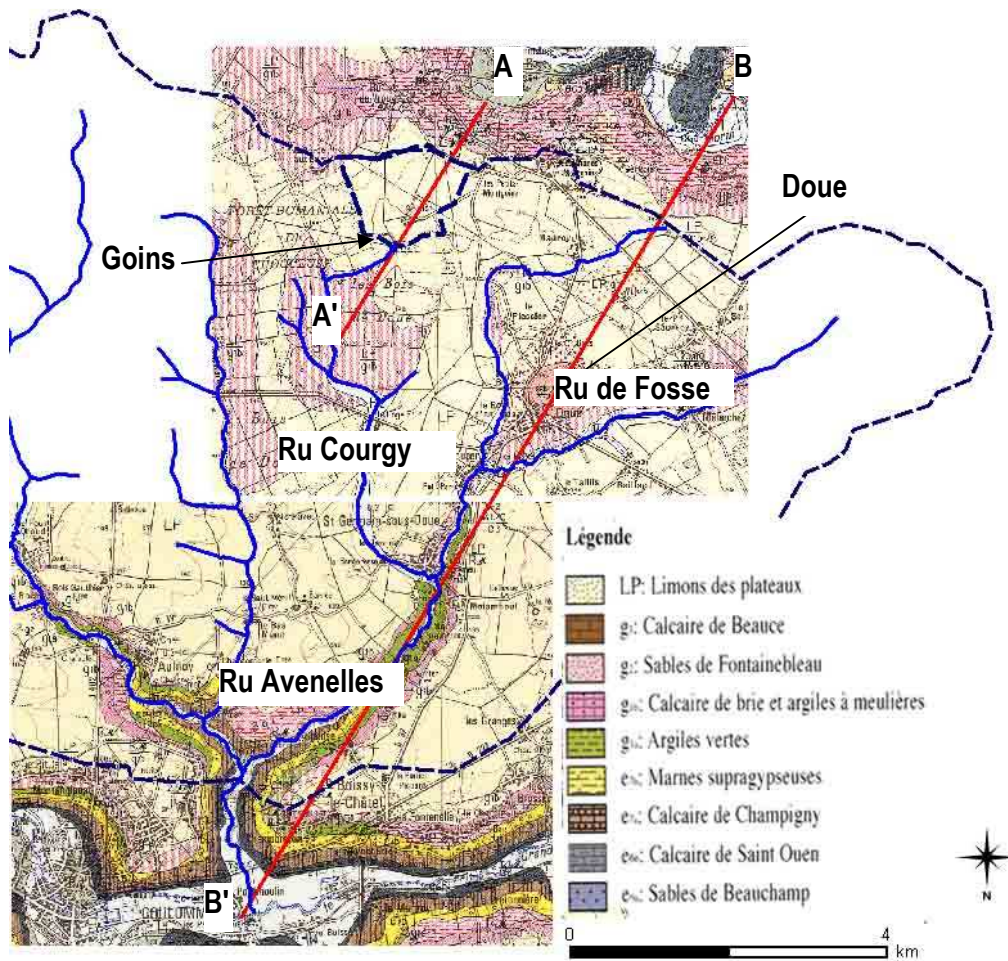


Figure I.2 : Carte géologique du bassin versant de Goins et de ses environs (Source : Carte géologique de France au 1/50 000^{ème}, www.infoterre.brgm.fr)

Sur ces deux coupes apparaissent de haut en bas les couches géologiques suivantes :

- calcaire d'Etampes ou de Beauce (g₃; Chattien): le seul témoin conservé de cette formation couronne la butte de Doue ;
- sables de Fontainebleau (g₂ ; Stampien supérieur) : Cette formation peut être observée à Doue ;
- calcaire de Brie et argiles à meulière (g_{1b} ; Stampien inférieur) : 5 m d'épaisseur ;
- argiles vertes de Romainville (g_{1a} ; Stampien inférieur) : 6 à 7 m d'épaisseur ;
- marnes supragypseuses (e_{7b} ; Ludien supérieur) : de 10 à 15 m d'épaisseur ;
- calcaire de Champigny (e_{7a} ; Ludien inférieur) : 10 m d'épaisseur ;
- calcaire de Saint-Ouen (e_{6b} ; Marinesien) : 15 m d'épaisseur ;

- sables de Beauchamp (e_{6a} ; Auversien) : 20 m d'épaisseur au niveau du versant du Petit Morin. Cette épaisseur diminue de l'amont vers l'aval (voir Figure I.3).

Les substratums profonds, formations cénozoïques, renferment plusieurs niveaux aquifères superposés. On trouve la nappe de l'Oligocène (formation de Brie à faciès calcaire et/ou argiles à meulières) relativement peu profonde, soutenue par les argiles vertes, la nappe de l'Éocène supérieur et moyen (calcaire de Champigny, calcaire de Saint-Ouen et sables de Beauchamp), limitée en partie inférieure par les faciès argilo-sableux de l'Yprésien et par un toit de marnes supragypseuses, et la nappe profonde de l'Éocène inférieur.

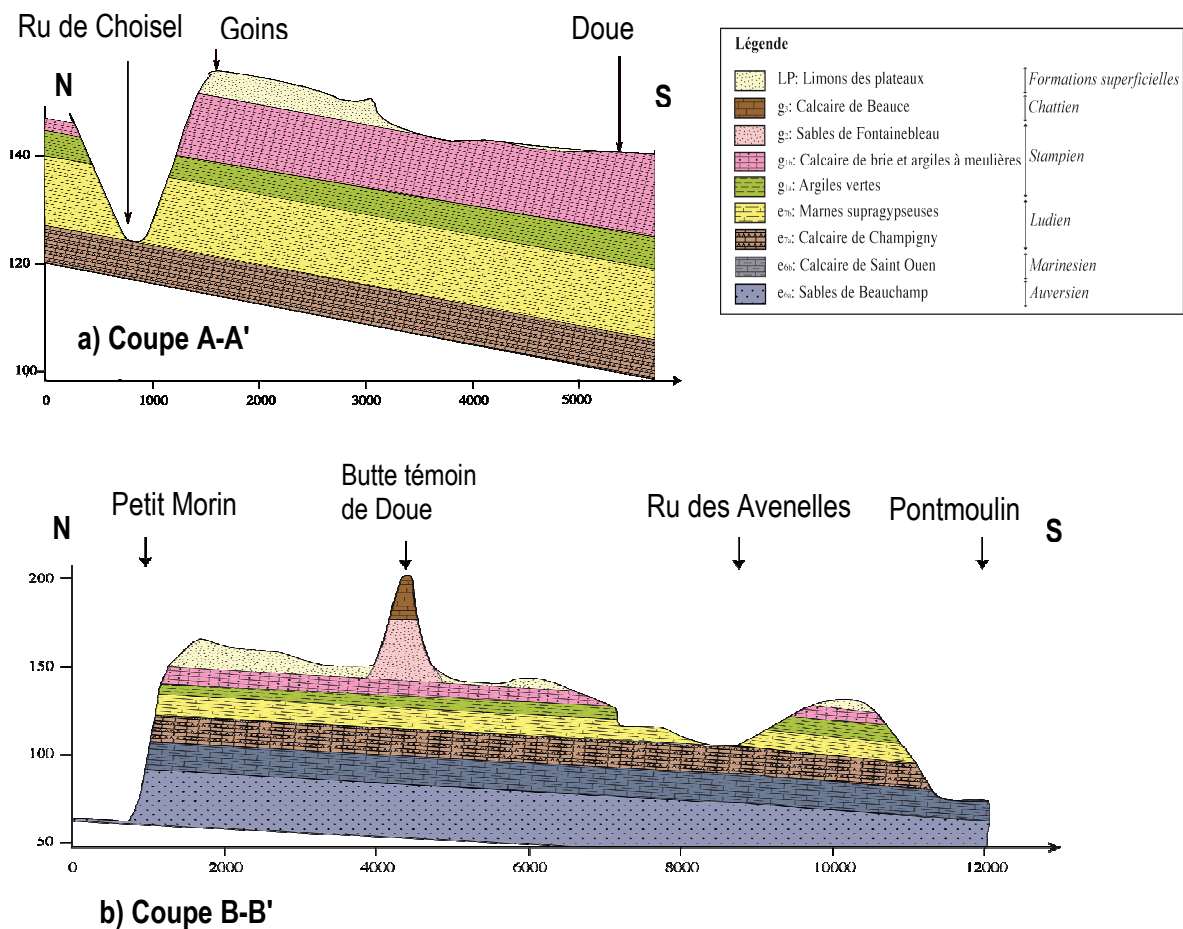


Figure I.3 : a) Coupe géologique du sous-bassin versant de Goins ; b) Coupe géologique du bassin versant de l'Orgeval

La limite supérieure du bassin versant de l'Orgeval, dont une partie comprend le sous-bassin versant de Goins, se retrouve à l'aplomb d'un bombement anticlinal. Les deux coupes de la Figure I.3 montrent une structure faiblement inclinée du Sud vers l'Ouest. Le bassin de l'Orgeval (coupe B-B') est entaillé au Nord par le Petit Morin, et au Sud par le Grand Morin. A l'intérieur de la coupe, nous remarquons que le ru des Avenelles, affluent du Grand Morin et prenant sa source dans ce bassin, est en connexion avec

l'aquifère de Champigny. Le long de ce ru, plusieurs jaugeages ont été effectués et ont révélé des pertes significatives d'eau entre l'amont et l'aval (Billy, 2008). Ceci démontre que la nappe de Champigny est alimentée en partie par ce ru. En période humide, plusieurs rus prennent leur sources dans la nappe superficielle de Brie, par la résurgence de celle-ci en surface, tel que le ru du Choisel par exemple (Figure I.3, Coupe A-A'). Les variations du niveau de la nappe de Brie peuvent ainsi affecter le comportement hydrologique des bassins versants en influençant les sources et les éventuelles pertes.

2.3 Couverture limoneuse du bassin versant de Goins

Le bassin versant de Goins est essentiellement recouvert de limons de plateau (Roque, 2003), d'origine loessique (de 10 à 20 m d'épaisseur) reposant sur un substrat stampien d'argile à meulière et d'argile verte. Le sol en surface est très fortement évolué, le lessivage est important, et la dégradation est très marquée, ainsi que l'hydromorphie. Selon la classification française (C.P.C.S., 1967), ce sont des "sols brunifiés, du groupe des sols lessivés", et selon la taxonomie nord-américaine², ce sont des "Slightly Fragic Oxyaquic Glossudalfs".

La structure des sols en surface de la couverture limoneuse constitue une interface majeure pour la circulation de l'eau de pluie. En effet, la couche limoneuse peut stocker temporairement celle-ci avant qu'elle ne s'infiltre vers les couches profondes ou ressurgisse en surface. Cette couche limoneuse participe aussi aux processus de transfert de polluants d'origine agricole vers les nappes profondes et vers le réseau hydrographique (Billy et al., 2008).

Une carte pédologique détaillée a été réalisée par Gury et al. (1993) sur les bassins versants du Vannetin et de l'Orgeval, reprise dans plusieurs études sur le bassin versant de l'Orgeval (Billy, 2008; Gomendy, 1996). Sur le périmètre de Goins nous retrouvons trois sous-unités de sols bruns lessivés qui se répartissent le long d'une topo-séquence à faible pente (Figure I.4). Ainsi, de l'amont vers l'aval, il se présente : en haut de la topo-séquence, une unité lessivée typique (« limons blancs »), à mi-pente, une unité lessivée tronquée par l'érosion (« rougettes ») et, en bas de la topo-séquence, une unité lessivée épaissie par des apports colluviaux (« limons blancs » et « terre d'étang »).

Une étude pédologique menée spécialement sur le secteur de Goins, à partir de trois fosses pédologiques creusées sur la parcelle expérimentale, montre le caractère de plus en plus dégradé du sol de l'amont vers l'aval. Une description sommaire générale du profil de sol est donnée sur les tableaux I.1 et I.2. La zone imperméable, à l'origine de la formation d'une nappe perchée temporaire en

² <https://www.soils.org/publications/soils-glossary>

hiver, se situe dans la couche à forte teneur en argile avec des traces de rouilles et des concrétions de fer. En première approximation, on situe cette zone entre 75 et 100 cm de profondeur.

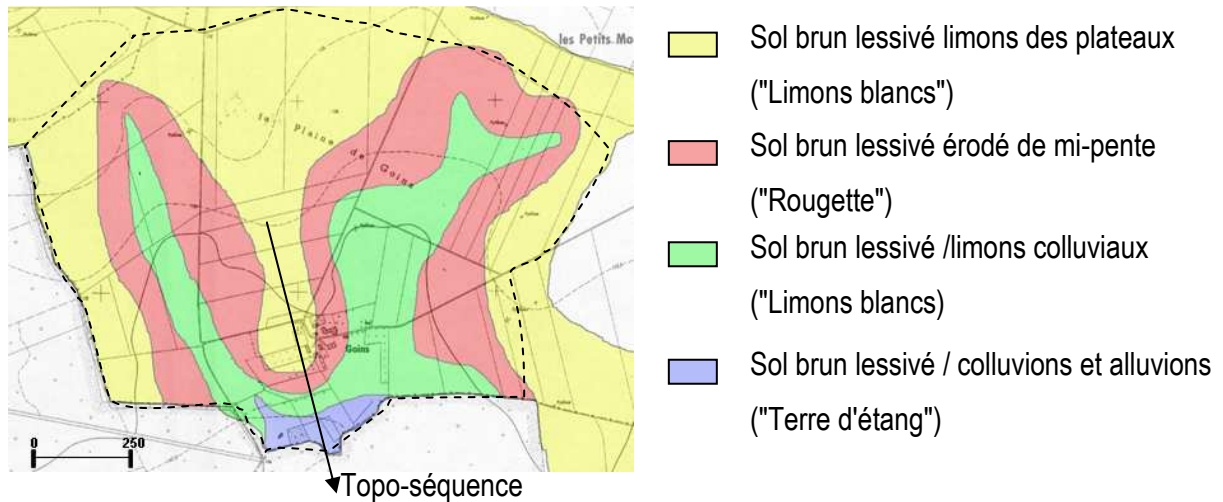


Figure I.4 : Distribution des sols dans le périmètre de Goins, à l'amont du bassin versant de l'Orgeval. La flèche indique le sens de la topo-séquence

Ces caractéristiques pédologiques et hydrodynamiques ont conduit les exploitants agricoles à mettre en place de manière quasi-systématique des réseaux de drainage par tuyaux enterrés.

Tableau I.1 : Profil pédologique à Goins au niveau de la parcelle expérimentale

0-33 cm Ap	Horizon riche en matière organique, beaucoup de racines et radicelles, incorporé dans le labour – Teneur en argile 18% – Structure massive à éclat – Limite graduelle et régulière.
33-50 cm A/B	Peu de matière organique, quelque radicelles– Teneur en argile 19 % – Peu de structure – Limite irrégulière.
50-73 cm B ₁	Quelques radicelles – Teneur en argile 22 % – Structure polyédrique subangulaire peu développée – Tâches blanches, décimétriques, et veines verticales – Limite irrégulière.
73-100 cm B ₂	Quelques radicelles – Teneur en argile 24 % – Structure polyédrique subangulaire bien développée – Quelques concrétions de fer manganèse, veine blanche qui descend jusqu'en C – Limite irrégulière
100-133 cm B/C	Quelques radicelles – Teneur en argile 22 % – Structure polyédrique subangulaire décimétrique – Traces ocres d'hydromorphie plus fréquentes – Limite irrégulière.
133-175 cm C ₁	Teneur en argile 20 % – Très peu de structure – Quelques tâches ocre – Limite irrégulière.
175-230 cm C ₂	Teneur en argile 20 % – Massif et compact – Limite irrégulière.

Tableau I.2 : Composition du sol de la parcelle expérimentale de Goins (unité de la granulométrie : g/kg)

Horizons (limites en cm)	Ap 0-30	A/B 30-50	B ₁ 50-75	traces blanches B ₁ +B ₂	B ₂ 73-100	B/C 100-130	C ₁ 135-175	C ₂ 170-230
Argile (< 2 mm)	217	222	275	268	309	288	301	262
Limons fins (2 / 20 mm)	313	328	298	296	303	311	327	315
Limons grossiers (20-50 mm)	410	417	402	408	371	372	343	390
Sables fins (50-200 mm)	39	27	20	25	13	27	27	24
Sables grossiers (200-2000 mm)	21	6	5	3	4	2	2	9
Carbone organique	15.4	4.71	3.14	2.29	1.79	1.22	1.2	1.28
Matière organique	26.6	8.16	5.44	3.97	3.1	2.1	2.08	2.22

2.4 Le réseau de drainage

Le plan général du réseau de drainage de Goins et le détail des réseaux de drainage (Figure I.5) sont établis à partir des plans recueillis auprès des agriculteurs, et de la visualisation de photos aériennes, et d'images satellitaires (sources IGN-géoportail, www.geoportail.fr) sur lesquelles on peut voir clairement la présence d'un réseau de drainage souterrain. Le drainage a dans son ensemble été installé durant l'année 1975. Certaines parcelles drainées ont fait l'objet d'une restauration en 2002. En général, les critères de dimensionnement des panneaux de drains utilisés sont un écartement entre les drains de 10 m, un diamètre de 0.05 m et une profondeur d'environ 0.8 m. La pente moyenne du réseau de drainage est de l'ordre de 0.0012 (1.2 %).

Actuellement, le réseau de drainage par tuyaux enterrés sur ce bassin versant est composé de deux sous-réseaux principaux (nommés N1 et N2). Le sous-réseau N1 dessert toute la partie Nord et la partie Ouest du bassin, d'une superficie de 72 ha, et le sous-réseau N2 dessert la partie Sud-Est du bassin, d'une superficie de 18.5 ha. Ces deux réseaux concernent 73% de la superficie totale du bassin versant de Goins.

Le chaînage du sous réseau N2 (Figure I.6) est constitué de trois collecteurs principaux (C1, C2 et C3), tous les trois en PVC, perforés et annelés. Ils ont respectivement des diamètres de 148 mm, 91 mm et 91 mm, des pentes de 0.012, 0.012 et 0.024, et drainent une surface cumulative de 7.1 ha, 7.8 ha et 18.5 ha. Pour comprendre le comportement d'une parcelle drainée lors des événements de pluies intenses, une parcelle du réseau N2 desservie par un collecteur de parcelle noté FC, connecté au collecteur C2, a été instrumentée. Le débit total en sortie et le niveau de la nappe y sont suivis en continu (voir paragraphe 3.2.1).

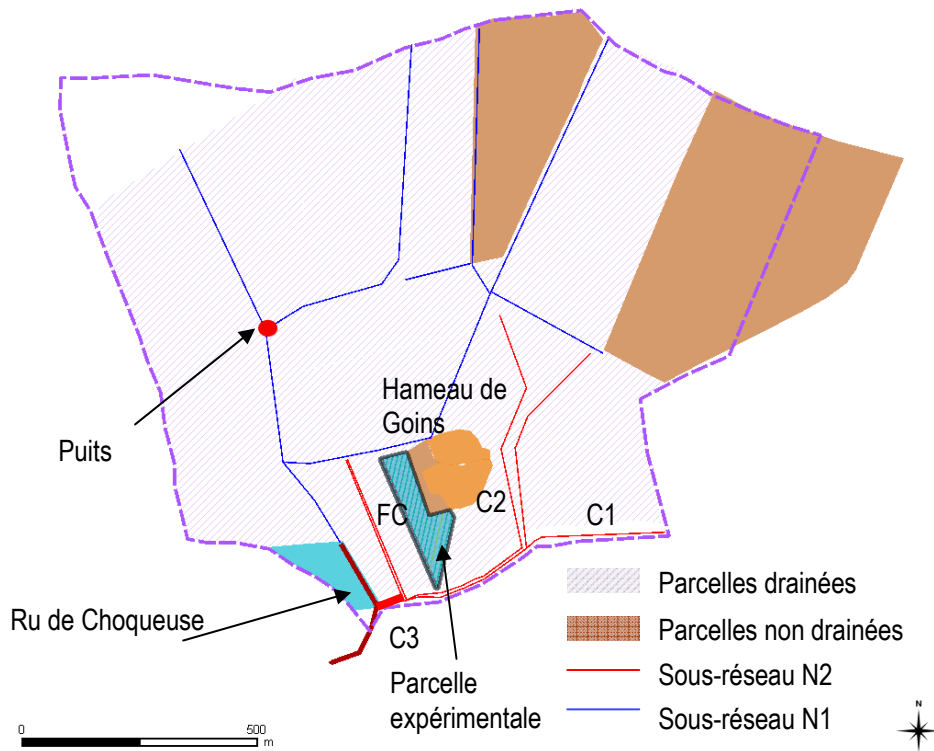


Figure I.5: Plan général du réseau de drainage du bassin versant de Goins

2.5 Le contexte climatique

La région de Goins est soumise à un climat océanique tempéré. D'après les données météorologiques recueillies au niveau de la station de Boissy-le-Châtel (7 km au sud du bassin versant de Goins), la pluviométrie annuelle est de 700 mm, l'évapotranspiration potentielle est de l'ordre de 760 mm, la température annuelle moyenne est de 9.7°C. A l'échelle annuelle, on note un fort contraste saisonnier entre la période humide, d'octobre à avril, et la période sèche, de mai à septembre. Excepté quelques orages d'été, le ru de Choqueuse, qui reçoit l'ensemble des eaux du bassin versant de Goins, est alimenté essentiellement par le réseau de drainage agricole, qui fonctionne durant la période humide, entre mi-octobre et mi-mars.

3. Equipement expérimental du bassin versant de Goins

Le suivi expérimental (Figure I.6) a été mis en place dans le bassin versant de Goins afin d'observer la nappe perchée et le réseau de drainage enterré. L'instrumentation concerne une parcelle drainée et l'exutoire du bassin versant. Son objectif global est de suivre en période de crue, l'évolution du débit et de la qualité de l'eau (Billy et al., 2008), ainsi que l'impact des interactions entre le réseau de drainage

et la nappe perchée sur les débits provenant des réseaux du drainage. Nous nous intéresserons ici aux aspects quantitatifs.

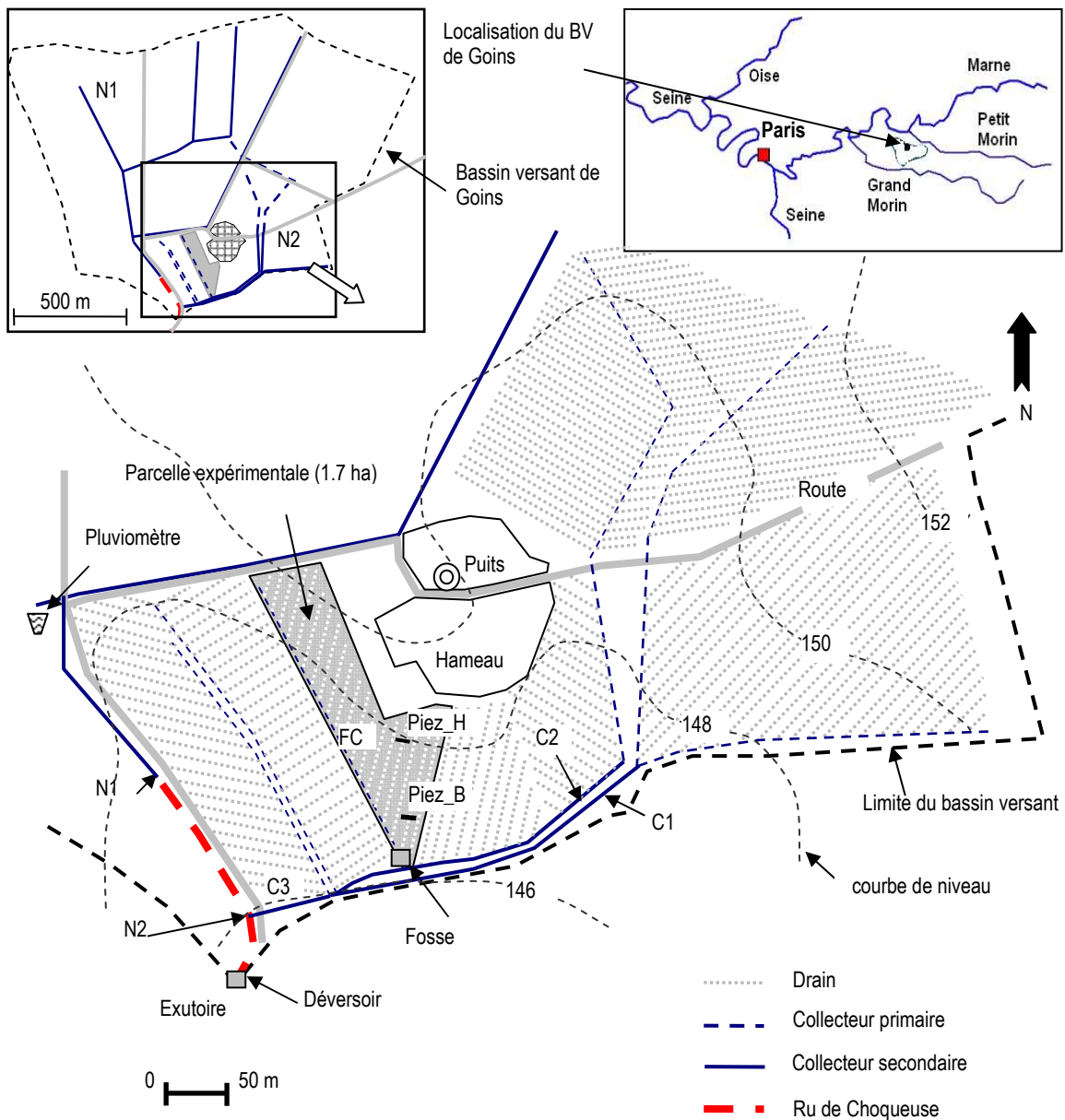


Figure I.6 : Détail du réseau de drains et dispositif expérimental installé à Goins

Le dispositif expérimental peut être divisé en deux parties : (1) une partie dédiée au suivi à l'échelle du bassin versant, où le débit et la pluie ont été suivis depuis 1997 au pas de temps horaire. A ces deux mesures s'ajoute le suivi du niveau de la nappe de Brie pendant deux années (2007 et 2008). ; (2) une partie à l'échelle de la parcelle permettant un suivi expérimental spécifique pour ce travail de thèse dans lequel le niveau de la nappe et les conditions de drainage (débit et pression dans le collecteur) à la sortie de la parcelle ont été suivis pendant deux campagnes (2006/2007 et 2007/2008).

3.1 Au niveau du bassin versant

3.1.1 Débit total

Le débit total du bassin versant provenant du ruissellement de surface et du drainage souterrain est suivi à l'exutoire du bassin versant, dans le ru de Choqueuse (Figure I.6 et Figure I.7). Un seuil avec un déversoir en V à angle de 90° est installé depuis 1997, fixé par un ancrage profond en béton. Un limnimètre, relié à un flotteur situé dans un puits de tranquillisation, enregistre les hauteurs d'eau à l'amont du seuil au pas de temps horaire. Les débits sont calculés par la suite en utilisant la courbe de tarage associée au déversoir. La station est aussi équipée d'une passerelle pour pouvoir effectuer des jaugeages manuels permettant l'ajustement de la courbe de tarage.



Figure I.7 : Station de mesures au fossé d'évacuation, exutoire du bassin versant de Goins (Ru de Choqueuse)

3.1.2 Précipitations

Les précipitations ont été suivies sur le périmètre de Goins depuis 1997 au moyen d'un pluviomètre à augets basculeurs. Chaque basculement de l'auget est enregistré par une centrale d'acquisition. L'eau sortant de chaque basculement est récoltée dans un bac, la quantité d'eau récoltée servant à étalonner le pluviomètre et valider le cumul de la pluie. Un basculement représente une quantité de pluie de 0.1 mm. La chronique de basculements est convertie en chronique de pluies horaires.

3.2 A l'échelle de la parcelle drainée

3.2.1 Débit de drainage

Le débit de drainage de la parcelle expérimentale est suivi à l'aval d'un panneau de drains parallèles raccordés à un unique collecteur présent en bordure de cette parcelle. Une fosse a été creusée pour

atteindre le collecteur. Dans cette fosse ont été installés (Figure I.8) : un débitmètre électromagnétique au travers du collecteur, un préleveur automatique en vue d'une éventuelle analyse de qualité de l'eau et une sonde de pression pour mesurer les variations du niveau d'eau dans la fosse en cas de mise en charge de celle-ci.

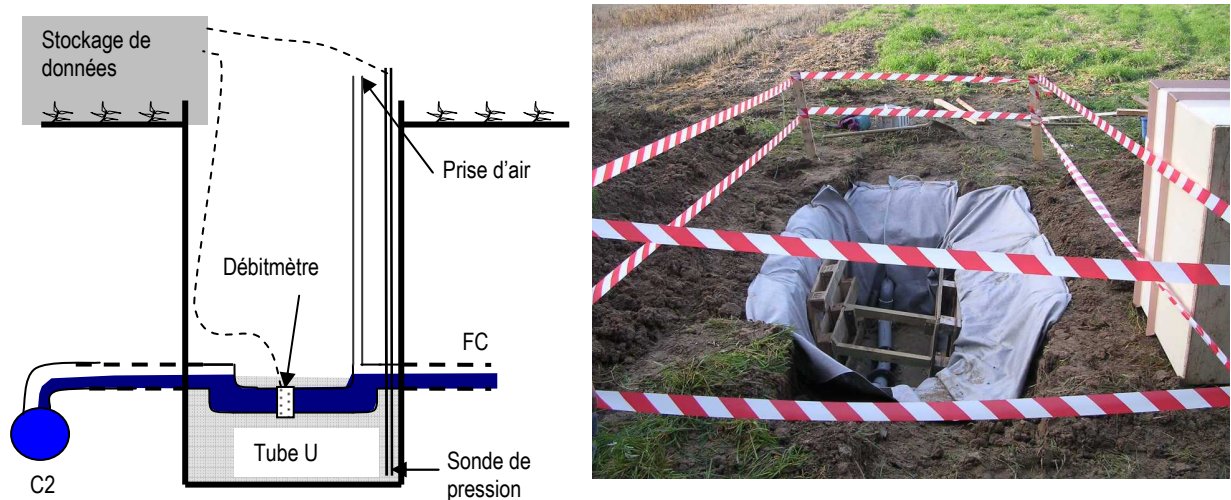


Figure I.8 : Schéma de l'équipement et photographie de la fosse en sortie de parcelle expérimentale.

Le débitmètre électromagnétique utilisé est de type MAG800 (manufacturé par Siemens Flow Instruments A/S)³. Ce type de débitmètre fonctionne seulement dans des collecteurs fonctionnant à pleine section. Comme le collecteur instrumenté fonctionne généralement dans des conditions d'écoulement à surface libre, un tube en U a été inséré à la place d'un tronçon du collecteur pour créer une condition de charge permanente dans sa partie inférieure, où le débitmètre est positionné.

Le débitmètre MAG800 permet de mesurer les écoulements dans les deux directions. L'appareil de mesure est calibré par le constructeur lui-même, pour une erreur maximale égale à $\pm 0.4\%$ de la vitesse pour une vitesse d'écoulement de ± 0.2 m/s.

Le niveau de l'eau dans la fosse est mesuré avec une sonde de pression placée dans un tube en PVC vertical, lui-même déposé dans la fosse. La variation du niveau d'eau peut être influencée à la fois par la surpression dans le collecteur, par les apports de la nappe environnante et par les eaux de ruissellement. La fosse a été isolée de ces dernières par une tranchée de contournement. Les apports qui peuvent provenir de la remontée de la nappe ont été supposés négligeables devant les eaux qui peuvent s'échapper du collecteur lors de sa mise en charge, de sorte qu'en fonction de la connexion

³ <http://support.automation.siemens.com>

hydraulique entre la fosse et le collecteur, la hauteur d'eau mesurée dans la fosse représente indirectement la pression de l'eau dans le collecteur. De même, la quantité d'eau s'échappant du collecteur lors de sa mise en charge est supposée négligeable devant le débit transitant à l'intérieur.

Dans le cas d'une mise en charge rapide en aval du collecteur il se peut que l'air reste piégé à l'intérieur et influence la qualité de la mesure. Pour évacuer cet air piégé une prise d'air est installée à l'amont du débitmètre au niveau de la génératrice supérieure du collecteur.

3.2.2 Piézométrie

Le principe de la mesure piézométrique dans la parcelle consiste à installer un capteur de pression dans un piézomètre, ici peu profond, pour mesurer les variations de la hauteur du toit de la nappe par rapport au capteur.

Les propriétés des piézomètres installés dans le cadre de cette étude sont indiquées sur la Figure I.9. Chacun comprend, dans un forage d'une profondeur de 1.5 m environ, un Tube en PVC avec la partie inférieure crépinée et enrobée d'un filtre et de gravier. La partie supérieure non crépinée est enrobée de bentonite séparée du gravier par un joint.

Une fois le piézomètre installé, il est équipé d'un capteur de pression pour mesurer la hauteur d'eau dans le tube au dessus de celui-ci. Le tube est supposé être en connexion hydraulique avec la nappe sans pertes de charge.

Pour un meilleur suivi piézométrique, le capteur doit être immobilisé durant toute la campagne de mesure. Ainsi, connaissant la hauteur totale entre le capteur et la tête du piézomètre, ainsi que l'altitude NGF de la tête du piézomètre, on peut transformer la mesure continue de la hauteur de la nappe en une altitude NGF, et représenter ainsi toutes les mesures piézométriques effectuées sur la parcelle expérimentale dans un même référentiel.

La hauteur totale entre le capteur et la tête du piézomètre n'est pas connue avec précision au moment de l'installation du capteur, car entre le moment de l'installation du piézomètre et du capteur, des débris du sol peuvent se déposer au fond du piézomètre et modifier ainsi sa profondeur. Aussi, le capteur peut ne pas reposer au fond du piézomètre pour des raisons diverses. En conséquence, cette hauteur est calculée après l'installation du capteur. Des mesures ponctuelles, et purement manuelles, de la profondeur de la nappe par rapport à la tête du piézomètre ont été réalisées à l'aide d'une sonde électrique.

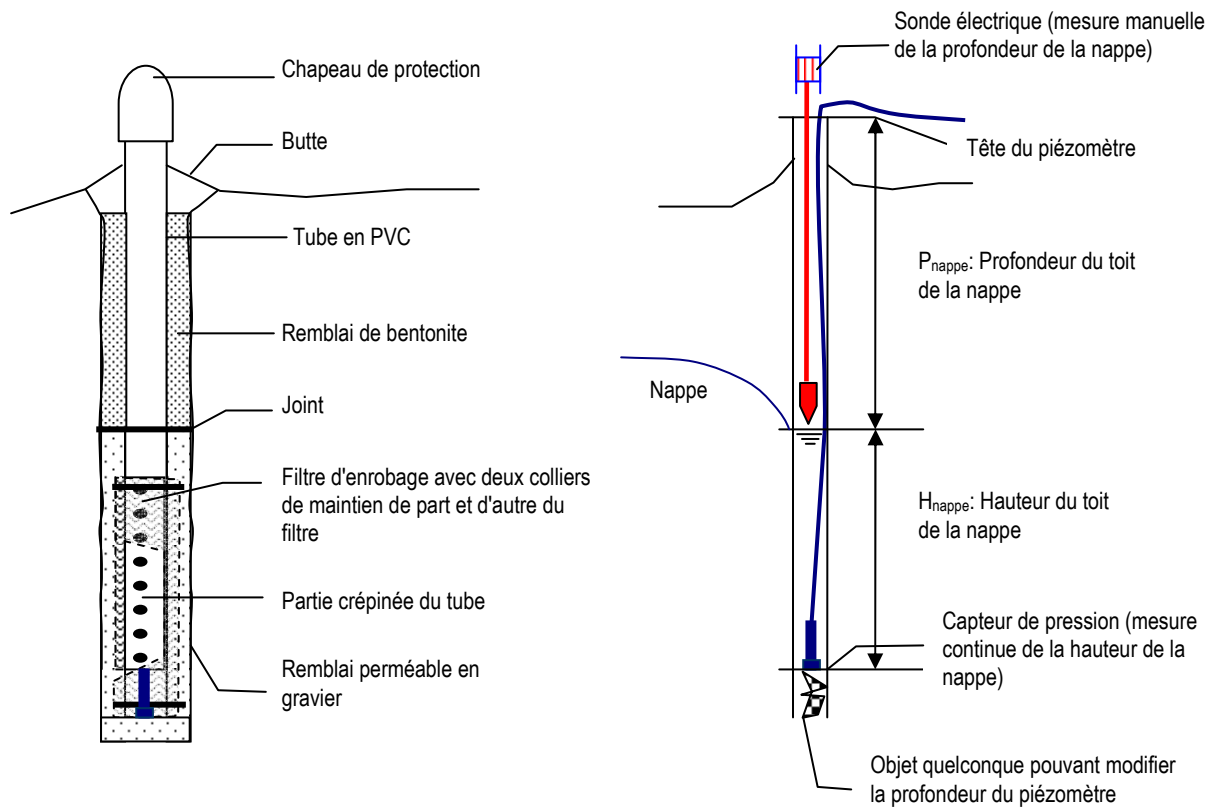


Figure I.9 : Dispositif de mesure piézométrique.

Le choix de la localisation et le nombre de piézomètres à installer sur le terrain dépend de l'objectif de l'investigation. Dans notre cas, il consistait à suivre, dans le temps, l'évolution du profil de nappe entre le drain et l'interdrain. Pour cela, deux transects de piézomètres ont été installés perpendiculairement à l'axe des drains (Figure I.10.b). Etant donné que la position des drains n'est pas connue au moment de l'installation, on met en place des transects couvrant environ le double de la distance souhaitée (La distance entre drain et interdrain). Comme la distance entre deux drains est de 10 m, nous avons installé, pour chaque transect, six piézomètres espacés de 1.5 m, ce qui permet de couvrir une distance totale de 7.5 m. Cela nous éloigne au maximum de 1.25 m du drain (Voir Figure I.10.a), ce qui est acceptable pour notre étude. A cause de l'utilisation de la parcelle expérimentale par l'agriculteur, pour chaque campagne, les piézomètres ont été installés après le semis et enlevés avant la récolte.

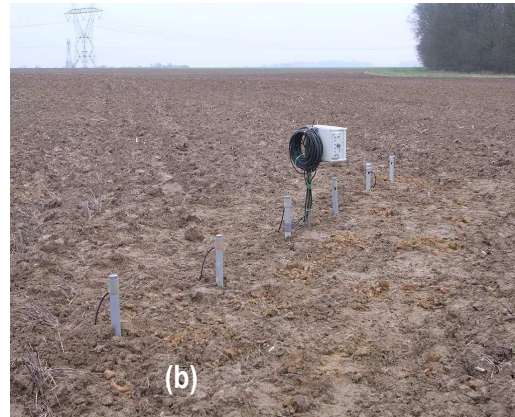
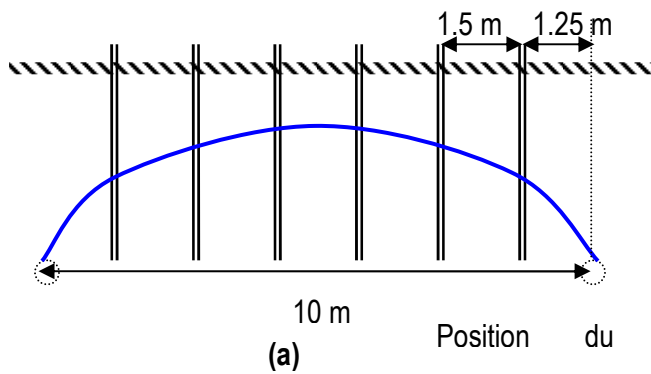


Figure I.10 : Transect piézométrique installé sur la parcelle expérimentée perpendiculairement à la direction des drains. (a) : Schéma drain interdrain avec piézomètres; (b) : photo des piézomètres installés sur la parcelle expérimentale.

Durant la première campagne de mesures, un transect piézométrique a été installé en haut de la parcelle (profil H, Figure I.11) composé de 6 piézomètres (P1 à P6), et durant la deuxième campagne de mesures 2007/2008 un deuxième transect a été ajouté en bas de la parcelle (profil B, Figure I.11), composé de 6 piézomètres (P7 à P12).

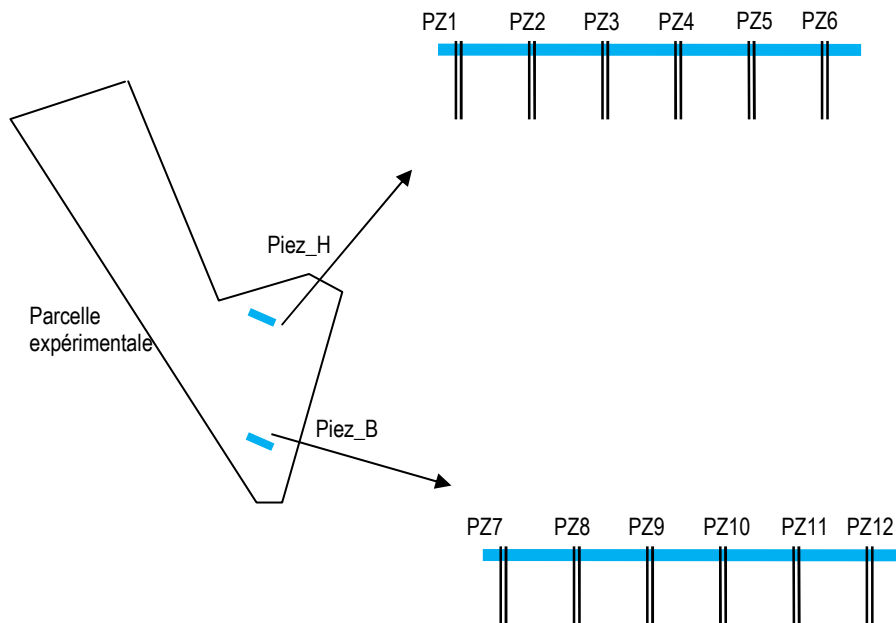


Figure I.11 : Positionnement des piézomètres leur numérotation sur les deux transects installés sur la parcelle expérimentale de Goins

Pour retrouver les piézomètres de chaque transect les plus proches du drain, nous avons effectué des mesures manuelles au début de chaque campagne à l'aide d'une sonde électrique. Ces mesures ont permis de connaître la forme de la nappe et ainsi de localiser le piézomètre le plus proche du drain.

Ensuite, les sondes de pression à enregistreur automatique ont été installées dans quatre piézomètres considérés comme se situant entre le drain et l'interdrain.

3.3 Autres mesures

Les variations du niveau de la nappe de Brie ont été mesurées dans un puits privé situé dans le hameau de Goins. Une sonde de pression a été installée au fond de ce puits (son altitude est d'environ 150 m). Les mesures sont enregistrées au pas de temps horaire. L'objectif de cette mesure est de comprendre l'impact de la nappe de Brie sur le comportement du réseau de drainage agricole. En effet, nous cherchons à comprendre le lien entre les infiltrations profondes, qui se traduisent par l'élévation du niveau de la nappe de Brie, et l'influence sur l'amorce du drainage des pertes par infiltration sous la nappe perchée.

La topographie du bassin versant a été levée au tachéomètre laser. A partir d'une borne géodésique IGN, six stations ont été utilisées afin de couvrir tout le bassin versant. A partir des données de nivellement, un MNT d'une résolution horizontale de 1m a été réalisé par interpolation (méthode exponentielle) pour tout le périmètre de Goins avec le Système d'Information Géographique (SIG) GRASS⁴.

Les niveaux des têtes des piézomètres et du débitmètre (Figure I.8 et Figure I.9), installés sur la parcelle expérimentale, ont aussi été relevés à partir d'une même station pour réduire l'erreur de mesure, car la qualité des mesures est indispensable pour un bon suivi piézométrique de la nappe drainée au niveau de la parcelle.

4. Analyse des données expérimentales

4.1 Fonctionnement Hydrologique du périmètre de Goins entre 1998 et 2008

Avant de présenter les données acquises durant les deux campagnes de mesures 2006/2007 et 2007/2008, nous présentons les données de pluie sur le périmètre de Goins et les données de débit du ru de Choqueuse acquises depuis 1998. Ces données sont présentées sur le graphique de la Figure I.12. L'objectif est de situer, du point de vue hydrologique, nos deux années de mesures par rapport à l'hydrologie globale du bassin versant.

⁴ <http://grass.itc.it/gdp/manuals.php>

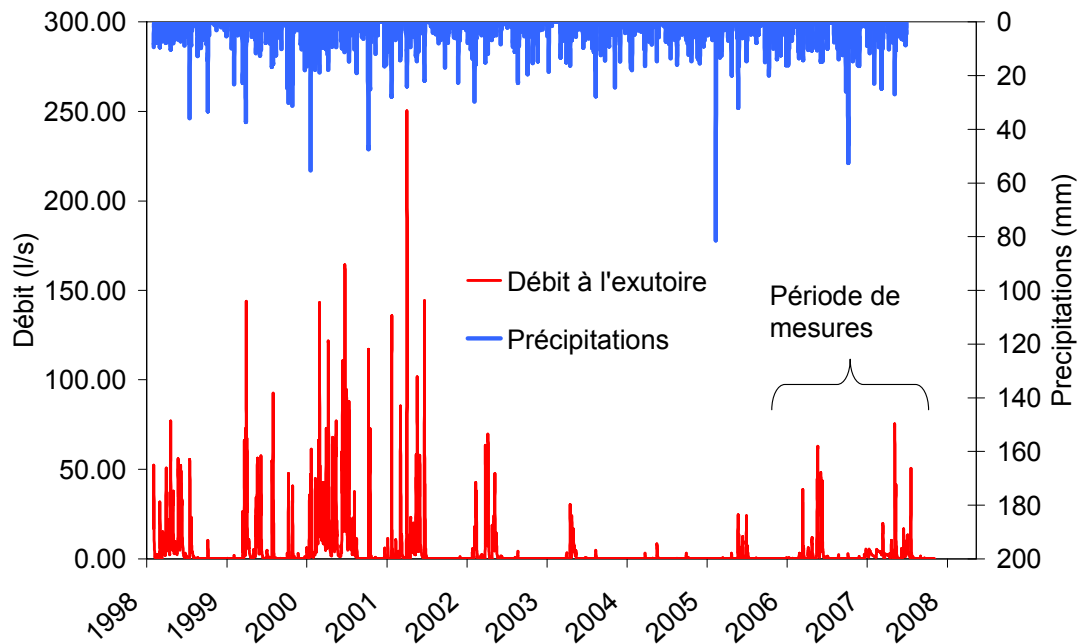


Figure I.12: Chronique de pluie et de débits mensuels sur le bassin versant de Goins (1998-2008), repère annuel au niveau de chaque 1^{er} septembre

En considérant les débits à l'exutoire, on peut distinguer trois périodes distinctes : une période de fort écoulement entre 1998 et 2002, suivie d'une période très sèche entre 2003 et 2006, et enfin une période d'écoulement modéré entre 2006 et 2008. Ainsi, donc, on peut qualifier les deux années de mesures effectuées dans le cadre de ce travail comme étant d'écoulement modéré à l'exutoire.

A partir des données de pluie et débit recueillies durant ces deux campagnes de mesure, nous proposons de mettre en évidence les principales phases de fonctionnement hydrologique du réseau de drainage dans le périmètre de Goins. La présence de saisons de drainage est typique du fonctionnement hydrologique des bassins versants drainés par tuyaux enterrés (Lesaffre, 1988; Lesaffre et Morel, 1986). La succession des saisons de drainage est liée à l'importance de la restitution de la pluie à l'exutoire du bassin. Cette dernière est définie comme étant le rapport entre le débit d'écoulement à l'exutoire et la pluie nette sur le bassin versant (pluie moins ETP). Sous un climat tempéré, on distingue les trois phases suivantes : la saison d'*amorce de drainage* (restitution faible), la *saison de drainage Intense* (SDI; restitution maximale) et la saison de *fin de drainage* (diminution de la restitution jusqu'à l'arrêt complet du drainage). C'est pendant la saison de drainage intense que les modèles hydrologiques spécifiques des bassins versants artificiellement drainés sont applicables (Lesaffre, 1988). Sur le graphique de la Figure I.13 nous présentons la courbe des doubles-cumuls pluie-débit, ainsi que la délimitation des saisons de drainage sur le périmètre de Goins pour les saisons entre 2001 et 2003, de fort écoulement, et les saisons entre 2006 et 2008, d'écoulement modéré.

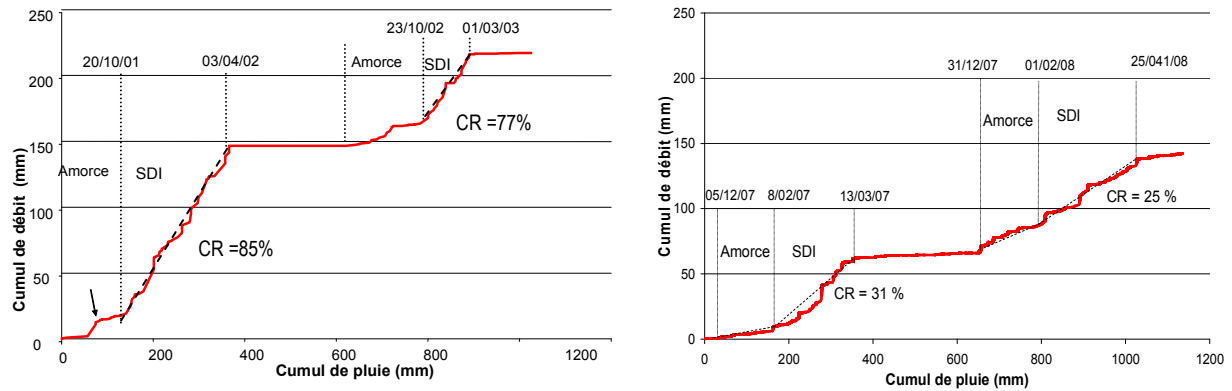


Figure I.13: Courbe des doubles cumuls pluie débit sur le périmètre de Goins. Comparaison des coefficients de restitution entre la période 2006-2008 (saison d'écoulement modéré), et 2001-2003 (saison de fort écoulement) (Viriote, 2006)

Les saisons de drainage sont difficilement identifiables pour les saisons à écoulement modéré selon les critères définis par Lesaffre (1988). Leur délimitation telle que présentée sur la Figure I.13 reste subjective. Toutefois, la saison de drainage 2006-2007 peut se distinguer plus facilement que la saison de drainage 2007-2008.

Par comparaison avec la saison 2001-2002, on constate que la restitution de la pluie à l'exutoire durant la période 2006-2008 est relativement faible, de l'ordre de 31% pour la saison 2006-2007 et 25% pour la saison 2007-2008. La faible restitution de la pluie peut être liée à l'importance des infiltrations ou des pertes vers la nappe de Brie sous-jacente.

La présence de la nappe profonde de Brie, dans le contexte géologique particulier du bassin versant de Goins (partie. 2.2), rajoute une difficulté supplémentaire à l'étude du fonctionnement hydrologique de ce bassin versant. En effet, les variations importantes du niveau de la nappe de Brie peuvent influencer d'une manière importante le taux d'infiltration vers cette nappe, et modifier ainsi le comportement de la nappe perchée. Pour analyser son comportement et son impact sur la formation de la nappe perchée drainée, nous présentons sur le graphique de la Figure I.14 les variations du niveau de la nappe de Brie, le cumul du déficit hydrique à l'aval du bassin versant (P-ETP-Q), et le cumul du bilan hydrique (P-ETP) et le cumul du débit (Q) à l'exutoire durant les deux saisons 2006/2007 et 2007/2008. Les deux saisons de drainage, délimitées avec la méthode de doubles cumuls pluie-débit telle quelle est présentée dans la section précédente, sont aussi indiquées.

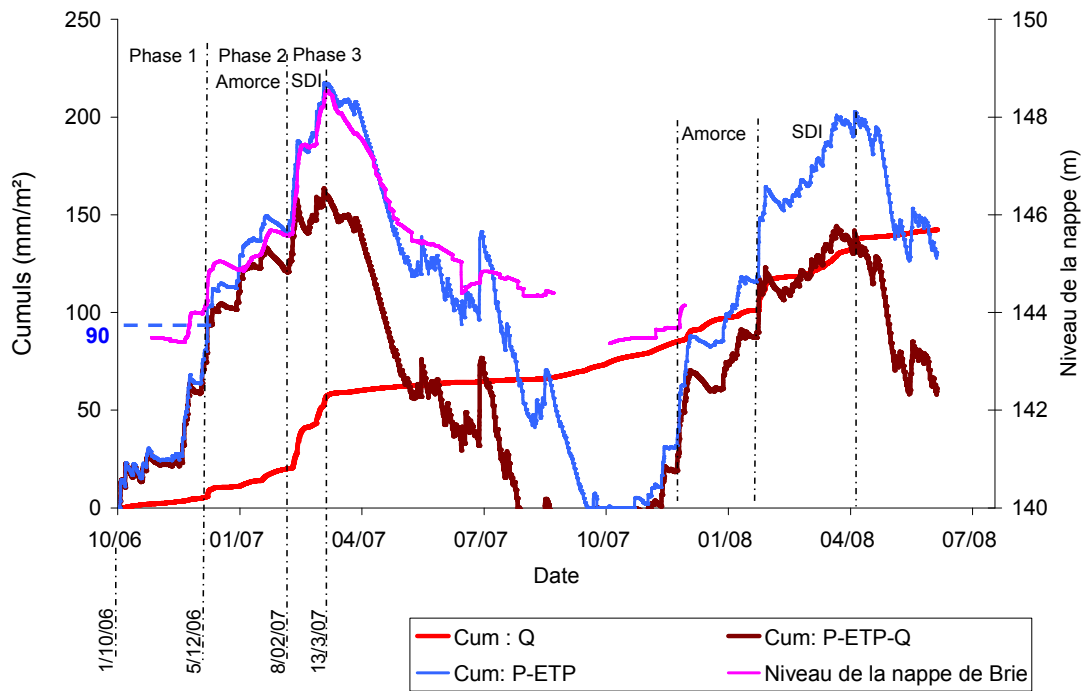


Figure I.14: Evolution sur deux années de la hauteur de la nappe de Brie, des cumuls P-ETP, P-ETP-Q et Q, mesurés sur le périmètre de Goins (saisons 2006/2007 et 2007/2008)

A partir des courbes de la Figure I.14 on constate, en premier lieu, que la montée et le tarissement de la nappe de Brie sont en relation avec le déficit hydrique (P-ETP-Q), et le contraste saisonnier est bien marqué durant ces deux années. En se basant sur les données de la saison 2006-2007 nous pouvons distinguer trois phases différentes:

Phase 1 : Du 1 octobre 2006 jusqu'au 5 décembre 2006, nous remarquons que les variations du niveau de la nappe et le cumul du débit à l'exutoire sont insignifiants devant le cumul P-ETP. Le cumul P-ETP est d'environ 90 mm (Figure I.13). Nous pouvons donc supposer que cette quantité sert principalement au remplissage de la réserve utile (RU) et ne contribue pas à la recharge de la nappe de Brie;

- Phase 2 : Du 5 décembre 2006 jusqu'au 8 février 2007, nous remarquons une légère augmentation du débit et du niveau de la nappe avec P-ETP. L'augmentation du débit à l'exutoire correspond à la première phase du fonctionnement du réseau de drainage enterré. Cette phase est définie par Lesaffre et Morel (1986) comme la période d'Amorce de Drainage (AD) ;
- Phase 3 : Du 8 février jusqu'au 13 mars 2007, le débit à l'exutoire augmente très significativement selon une pente quasi-constante, excepté pendant une partie centrale de la période où il pleut très peu. Durant la même période, le déficit hydrique est moins important que durant la phase précédente, même si le niveau de la nappe de Brie augmente significativement, de l'ordre de 2 m. Cette augmentation témoigne des pertes par infiltration profonde importantes.

Cette phase de la saison est définie comme la Saison de Drainage Intense (SDI). La restitution à l'exutoire de "P-ETP" a été estimée en moyenne de 31 % pour la saison 2006/2007.

De ces considérations, nous pouvons conclure que les pertes par infiltration profonde dans le site d'étude sont importantes durant toute la saison de drainage. En revanche, il est difficile de les quantifier, ou de les généraliser, en se basant seulement sur les données d'une saison de drainage (2006/2007), qui, de plus, est une saison moyenne avec un faible taux de restitution.

4.2 Commentaires sur les données acquises

4.2.1 Débits

Les données de pluie et de débit de drainage (débitmètre en fosse) acquises lors des deux campagnes de mesures sont présentées sur la Figure I.15 (campagne 2006-2007) et la Figure I.16 (campagne 2007-2008).

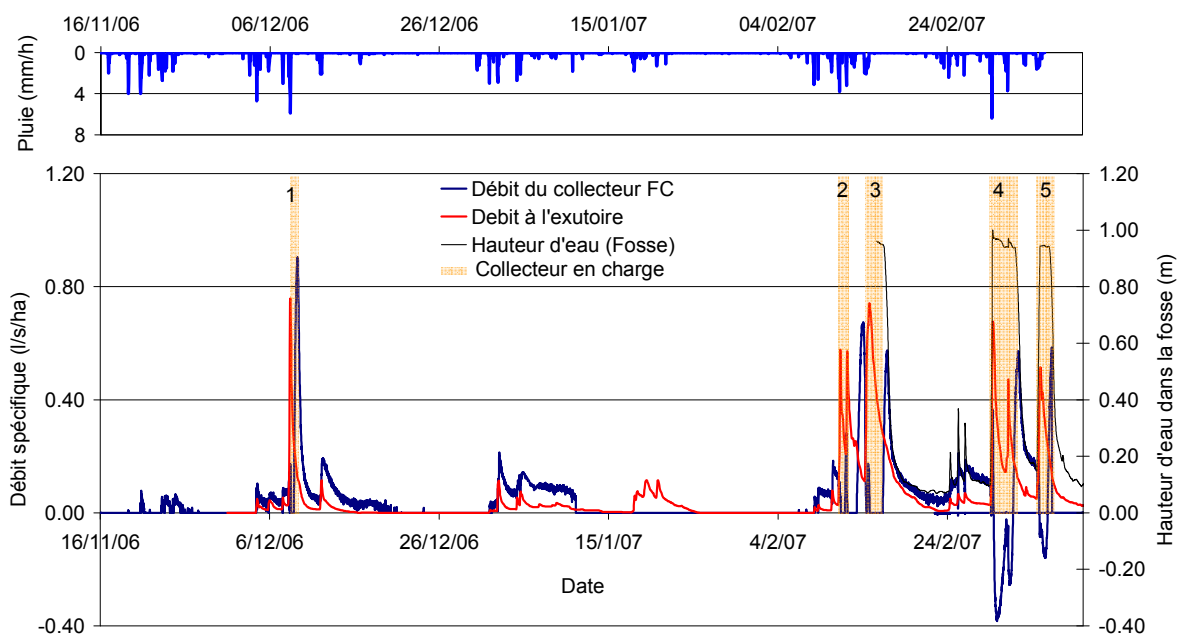


Figure I.15: Variation en fonction du temps de la pluie horaire, du débit à l'exutoire du bassin versant, du débit au collecteur FC et de la hauteur d'eau dans la fosse, périodes de mise en charge du collecteur (arrière plan orange), durant la campagne de mesure 2006-2007

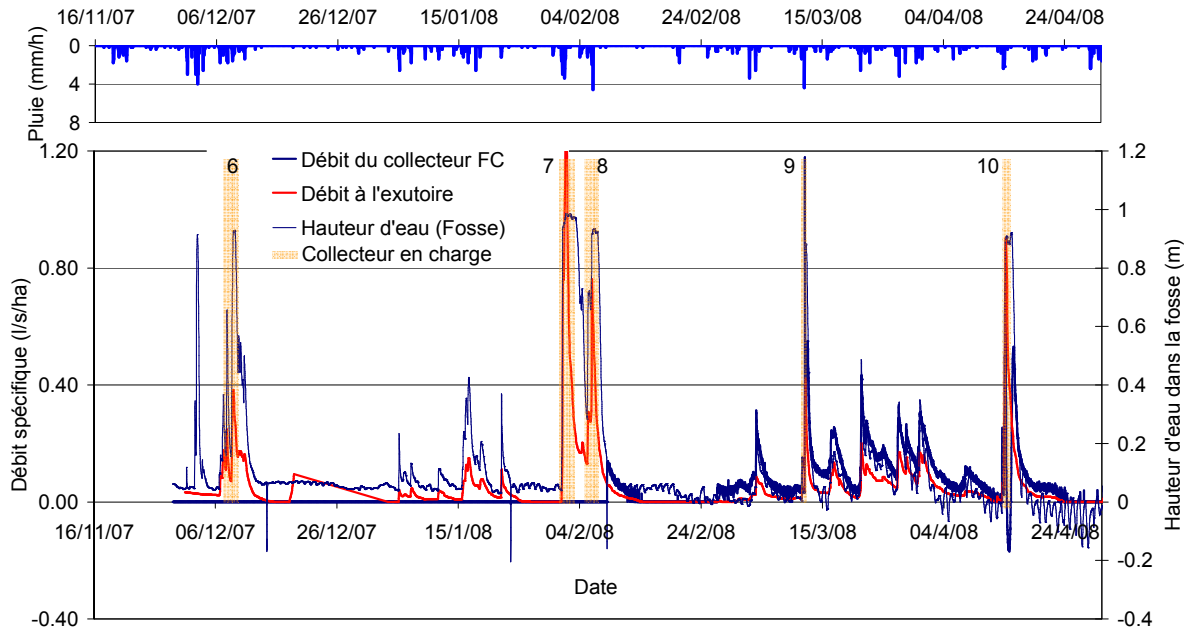


Figure I.16: Variation en fonction du temps de la pluie horaire, du débit à l'exutoire du bassin versant, du débit au collecteur FC et de la hauteur d'eau dans la fosse, périodes de mise en charge du collecteur (arrière plan orange), durant la campagne de mesure 2007-2008

Sur les deux graphiques on remarque une succession de crues d'intensité en général relativement faible, avec des pointes de débit spécifique au ru de Choqueuse de l'ordre de 0.4 à 0.6 l/s/ha. Les crues faibles sont entrecoupées de crues plus intenses, pouvant aller jusqu'à 1.2 l/s/ha pour la crue du 03/02/2008. L'absence de mesure du débit au collecteur de la parcelle expérimentale entre le 11/01/2007 et le 08/02/2007, et entre le début de la campagne 2007-2008 et le 26/02/2008, est due à des pannes du débitmètre électromagnétique.

Au début de la campagne 2006-2007, on constate l'absence de valeurs de débit au collecteur durant certaines période de crues (la crue de 8 décembre 2006 et la crue du 11 février au 16 février 2007), alors que le débitmètre est bien fonctionnel pendant ces périodes, et on peut supposer qu'il se produit toujours de l'écoulement dans le collecteur. C'est ainsi que l'hypothèse d'écoulement à contre sens dans le collecteur a été formulée. A partir du 22 février 2007, le dispositif de mesure de débits a été adapté afin d'enregistrer ces valeurs à contre courant (sens aval-amont). Ainsi, on observe du 1^{er} au 3 mars 2007, le 07 mars 2007 et le 14 avril 2008 des épisodes de crue avec l'enregistrement par le débitmètre de débits négatifs.

Ce sont ces phénomènes d'écoulement à contre courant que l'on a étudiés le plus précisément afin d'évaluer l'influence de la mise en charge du réseau de drainage sur la capacité de rétention de la nappe et du réseau de drains lors des périodes de fortes crues.

En regardant plus précisément ces périodes d'inversion de l'écoulement, on observe que le niveau d'eau dans la fosse augmente très rapidement, et reste proche d'un seuil très élevé, de l'ordre de 1m. Cette valeur correspond à la différence d'altitude entre le fond du collecteur et la surface du sol. C'est aussi la valeur maximale qu'on peut mesurer au niveau de la fosse car elle déborde alors. On suppose que lors d'épisodes de grande intensité la pression dans le collecteur peut aller au delà de cette valeur seuil. En partant de l'hypothèse que toute augmentation du niveau d'eau dans la fosse est une conséquence directe de la mise en charge du collecteur, on utilise la valeur de la hauteur pour repérer le passage sous-pression, y compris pendant les périodes de non-fonctionnement du débitmètre. Ainsi, nous avons représenté sur les deux Figures (I.15 et I.16) ces épisodes avec un fond orange. Nous avons ainsi identifié 10 périodes de mise en charge du collecteur durant les deux campagnes de mesure. Il est à noter que la mise en charge du collecteur n'est pas toujours suivie de débits négatifs. En effet, le 13 mars 2008, nous observons un épisode de mise en charge du collecteur avec une phase de diminution du débit, mais sans que celui-ci ne change de signe. C'est aussi vrai pour les périodes 6, 7 et 8.

4.2.2 Piézométrie

Les données piézométriques brutes mesurées sont des hauteurs d'eau dans les piézomètres par rapport au point bas de la sonde de pression. Connaissant la profondeur de cette dernière par rapport à la surface du sol, les données brutes sont transformées en profondeur de la nappe par rapport à la surface du sol. Ainsi, les variations de la profondeur de la nappe dans le profil piézométrique H en fonction du temps durant la campagne de mesures 2006/2007 sont représentées sur la Figure I.17. Pour la deuxième campagne de mesures (2007/2008) les profondeurs de la nappe ont été transformées en altitude du toit de la nappe par rapport au niveau NGF (Figure I.18). Cela permet de suivre l'écoulement de la nappe en fonction des variations du niveau de celle-ci le long du profil.

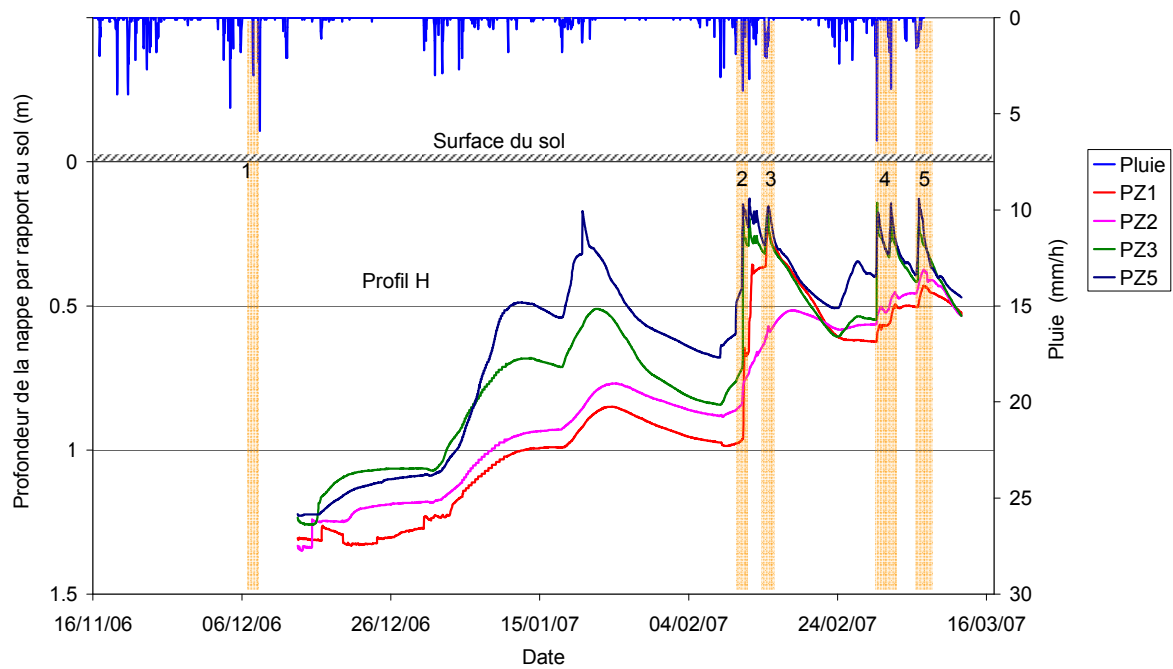


Figure I.17 : Variation de la profondeur de la nappe aux piézomètres du profil H (PZ1, PZ2, PZ3 et PZ5) durant la campagne de mesure 2006-2007

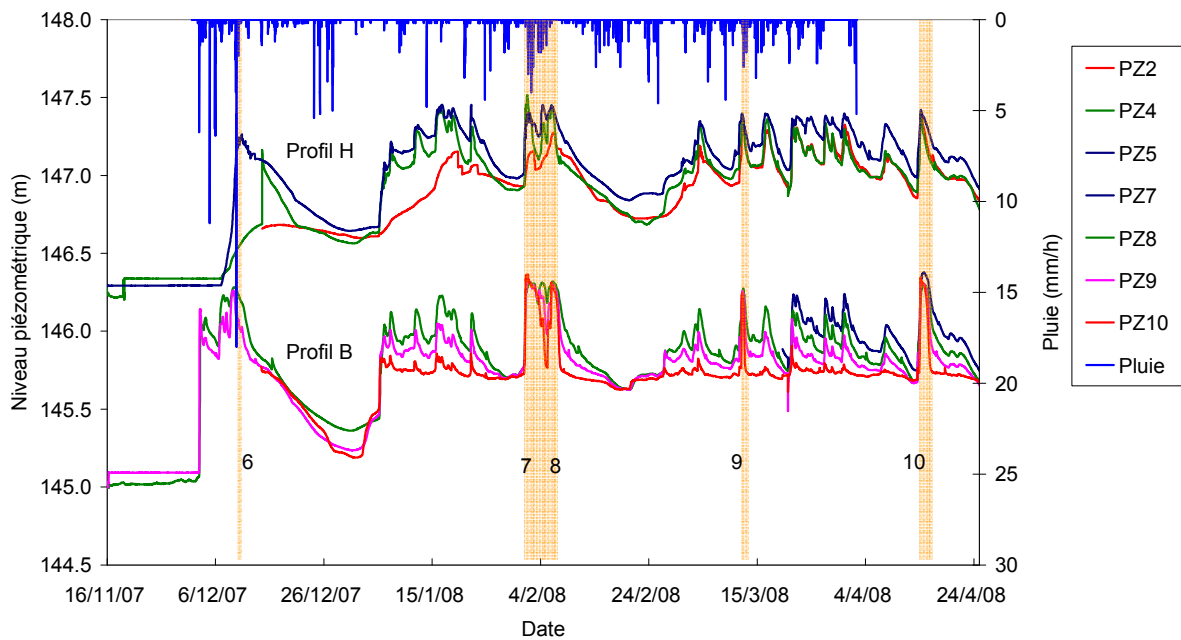


Figure I.18 : Variation en fonction du temps du niveau de la nappe aux piézomètres du profil H (PZ2, PZ4 et PZ5) et B (PZ7, PZ8, PZ9, PZ10) durant la campagne de mesure 2007-2008

Durant la première campagne de mesures (Figure I.17), on remarque que les valeurs peuvent être classées en deux parties : La période du 13 décembre (début de la campagne) au 12 février 2007 où la profondeur varie entre 0.5 m et 1.3 m (sauf pour PZ5 où elle varie entre 0.1 m et 1.3 m), et du 12 février 2007 au 13 mars 2007 (fin de la première campagne) où la profondeur varie entre 0.8 m et 0.1 m. La première période correspond à un fonctionnement en discontinu du drainage à l'échelle de la parcelle (voir le débit sur la Figure I.15) et la nappe n'est pas encore complètement présente dans le profil du sol. Par contre, durant la deuxième période, le drainage de la parcelle fonctionne continuellement (Figure I.15). Dans notre analyse nous nous concentrerons sur la deuxième période seulement. D'après les données de PZ1 (Figure I.17), la partie de nappe localisée près d'un drain, est située entre 0.5 m et 0.8 m de profondeur. Légèrement plus loin du drain, avec PZ3 et PZ5, on observe une profondeur de nappe variant dans le temps de 0.1 m à 0.55 m. On remarque bien, d'une manière générale, une tendance caractéristique du rabattement de la nappe vers le drain. En effet, plus on s'éloigne du drain et plus le toit de la nappe est élevé et proche de la surface du sol.

Néanmoins, on observe également certaines anomalies quant à l'organisation des profondeurs de nappe entre elles. En effet, on remarque que, par exemple, du 16 au 25 février 2007, PZ2 indique des profondeurs de nappe plus élevées (de l'ordre de 0.55 m) que celles de PZ1 (allant de 0.3 à 0.6 m durant cette période). Il en va de même entre les courbes de profondeur en PZ3 et PZ1, où pour ce dernier, bien qu'ayant des valeurs de profondeurs relativement proches de celle de PZ3, elles sont plus faibles. Ceci semble indiquer une forme de nappe atypique durant cette période. Au niveau du collecteur FC, on passe d'un pic de crue le 17 février 2007 à une phase de tarissement que nous pouvons associer, suite à l'hypothèse faite sur l'origine de l'eau remontant dans la fosse, à la mise en charge du réseau de drainage, qui provoque la remontée de la nappe au niveau du piézomètre le plus proche du drain. Nous remarquons que ce phénomène semble se produire aussi pour les épisodes 3 et 4 de mise en charge du collecteur, Figure I.15. Mais étant donné la distance et l'élévation du profil suivi par rapport à l'exutoire du collecteur, cette explication de remontée de la nappe au-dessus du drain à chaque période de mise en charge du réseau reste à vérifier, car elle peut être due aussi aux pertes de charge provoquées par une résistance à l'écoulement aux alentours du drain. Les différentes pertes de charges à l'écoulement aux alentours du drain sont expliquées en détail dans le chapitre suivant (Chapitre II, partie 3) ainsi que dans les annexes II et III. Puis, à partir du 25 février 2007, on remarque une organisation de la nappe différente avec une situation plus profonde au voisinage du drain, représenté par PZ1, et de plus en plus proche de la surface en s'éloignant du drain, correspondant pour l'extrémité à PZ5. Cette fois, aucun changement dans la forme de la nappe n'est constaté.

Au terme de la première campagne de mesures, les données piézométriques ne sont pas concluantes quant à l'évolution de la nappe entre le drain et l'interdrain durant la période de mise en charge du réseau de drainage. En effet, d'une part, le choix des piézomètres à suivre en continu avec des tensiomètres à enregistreur automatique est insuffisamment représentatif du profil drain interdrain. D'autre part, le profil piézométrique H situé en milieu de parcelle, à cause de son éloignement de la sortie du collecteur FC, ne réagit pas à toutes les phases de mise en charge de FC. C'est pour cette raison que lors de la campagne de mesures suivante (2007/2008) nous avons installé un deuxième profil piézométrique en bas de la parcelle, afin de suivre plus précisément la réaction de la nappe perchée lors des épisodes de mise en charge. Les données acquises durant cette campagne, représentées par des variations au cours du temps du niveau piézométrique dans chacun des deux profils haut (H) et bas (B) sont montrées sur la Figure I.17.

Durant la deuxième campagne de mesures (Figure I.18), d'après les données de PZ10 pour le profil B (courbe en rouge), la nappe reste pratiquement au même niveau durant toute la période de drainage, et sa position ne varie que durant les plus fortes précipitations, en raison certainement de la mise en charge du drain le plus proche (voisinage du drain), matérialisée par un fond orange, de la même façon que sur la Figure I.17. Pour les autres piézomètres, dans les deux profils, légèrement plus loin du drain, on observe une altitude de nappe variant dans le temps de 145.6 m à 146.35 m pour le profil H, et de 146.9 m à 147.5 m pour le profil B. De même que pour la campagne 2006/2007 (Figure I.17), on remarque bien une tendance caractéristique du rabattement de la nappe vers le drain, mais plus régulière durant cette deuxième campagne de mesures. Le piézomètre PZ5 (pour le profil H) et le piézomètre PZ7 (pour le profil B) semblent être les plus proches de l'interdrain au niveau des deux profils, l'élévation de la nappe y est maximale. Au niveau du profil H, les variations dans le temps de la nappe sont régulières pour tous les piézomètres. Le piézomètre où la nappe est plus basse (PZ2) ne présente pas la même tendance de variations que celui du profil B, certainement parce qu'il est situé relativement loin du drain.

En plus des mesures de débit au collecteur de la parcelle expérimentale, les variations du niveau de la nappe entre le drain et l'interdrain durant la deuxième campagne de mesures, particulièrement au niveau du profil B, sont satisfaisantes pour étudier le comportement du drainage durant la mise en charge du réseau de drainage principal. Cette étude fera l'objet de la partie suivante.

4.3 Analyse de l'impact de la mise en charge du réseau de drainage sur son comportement

En se basant sur les mesures expérimentales acquises durant la campagne de mesures 2007/2008, nous allons étudier en détail l'impact de la mise en charge du réseau de drainage sur son comportement. Les résultats présentés dans cette partie, ont été déjà publiés dans « *Vadose Zone Journal* » (Henine et al., 2010), présenté en annexe I. Nous présentons ici une traduction d'une partie de cet article, qu'il nous semble utile de reprendre ici avec une meilleure illustration du comportement du réseau de drainage durant les phases de mise en charge. La traduction reprend parfois pour conserver l'équilibre de l'exposé des éléments déjà cités.

4.3.1 Introduction

Au-delà de son intérêt agronomique, le drainage souterrain influence sensiblement la réponse hydrologique des bassins versants (Robinson, 1990; Skaggs et al., 1994). L'étude de son impact en aval, notamment sur les inondations, implique l'examen de plusieurs processus de transfert et à différentes échelles (Robinson et Rycroft, 1999). A l'échelle de la parcelle, le drainage agricole a pour effet de drainer la nappe perchée et de réduire la teneur en eau du sol. Cela engendre une augmentation de la capacité de stockage de ce dernier et contribue, en conséquence, à la diminution du ruissellement de surface au début des pluies (Augeard et al., 2005a; Kao et al., 1998; Konyha et al., 1992; Robinson et Rycroft, 1999; Skaggs et al., 1994). A l'échelle du bassin versant, le transfert d'eau de la parcelle à l'exutoire est soumis à une résistance hydraulique à l'écoulement qui peut survenir (i) dans le sol, particulièrement au voisinage du drain (Dierickx, 1999; Stuyt et al., 2005) et (ii) dans les réseaux de drains et de collecteurs enterrés ou dans les fossés (Dolezal et al., 2001; Nédélec et Gay, 2008; Oberlin, 1981).

Au niveau du profil de sol, la résistance à l'écoulement de l'eau est fonction des propriétés hydrauliques du sol et des paramètres de conception du réseau de drainage, tels que l'écartement et la profondeur des drains (e.g. Lesaffre, 1988; Wiskow et Van Der Ploeg, 2003). Les deux ensembles de caractéristiques sont utilisés pour décrire les débits de drainage en relation avec les processus de remontée ou de récession de la nappe perchée à l'interdrain (Bouarfa et Zimmer, 2000) et l'affleurement de la nappe en surface du sol (Salem et Skaggs, 1998). En effet, autour et le long des tuyaux de drainage (drains), la convergence des lignes de courant vers les perforations des tuyaux induit une résistance radiale et une résistance d'entrée à l'écoulement ainsi qu'une perte de charge correspondante (Dierickx, 1999; Kohler et al., 2001; Stuyt et al., 2005). Pour des écoulements de nappe importants, dus à des précipitations intenses, ces pertes de charge peuvent entraîner une limitation du

débit entrant dans les drains et une surélévation supplémentaire de la nappe au-dessus du drain, qui se propage tout au long du profil du sol, jusqu'à l'interdrain.

A l'échelle d'un réseau de drainage secondaire, les études de l'impact du réseau de drainage sur les débits à l'exutoire supposent des conditions d'écoulement à surface libre dans les drains. Des formules théoriques et des modèles de simulation de drainage, comme DRAINMOD (Skaggs, 1980), SIDRA (Bouarfa et Zimmer, 2000) ou Hydrus-2D (Simunek et al., 1999), proposent des méthodes pour calculer le débit de drainage en tenant compte des pertes de charge dues aux différentes résistances à l'écoulement dans le sol, mais sans prendre en compte les conditions de transfert de la parcelle à l'exutoire du réseau de drainage. Cependant, la mise en charge du réseau de drainage, principalement lors des événements de pluie les plus intenses, peut limiter l'évacuation de l'eau, et dans ce cas le comportement de la nappe perchée est sensiblement modifié (comme nous l'avons vu précédemment, C.f. partie 4.2.2).

La mise en charge du réseau de drainage est provoquée soit par le sous-dimensionnement des collecteurs du réseau (Cavelaars et al., 1994; El-Gammal et al., 1995), soit par la submersion du point de rejet du réseau de collecteurs secondaire dans le fossés (Konyha et Skaggs, 1992; Nédélec, 2005). El-Gammal et al. (1995) ont montré qu'à l'échelle d'un profil de sol la surpression dans les drains provoque l'élévation de la nappe à leur aplomb, qui s'étend ensuite vers l'interdrain. La mise en relation entre le comportement du profil du sol et la mise en charge du réseau de drainage n'a toutefois pas été étudiée en détail. L'étude du comportement du profil de sol en relation avec le débit de drainage lors de la mise en charge des drains, pour un comportement analogue à celui rencontré dans la parcelle expérimentale, ne figure que dans la littérature traitant du drainage contrôlé et des techniques de subirrigation (Skaggs, 1999; Wesström et al., 2004).

Dans cette partie, notre étude sera consacrée à l'impact de la mise en charge du réseau de collecteurs enterrés sur le débit de la parcelle influencée, en lien avec le débit à l'exutoire. Ensuite, nous allons montrer l'effet que peut avoir cette mise en charge sur le comportement de la nappe.

4.3.2 Impact de la mise en charge sur le débit du collecteur de la parcelle

Afin d'étudier davantage l'impact de la mise en charge du collecteur de la parcelle (FC, Figure I.6) sur le comportement du réseau de drainage, le débit mesuré à la parcelle expérimentale est étudié en détail en comparaison avec le débit à l'exutoire, considéré comme représentatif du comportement moyen du bassin versant. Cette comparaison est montrée sur la Figure I.19 pour l'événement de mise en charge du réseau du 12 mars 2008 (numéroté 9 sur la Figure I.16) et sur la Figure I.20 pour l'événement de mise en charge du réseau du 14 avril 2008 (numéroté 10 sur la Figure I.16).

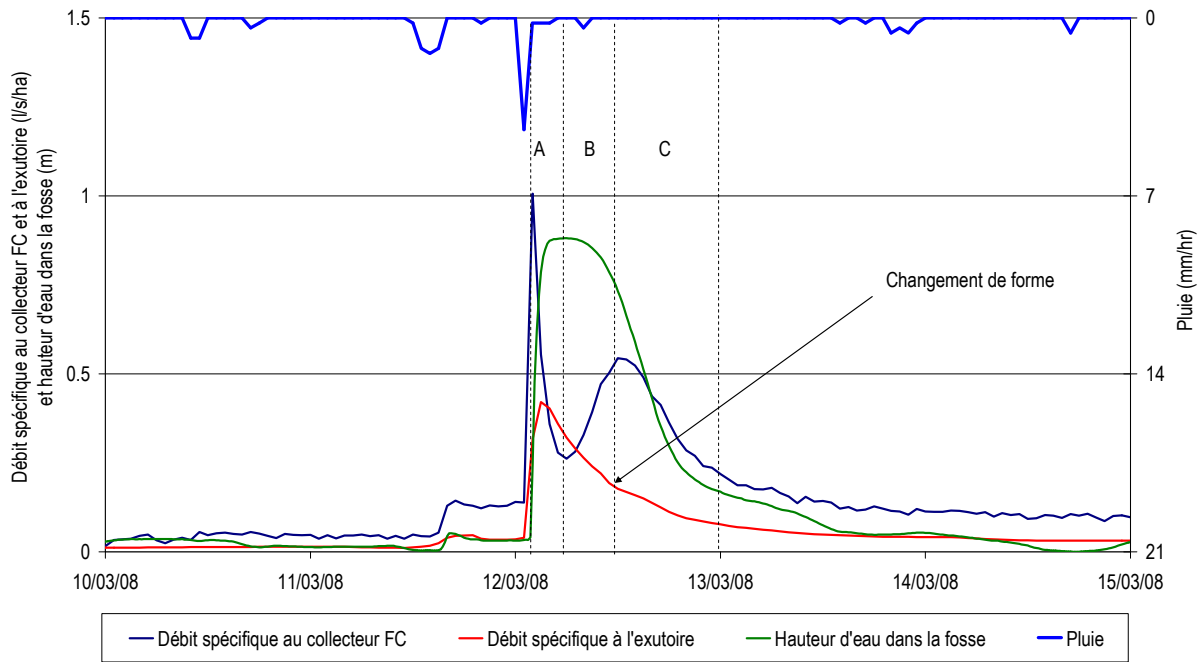


Figure I.19 : Comparaison entre le débit spécifique au collecteur FC, le débit spécifique à l'exutoire et la hauteur d'eau dans la fosse durant l'évènement de mise en charge 9 (12 Mars 2008). La pluie est présentée dans le sens opposé.

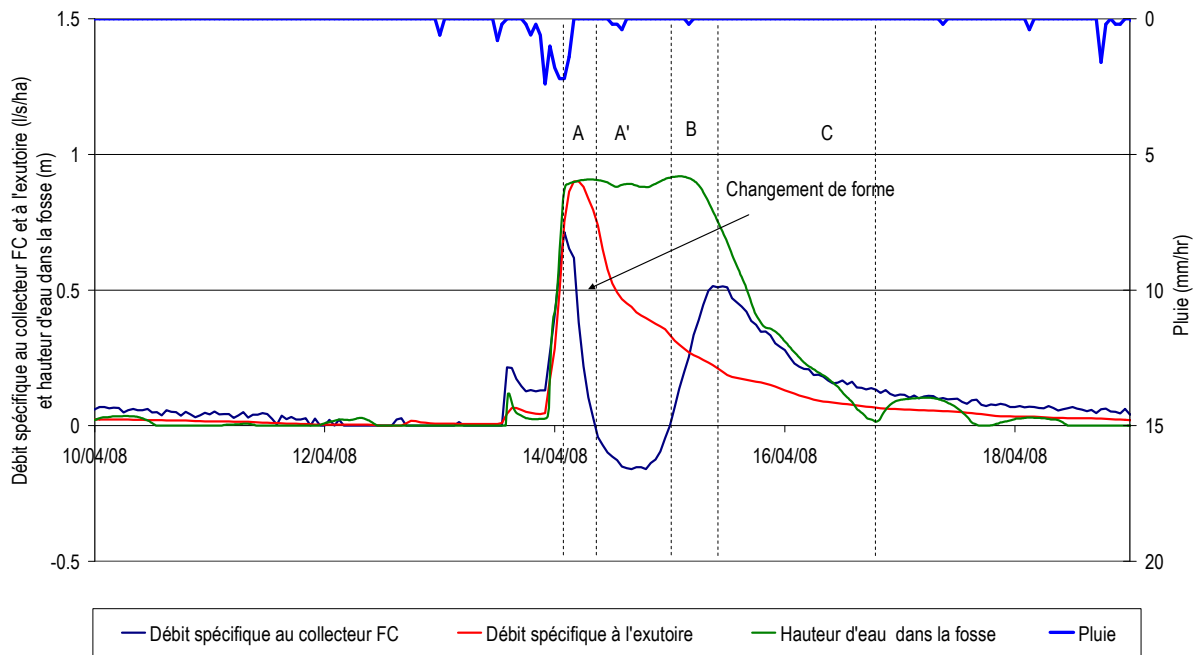


Figure I.20 : Comparaison entre le débit spécifique au collecteur FC, le débit spécifique à l'exutoire et la hauteur d'eau dans la fosse durant l'évènement de mise en charge 10 (14 Avril 2008). La pluie est présentée dans le sens opposé.

En restant dans l'hypothèse que l'augmentation du niveau dans la fosse est liée à la mise en charge du réseau de collecteur (Section 4.2.1), les deux Figures I.19 et I.20 qui précèdent montrent clairement que cette mise en charge modifie le comportement du débit du collecteur. Les périodes de mise en charge peuvent être identifiées soit par les variations du niveau d'eau dans la fosse soit par la forme de l'hydrogramme du débit spécifique dans le collecteur de la parcelle (FC).

L'analyse des événements 9 et 10, illustrés par les deux Figures I.19 et I.20, nous permet de séparer la mise en charge du réseau en deux classes d'influence : une influence faible (événement 9), où l'écoulement sortant de la parcelle réagit modérément à une précipitation faible, et une forte influence (événement 10), où l'écoulement sortant de la parcelle va jusqu'à s'inverser (débit négatif). Dans les deux cas, Le comportement du collecteur (FC) est contrôlé par les variations du niveau d'eau dans la fosse, correspondant par hypothèse à la pression au niveau de la jonction avec le réseau de collecteur secondaire. Ce comportement peut être considéré comme la succession de 4 étapes que l'on retrouve chacun dans des contextes courants ; le drainage agricole classique, le drainage contrôlé et la technique de la subirrigation (Fouss et al., 1999; Skaggs, 1999) :

1) Une première étape (intervalle A dans la Figure I.19 et la Figure I.20) au cours de laquelle la recharge de la nappe, faisant suite à l'évènement de pluie, engendre une augmentation du débit du collecteur FC. Ce débit décroît ensuite rapidement en raison de la mise en charge de la sortie du collecteur (élévation du niveau d'eau dans la fosse). La comparaison du débit à l'exutoire du bassin versant et à la sortie du collecteur FC confirme cette hypothèse. En effet le premier continue d'augmenter alors le deuxième décroît rapidement formant ainsi un premier pic de débit au collecteur. Ce débit de pointe caractérise le début de l'influence aval sur le collecteur FC. Dans les deux cas de figure, l'explication de la mise en charge du collecteur FC peut être recherchée parmi un sous-dimensionnement du réseau de collecteurs secondaires ou/et une mise en charge de la sortie du réseau dans le fossé (Nédélec et Gay, 2008). Ces deux causes sont très probables dans ce cas d'étude (Henine et al., 2010).

2) Une deuxième étape (intervalle A' dans la Figure I.19), qui est une étape intermédiaire propre aux événements de forte influence, correspond au débit négatif dans le collecteur de la parcelle. Le débit négatif est observé lorsque la pression dans le réseau principal est beaucoup plus élevée que dans le collecteur de la parcelle (supérieure à 0.9 m, limite de la valeur mesurée). Cela a été le cas pour tous les événements de mise en charge durant les deux campagnes de mesures, sauf pour l'évènement 9 (mars 2008). Cette étape s'apparente à un processus de subirrigation (Fouss et al., 1999; Skaggs, 1999).

3) Une troisième étape (intervalle B dans la Figure I.19 et la Figure I.20) correspond à l'augmentation à nouveau du débit au collecteur de la parcelle. Cette augmentation peut être expliquée par la diminution progressive de l'influence du réseau principal, à cause de la diminution des apports provenant des parcelles amont et de la contrainte qu'ils exercent sur le collecteur FC. Cela peut se vérifier par la diminution du débit à l'exutoire (Figure I.19 et Figure I.20). Lorsque cette augmentation s'arrête, le débit de drainage de la parcelle atteint un maximum local, engendrant un second pic de débit.

4) Une quatrième étape (intervalle C dans la Figure I.19 et la Figure I.20) correspond à une phase de récession normale dans un réseau de drainage classique, avec retour à des conditions d'écoulement à surface libre dans le réseau de drainage.

Les résultats et les observations détaillées précédemment révèlent que le comportement de la parcelle suivie, influencée par la mise en charge du réseau de drainage, se compose d'une succession de quatre étapes : un premier pic de débit, une possible inversion de l'écoulement, un second pic de débit et la récession. On peut s'attendre à ce que d'enchaînements semblables puissent avoir lieu dans d'autres parties du réseau. En se basant sur ces considérations, on peut définir les deux premières étapes (A et A') comme étant des périodes permettant un stockage temporaire de l'eau de drainage pendant la crue, et les dernières étapes (B et C) comme étant des périodes permettant la restitution de l'eau stockée après la crue. Nous reviendrons plus en détail sur les notions de stockage temporaire et restitution dans la partie consacrée à l'application de la modélisation (Chapitre IV)

L'hydrogramme de débit observé à la parcelle montre également que le pic de débit secondaire, lorsqu'il existe, peut être bien plus tardif que celui observé à l'exutoire et que la pluie à l'origine de la crue. Les mesures montrent un décalage de 10 heures pour l'événement 9 et 25 heures pour l'événement 10, entre ce second pic et celui observé à l'exutoire du bassin versant. Les conséquences réelles à l'exutoire de ce retard de pic du débit sont difficiles à identifier, on observe seulement un léger changement dans la partie de décrue à l'exutoire à la fin de la période influencée (Figure I.19 et Figure I.20). Néanmoins, ces résultats démontrent que la mise en charge du réseau principal conduit à un stockage temporaire de l'eau à l'échelle de la parcelle qui doit contribuer à réduire le pic de débit à la sortie de cette parcelle. Cet impact peut être substantiel dans les cas où l'influence du réseau est présente sur une grande partie du bassin versant.

4.3.3 Impact de la mise en charge sur le comportement de la nappe

Les données piézométriques présentées sur la Figure I.17 ont montré que le comportement de la nappe est influencé par la mise en charge du réseau de drainage. Le profil B (en bas de la parcelle) est le plus proche de l'exutoire et donc le plus susceptible d'être influencé par cette mise en charge. On remarque

que le niveau de l'eau dans le piézomètre le plus proche du drain varie très rapidement à chaque mise en charge du collecteur à la sortie de la parcelle. Les variations du niveau de la nappe le long du profil B durant les deux événements 9 et 10 de mise en charge du réseau sont illustrées respectivement par la Figure I.21 et la Figure I.22. Chaque figure est composée de deux graphiques représentant les variations du niveau de la nappe durant la période de stockage temporaire (graphique a) et durant la période de restitution (graphique b).

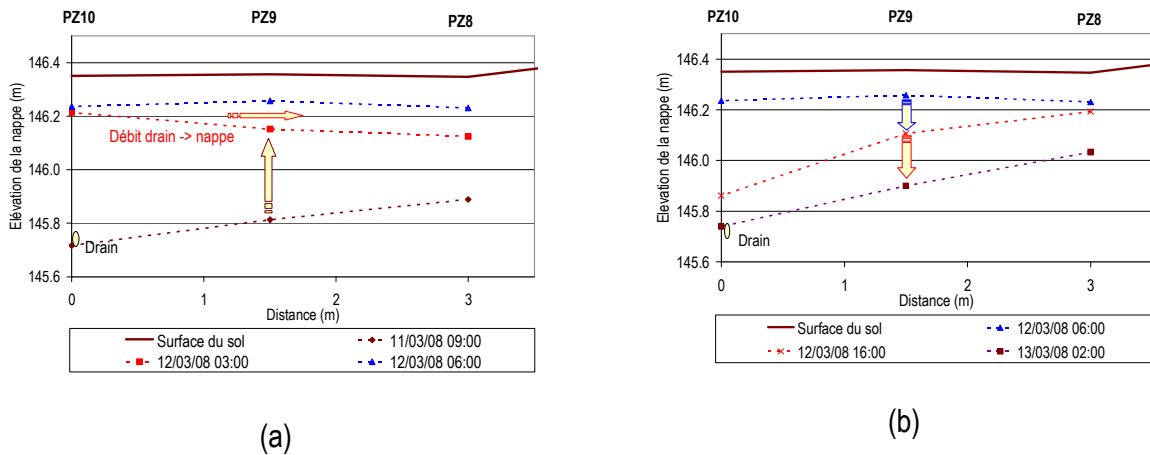


Figure I.21 : Variations de l'altitude du toit de la nappe durant la période de mise en charge du collecteur de la parcelle (FC) correspondant à l'évènement de pluie de 12 mars 2008 (évènement 9) au niveau du profil B : (a) stockage ; (b) restitution.

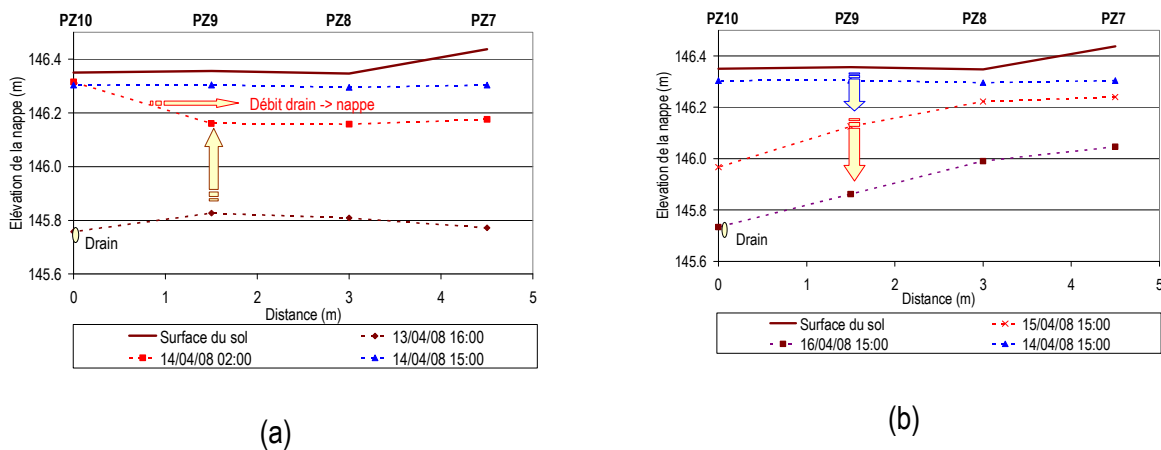


Figure I.22 : Variations de l'altitude du toit de la nappe durant la période de mise en charge du collecteur de la parcelle (FC) correspondant à l'évènement de pluie de 14 avril 2008 (évènement 10) au niveau du profil B : (a) stockage ; (b) restitution.

On remarque que la forme de la nappe est fortement influencée par la mise en charge du réseau de drainage. Sur les graphiques (a) des figures I.21 et I.22, nous remarquons que la nappe remonte très

rapidement entre le drain et l'interdrain juste après l'évènement de pluie (le 12/03/08 à 00:00 pour l'évènement 9 et le 13/04/08 à 23:00 pour l'évènement 10). La remontée la nappe dure environ 2h pour les deux évènements. La remontée de la nappe à l'aplomb du drain peut être associée, soit à la mise en charge du drain, soit à la résistance à l'écoulement aux alentours du drain (Dierickx, 1999; Kohler et al., 2001). Toutefois, en regardant précisément la forme de la nappe intermédiaire (courbes en rouge, Figures I.21.a et I.22.a), on remarque que le gradient de la charge hydraulique traduit un écoulement inversé (du drain vers la nappe). Cela ne peut être que la conséquence de la mise en charge du drain. On remarque également que malgré l'arrêt de la pluie au bout de quelques heures (le 12/03/08 au bout de 2 h pour l'évènement 9 et le 14/04/08 au bout de 4 heures pour l'évènement 10) la nappe continue de remonter à l'interdrain. La hauteur de la nappe atteint son maximum lorsque son toit se trouve en équilibre entre le drain et l'interdrain (courbe bleue, phase a). Ensuite, on remarque sur les graphiques que le niveau de la nappe à l'aplomb du drain diminue et que la nappe reprend une forme elliptique usuelle. Ce comportement coïncide avec l'augmentation du débit à la sortie de la parcelle. Le deuxième pic de débit à la sortie du collecteur est atteint le 12/03/08 à 16:00 pour l'évènement 9 et le 15/04/08 à 16:00 pour l'évènement 10 (courbes en rouge sur le graphique b), moments qui correspondent au début du tarissement de la nappe à l'interdrain.

5. Conclusion

Les données acquises pendant les deux campagnes 2006/2007 et 2007/2008 sur le réseau de drainage du bassin versant de Goins, nous apportent des éléments cohérents et pertinents pour la compréhension du comportement des bassins versants agricoles drainés lors des crues, et mettent en évidence les différents processus d'interaction entre la nappe et le réseau de drainage. A travers l'analyse de données de Goins, nous avons pu observer réellement deux phénomènes qui peuvent avoir un intérêt pour le contrôle des débits dans les bassins versants agricoles drainés par tuyaux enterrés à savoir :

1. La mise en charge du réseau de drainage : cette mise en charge conduit à la limitation de la capacité d'évacuation du réseau. Elle permet donc de limiter le débit rejeté par le réseau de drainage dans le réseau d'évacuation de surface.
2. Le stockage temporaire dans la nappe : la mise en charge de la sortie d'un collecteur d'une parcelle drainée conduit à la limitation du débit en sortie. Ainsi les drains se trouvant en charge, conduisent, à leur tour, à la limitation du débit de drainage et donc au stockage temporaire de la pluie infiltrée dans le profil de sol. L'eau stockée dans le profil du sol est restituée au réseau de

drainage à la fin de la mise en charge du réseau, quelques heures après le pic de crue à l'exutoire.

Dans le suivi des débits de la parcelle de Goins et des variations de la nappe au niveau de deux profils piézométriques dans cette parcelle, nous avons remarqué que le comportement local de la nappe n'est pas complètement en concordance avec les débits à la sortie de la parcelle. Particulièrement pour l'évènement 9 où un écoulement du drain vers la nappe est observé au niveau du profil B (en bas de la parcelle) alors que le débit à la sortie de la parcelle reste positif tout au long de l'évènement, même s'il est influencé. Cela s'explique par le fait que les mesures de nappe représentent un phénomène local dû à la mise en charge du drain au niveau du profil B, alors que le débit mesuré à la sortie du réseau représente la résultante de l'effet de mise en charge des drains, partielle à l'échelle de toute la parcelle.

Bien que les résultats de l'expérimentation soient satisfaisants pour la compréhension de l'impact de la mise en charge sur le comportement d'une parcelle drainée en termes de débit et de hauteur de nappe, ils ne sont pas satisfaisants pour définitivement conclure sur leur rôle à l'échelle d'un bassin versant. En effet, dans le cas de l'influence aval du réseau, sa mise en charge sera variable dans l'espace et dans le temps (la partie amont est la plus susceptible d'être influencée en premier). Et comme montré précédemment, la fonction de stockage temporaire/restitution à l'échelle d'une parcelle drainée est étroitement liée à l'intensité et à la durée de la mise en charge de la sortie du collecteur primaire de la même parcelle. Ainsi, par déduction, nous pouvons dire que la fonction stockage temporaire/restitution est variable dans l'espace et dans le temps.

La modélisation d'un système couplé intégrant le réseau de drainage souterrain et les parcelles drainées, tenant compte de l'effet de l'influence de la mise en charge du réseau sur le comportement de la nappe et de possibles inversions des flux entre ces deux milieux, peut améliorer la compréhension de l'impact du drainage à grande échelle. Les modèles de drainage actuellement utilisés, à leur échelle spécifique, ne permettent pas de prendre en compte les aspects de mise en charge du réseau de drainage. Dans le chapitre suivant, nous allons aborder le volet modélisation en ce sens.

Chapitre II : Modélisation du fonctionnement hydraulique du système drainant : nappe et réseau d'évacuation

Après avoir présenté, à partir des résultats expérimentaux, le phénomène de mise en charge du réseau de drains et ses conséquences sur le fonctionnement du drainage au niveau de la parcelle, nous allons aborder ce phénomène par la modélisation. Dans un premier temps, nous allons présenter des modèles des processus d'écoulement dans la nappe et dans le réseau de drainage à l'échelle de la parcelle, puis la prise en compte des interactions entre ces deux types d'écoulement. La spécificité de cette modélisation, par la suite, nous permettra de changer d'échelle d'étude et d'aborder la question à l'échelle d'un groupe de parcelles. Dans ce chapitre les deux types d'écoulements à coupler seront présentés indépendamment. Nous aborderons la partie couplage et spatialisation dans les chapitres suivants.

1. Introduction

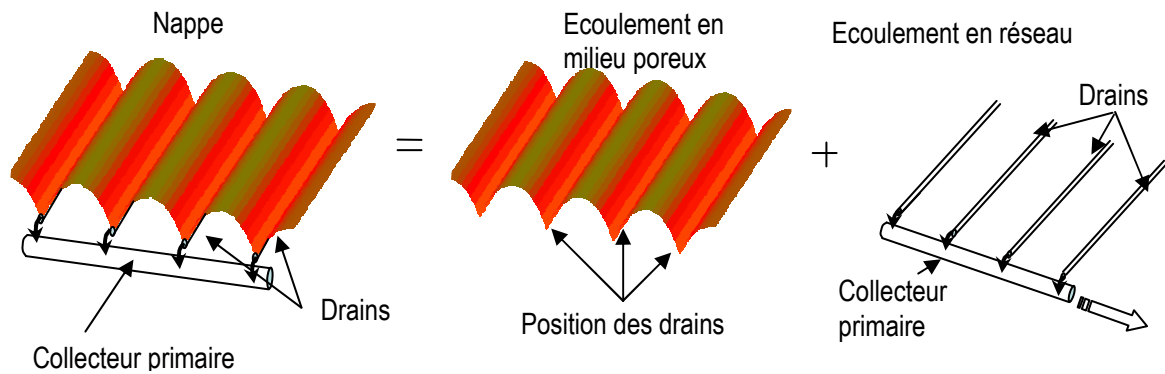
La modélisation des écoulements superficiels ou souterrains a depuis longtemps été utilisée pour mieux comprendre et dimensionner le drainage agricole. En effet, les modèles d'écoulements souterrains permettent de déterminer les paramètres de dimensionnement, tels que la profondeur et l'écartement des drains, et sont utilisés pour viser l'efficacité optimale d'un système de drainage du point de vue du rendement agricole, ainsi que pour maîtriser son impact sur l'environnement (e.g. Cimen, 2008; Mishra et Singh, 2007; Skaggs, 2007a). Les modèles d'écoulement à surface libre, quant à eux, permettent d'évaluer la capacité d'évacuation de l'eau de drainage par les ouvrages (tuyaux enterrés et fossés à ciel ouvert) vers le réseau hydrographique naturel, en limitant le plus possible les contraintes hydrauliques (Dolezal et al., 2001).

L'objectif général de la modélisation dans ce travail de thèse est de pouvoir simuler le comportement du réseau drainage agricole lors des événements de pluie les plus intenses et comprendre son impact sur les crues à son exutoire. La modélisation nous permettra ainsi de répondre à la question soulevée lors de l'étude expérimentale qui est : "quel est l'impact de la mise en charge du réseau de drainage sur le débit à l'échelle de la parcelle et à celle d'un bassin versant?".

Le système que nous cherchons à modéliser comprend trois milieux (Figure II.1) :

1. Le sol, siège de l'écoulement de la nappe perchée vers les drains;
2. Le réseau de tuyaux enterrés (drains et collecteurs) ;
3. Le réseau de fossés à ciel ouvert.

Ces trois milieux sont donc parcourus par deux types d'écoulements qui diffèrent en termes de modélisation (Figure II.1) : un écoulement dans un milieu poreux et un écoulement dans un réseau de drainage (tuyaux enterrés et fossés à ciel ouvert).



(a) Connexion entre la nappe et le réseau de drainage

(b) Ecoulement dans le réseau de tuyaux enterrés et dans le fossé à ciel ouvert

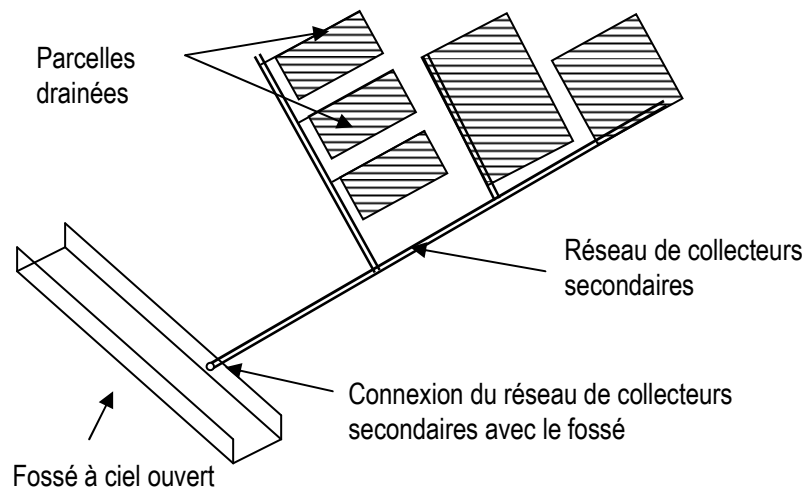


Figure II.1 : Schéma des milieux parcourus par les écoulements (drains, collecteurs et fossé) : interaction entre la nappe et les drains au niveau des parcelles drainées (a) ; interaction entre le réseau de collecteurs secondaires enterrés et le fossé à ciel ouvert (b).

Dans la littérature, les études d'impact du réseau de drainage sur le débit à l'exutoire ont montré que l'interaction des écoulements à l'interface des différents milieux (nappe, tuyaux enterrés et fossés à ciel ouvert) modifie considérablement le comportement du réseau de drainage (e.g. Broadhead et Skaggs, 1982; Nédélec et Gay, 2008). En termes qualitatifs, ces interactions sont maintenant connues, mais en termes quantitatifs il reste encore à préciser leur importance et leur impact à différentes échelles. Cela peut être fait par la modélisation, qui doit porter une attention particulière à ces interactions, en plus de la simulation des deux types d'écoulement.

Notre étude de modélisation s'inscrit dans ce contexte, avec pour objectif l'étude de la mise en charge du réseau de drainage et de son impact sur le débit de rejet. Dans ce chapitre, nous présenterons la modélisation des deux types d'écoulement présentés sur la figure II.1. Nous donnerons, dans la première partie, une description générale des règles de dimensionnement des ouvrages d'évacuation (collecteurs enterrés secondaires) et du modèle simulant l'écoulement dans le réseau de drainage enterré dans des conditions de mise en défaut des règles de dimensionnement (mise en charge du réseau de drainage). Ensuite, dans la deuxième partie, nous proposons une analyse détaillée des écoulements souterrains. Nous rappellerons dans un premier temps les équations d'écoulements et les hypothèses simplificatrices du système drainant à modéliser. Dans un deuxième temps, nous présenterons le modèle de nappe développé dans le cadre de cette thèse prenant en compte les interactions avec les écoulements de surface via des conditions aux limites spécifiques ; le couplage entre les deux modèles (associés aux deux types d'écoulement) permettra ainsi de prendre en compte l'interaction entre la nappe et le réseau de drainage, et donc l'impact de la mise en charge du réseau de tuyaux enterrés sur le débit. Cette partie sera décrite dans les troisièmes et quatrièmes chapitres. Le deuxième type d'interaction entre le fossé et le réseau de collecteur secondaires enterrés sera pris en compte dans la modélisation hydraulique du réseau de drainage.

2. Modélisation hydraulique du réseau de drainage (drains, collecteurs enterrés et fossés à ciel ouvert)

Le drainage agricole par tuyaux enterrés comprend trois fonctions essentielles à savoir : (1) la *collecte* des eaux excédentaires de la nappe perchée au niveau de la parcelle agricole, (2) l'*évacuation* par un réseau de collecteurs enterrés et (3) la *restitution* vers le réseau hydrographique naturel. A chacune de ces fonctions correspondent des ouvrages et des principes de dimensionnement spécifiques.

La *collecte* des eaux dans le sol se fait à l'aide des drains enterrés perforés et annelés. Les drains sont organisés dans une structure régulière en files parallèles et équidistantes connectées à un collecteur

primaire, parfois perforé et participant alors à la fonction de collecte. L'ensemble de ces files de drains au niveau d'une parcelle est communément appelé "*panneau de drains*", et se caractérise par la direction et l'écartement des drains. Leur diamètre, leur pente, leur longueur et leur profondeur sont adaptés pour chaque drain, en fonction d'une profondeur optimale et de la topographie de la parcelle. Le calcul de ces caractéristiques repose sur des formules mathématiques établies à partir des écoulements souterrains dans le sol. Ainsi, les caractéristiques du panneau de drain dépendent essentiellement des caractéristiques hydrauliques du sol et de sa topographie. Sans rentrer dans le détail des calculs et des hypothèses simplificatrices associées, l'estimation peut s'effectuer soit en régime permanent soit en régime transitoire (régime de tarissement sans recharge), et différemment selon les pays (Zimmer, 2000). Dans le premier cas, le calcul de l'écartement optimal entre les drains doit permettre de maintenir, pour une pluie de projet donnée, la nappe à un seuil de profondeur choisi. Dans le deuxième cas, l'écartement entre les drains doit permettre un rabattement donné en un temps optimal. La longueur, la pente et le diamètre des drains sont choisis de sorte à évacuer l'eau de drainage collectée par chaque drain sans mise en charge des conduits (e.g. Cimen, 2008; Mishra et Singh, 2007; Mishra et Singh, 2008; Skaggs, 2007a; Skaggs, 2007b; Wesseling, 1964).

L'*évacuation* des eaux de drainage des parcelles drainées vers le point de rejet se fait à l'aide d'un réseau de collecteurs qui peut être constitué de collecteurs enterrés (secondaires et primaires) et de fossés à ciel ouvert. Leur dimensionnement est généralement basé sur des formules d'écoulement en régime permanent uniforme. Une fois le réseau d'*évacuation* des eaux organisé dans l'ensemble du périmètre drainé de sorte à évacuer l'eau de drainage vers le réseau hydrographique naturel (l'exutoire du réseau artificiel d'*évacuation*), il est possible d'en déduire le débit rentrant dans chaque collecteur, en se basant sur une pluie de projet d'intensité constante. Son dimensionnement hydraulique se fait en fonction de :

- L'inventaire exhaustif de toutes les eaux susceptibles de transiter par le collecteur, les débits de drainage ;
- La pente des conduites (pas nécessairement uniforme pour un même collecteur) ;
- La rugosité des conduites.

Les collecteurs sont dimensionnés de sorte à évacuer le débit de collecte sans mise en charge. En France, Le Cahier des Clauses Techniques Générales pour la maîtrise d'œuvre des travaux de drainage (C.C.T.G., 1993) propose pour le calcul du diamètre des collecteurs l'utilisation de la formule de Manning-Strickler en régime uniforme :

$$Q = 0.0269 \cdot 10^{-4} K_{MS} d^{8/3} l^{1/2} \quad (II.1)$$

avec

- Q : Le débit transitant par le collecteur (l/s) ;
- K_{MS} : Le coefficient de rugosité de Manning-Strickler ($m^{1/3}/s$) ;
- d : Le diamètre intérieur du collecteur (mm) ;
- l : La pente du collecteur (m/m).

Cette expression permet de calculer le diamètre pour un débit à pleine section. Le choix du diamètre à utiliser doit prendre en compte toutes les eaux susceptibles de transiter dans la conduite et les éventuelles défaillances dans le réseau de collecteurs, tels que leur colmatage ou des contre-pentes au niveau des raccordements. C'est pour cette raison qu'il est recommandé de prendre un diamètre commercial supérieur à celui calculé par la formule de Manning-Strickler.

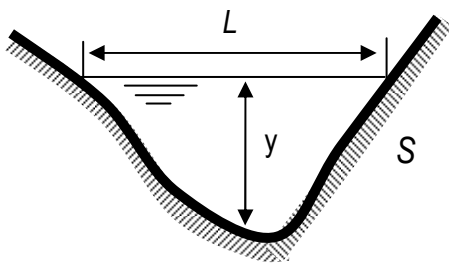
Cette méthode de dimensionnement du réseau de drainage, basée sur des calculs en régime permanent uniforme, néglige l'impact de la structure en réseau des collecteurs sur l'écoulement et la variabilité temporelle de l'écoulement dans les différentes parties du réseau. Seule une modélisation en régime transitoire est capable de vérifier le bon fonctionnement avec les dimensions retenues, et d'identifier des situations critiques nécessitant plus d'attention lors du dimensionnement, si nécessaire. Dans le cas des réseaux anciens qui doivent être restaurés ou étendus, l'utilisation de la simulation en régime transitoire est une partie essentielle pour une étude préalable de planification et de conception (Cunge et al., 1980).

C'est pour cela que nous intéressons à la modélisation en régime transitoire des écoulements dans les réseaux de drainage (drains et collecteurs enterrés, et fossés à ciel ouvert), qui se distingue de la méthode de dimensionnement basée généralement sur des formules mathématiques établies en régime permanent et appliquées à un événement isolé (la crue de projet), sur un collecteur isolé.

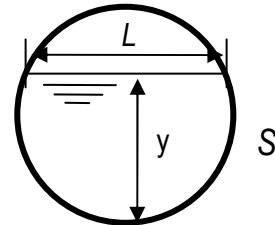
2.1 Modélisation des écoulements dans le réseau de drainage en régime transitoire

L'écoulement à surface libre en régime transitoire dans le réseau de fossés à ciel ouvert et de tuyaux de section prismatique (Figure II.2) est généralement décrit par les équations de Saint-Venant à une dimension (Cunge et al., 1980). Ces équations sont basées sur les hypothèses simplificatrices suivantes (Cunge et al., 1980) :

- L'écoulement est monodimensionnel : la vitesse est considérée par sa seule valeur moyenne sur toute la section ;
- La courbure des filets fluides est faible, l'accélération verticale est négligeable et la pression est hydrostatique;
- La pente du lit du canal ou de la conduite est faible.



Écoulement dans un fossé à ciel ouvert



Écoulement dans une conduite à surface libre

Figure II.2 : Schéma d'écoulement dans un fossé à ciel ouvert et à surface libre dans un tuyau de section circulaire, avec L : largeur au miroir ; y : tirant d'eau et S : section d'écoulement.

L'écoulement peut être décrit par deux variables indépendantes solutions de deux équations différentielles : section d'écoulement S et débit Q . Ces deux variables permettent de connaître l'écoulement en tout point du domaine modélisé et à tout moment. Sous les hypothèses simplificatrices définies plus haut, le modèle monodimensionnel de Saint-Venant s'écrit de la manière suivante (Cunge et al., 1980) :

L'équation de continuité :

$$\frac{\partial S}{\partial x} = -\frac{\partial Q}{\partial x} + q \quad (II.2)$$

L'équation dynamique :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(-\beta \frac{Q^2}{S} \right) - g.S. \frac{\partial y}{\partial x} - g.S.J + \varepsilon q \frac{Q}{S} \quad (II.3)$$

avec:

- S : surface mouillée [L^2] ou section d'écoulement (illustrée ci-dessus) ;
- Q : débit total dans la section [L^3T^{-1}] ;
- y : tirant d'eau de la surface libre [L] (illustrée ci-dessus) ;

- J : perte de charge par unité de longueur [Sans unité] ;
- q : débit latéral exprimé par unité de longueur [L^2T^{-1}] ;
- β : coefficient qui exprime la non-uniformité de la vitesse dans la section. Généralement égal à 1 ;
- g : accélération de la pesanteur [LT^{-2}] ;
- ε : coefficient de variation latérale des pertes de charge [Sans unité]. Ce coefficient est égal à 0 si $q > 0$, et égal à 1 si $q < 0$. Ce coefficient exprime la perte de quantité de mouvement avec l'eau extraite du domaine modélisé.

Toutefois, il existe un état de l'écoulement particulier aux conduites fermées et qui le distingue des écoulements dans les fossés à ciel ouvert : la mise en charge (e.g. Bourdarias et Gerbi, 2007; Cunge et al., 1980; Sartor, 1999). Cette dernière est fréquemment rencontrée dans les réseaux de drainage urbain et agricole (e.g. Djordjevic et al., 2005; Motiee, 1996; Politano et al., 2007; Sartor, 1999), dans les réseaux d'AEP (Alimentation en Eau Potable) et dans bien d'autres ouvrages hydrauliques. Ainsi, lors des événements de pluies les plus intenses, le réseau combine des tronçons sièges d'un écoulement à surface libre et des tronçons en charge (écoulements mixtes). La transition d'un écoulement en charge vers un écoulement à surface libre, et inversement, peut se produire fréquemment. Pour cette raison, la mise en charge du réseau de tuyaux (ou de conduites) doit être incluse lors de la modélisation des écoulements dans les réseaux de tuyaux à section fermée. Pourtant, lors du dimensionnement du réseau de collecteurs, en l'absence de formules simples permettant de décrire les écoulements mixtes, les calculs sont effectués en supposant une mise en charge complète du réseau (partie précédente), ou des écoulements à surface libre seulement. Cela renforce l'intérêt d'une modélisation en régime transitoire à l'échelle d'un réseau complet pour mieux appréhender les phases de mise en charge des réseaux de drainage. En pratique, la modélisation doit représenter la transition entre ces deux types d'écoulement et l'impact sur les conditions d'écoulement à l'amont. Dans le cas du drainage agricole, la mise en charge a également des conséquences sur l'écoulement de nappe.

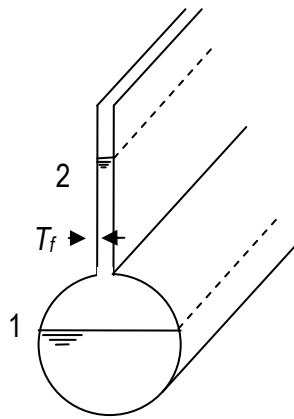
L'écoulement se produit spontanément en charge lorsque le débit d'écoulement dans le tuyau à section fermée est supérieur au débit à pleine section (Equation II.1). Dans ce cas la pression devient supérieure à la pression atmosphérique sur toute la paroi du tuyau et ne peut être simulée correctement par les équations de Saint-Venant telles que présentées dans les équations (II.2) et (II.3). Il faut donc recourir à une méthode permettant de prendre en compte correctement la transition entre ces deux

écoulements. Nous rappelons ci-dessous la modélisation des écoulements mixtes dans les tuyaux à section fermée en général.

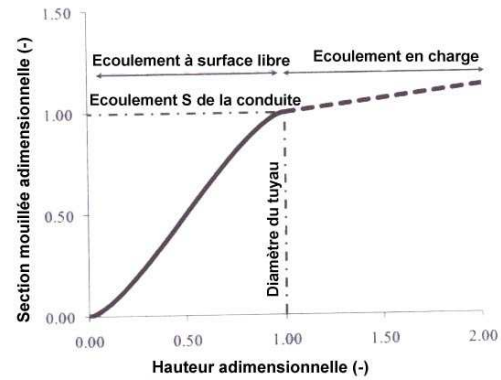
2.2 Modélisation des écoulements mixtes dans les réseaux de tuyaux

Dans la littérature, plusieurs familles de méthodes permettant de prendre en compte les écoulements mixtes ont été proposées (Kerger et al., 2009). La première famille consiste à modéliser séparément les deux types d'écoulements en utilisant des équations et des schémas numériques différents, et de traiter leur interface comme une condition limite mobile. La mise en œuvre des algorithmes permettant de suivre l'existence et l'évolution de l'interface est cependant complexe (voir Kerger et al. (2009) pour une revue sur les méthodes). La deuxième famille consiste à traiter chacune des deux phases air/eau séparément. Mais cette méthode nécessite des algorithmes très complexes et la rendent inapplicable à l'échelle d'un réseau. La troisième famille de méthodes repose sur l'utilisation d'une fente fictive, dite fente de Preissman (1961, cité par Cunge et al., 1980). Cette fente est un artifice qui permet de calculer de manière identique les deux types d'écoulement sur la base des équations d'écoulement à surface libre en modifiant légèrement la section en travers. En utilisant cette méthode, plusieurs schémas numériques ont été développés, comme des méthodes utilisant un schéma de différences finies implicite (Poirson, 1998), ou un schéma de volume fini (Bourdarias et Gerbi, 2007).

La méthode de la fente de Preissman (Figure II.3.a) est basée sur une analogie entre les deux formes quasi-linéaires des équations décrivant l'écoulement à surface libre et l'écoulement en charge. Cette analogie permet de décrire les écoulements en charge par les équations de l'écoulement à surface libre en considérant une fente fictive de largeur T_f (Kerger et al., 2009) au niveau de la génératrice supérieure du tuyau et en contact avec l'atmosphère (Figure II.3a). La surface libre se trouve alors dans la zone de la section en forme de colonne au dessus du tuyau.



a) Fente de Preissmann



b) Variation de la section mouillée en fonction de la hauteur d'eau (Kerger et al., 2009)

Figure II.3: Représentation graphique de la fente de Preissmann pour simuler les écoulements à surface libre (état 1) et en charge (état 2)

D'un point de vue physique, la fente de Preissmann remplace l'augmentation de la pression dans le tuyau en charge par une élévation de la surface libre dans la fente. D'un point de vue hydraulique, les variations de la section mouillée S en fonction de la hauteur d'eau (Figure II.3.b) sont étendues au domaine d'écoulement en charge par une valeur maintenue quasiment constante, en utilisant une faible largeur de la fente.

2.3 Prise en compte des écoulements mixtes dans les réseaux de drainage

La méthode de la fente de Preissmann a donc été choisie pour prendre en compte dans la modélisation la mise en charge d'un réseau de drainage.

Le programme Elixir (adaptation du modèle Xirene, Poirson, 1998) résolvant par la méthode des différences finies les équations monodimensionnelles de Saint-Venant (II.2) et (II.3) a été utilisé sous sa forme d'origine dans ce travail. Ce modèle nous a permis de prendre en compte la structure en réseau des ouvrages de collecte et d'évacuation (tuyaux et fossés à ciel ouvert), en ayant recours à une fente de Preissmann pour les écoulements en charge. Ce modèle a été développé initialement pour simuler les écoulements en rivière. Ensuite, il a été adapté aux écoulements dans les réseaux de conduites ramifiés et/ou maillés.

Dans la modélisation du réseau de drainage agricole, la prise en compte de la mise en charge du réseau entraîne plusieurs difficultés. En effet, les causes de cette mise en charge sont nombreuses. Elles peuvent être la conséquence de l'influence aval due à la submersion de la sortie du réseau (Nédélec et Gay, 2008), de la présence d'obstacles ou d'ouvrages de ralentissement à la sortie du réseau, du colmatage des collecteurs ou des drains (Lennoz-Gratin, 1989), ou simplement des débits

importants rentrant dans le réseau lors d'événements extrêmes supérieurs au débit de dimensionnement des collecteurs (Henine et al., 2010)

Une mise en charge du point aval d'un réseau de drainage (Cunge et al., 1980; Motiee, 1996; Nédélec, 2005; Nédélec et Gay, 2008; Sartor, 1999) conduit à la limitation du débit de rejet, et provoque un stockage temporaire dans le réseau par remplissage du volume d'air interne. En théorie, si tout le réseau est en charge, et sous l'hypothèse de l'incompressibilité de l'eau, aucun volume de stockage supplémentaire n'est disponible et tout changement dans la condition de recharge à l'amont (particulièrement aux points de collecte) sera instantanément transmis à l'exutoire du réseau. Par ailleurs, si aucun changement dans les points de collecte (condition amont du réseau) ne se produit à cause de leur mise en charge, cela conduit à des vitesses d'écoulement et à des pressions excessives dans les sections de l'amont, ce qui ne correspond pas à la réalité des écoulements dans les réseaux de drainage agricole. En effet, le débit d'entrée dans le réseau de drainage, d'origine gravitaire, est nécessairement affecté par la mise en charge des drains.

Sur la base de ces considérations, on distingue deux particularités principales en terme de modélisation du réseau de drainage dans le cadre de ce travail :

- i. La prise en compte des deux types d'écoulement (écoulement mixte) : à surface libre et en charge.
- ii. Le calcul d'un débit latéral aux drains (condition d'entrée) adaptable lorsque ces derniers sont en charge.

Le premier point est traité par le modèle de réseau Elixir (Poirson, 1998), utilisé sous sa forme d'origine dans ce travail, et le deuxième point est traité dans la partie suivante de ce chapitre, où un modèle simulant l'écoulement de la nappe perchée vers les drains est proposé. La mise en charge des drains est prise en compte par des conditions aux limites internes particulières définies au niveau des drains.

3. Ecoulement dans les nappes drainées par tuyaux enterrés

3.1 Introduction

La modélisation des écoulements souterrains dans le cas du drainage agricole peut s'effectuer par la résolution numérique d'équations d'écoulement en milieux poreux 1D, 2D ou 3D. Le cas particulier du dimensionnement du réseau de drainage a donné lieu à de nombreux modèles à base physique avec différents degrés de simplification, tels que le modèle SIDRA (Bouarfa et Zimmer, 2000; Lesaffre, 1988) ou le modèle DRAINMOD (Skaggs, 1980). Pour simuler de manière plus conceptuelle le comportement hydrodynamique de la parcelle, les modèles réduisent généralement la description du comportement de la nappe à un profil unique entre le drain et l'interdrain. Cette description est supposée reproductible sur toute la parcelle drainée en faisant l'hypothèse d'un comportement homogène, sans mise en charge ou problème local dans le réseau de collecte.

Dans le cadre de ce travail, nous nous intéressons au cas d'une nappe drainée par tuyaux enterrés susceptible d'être influencée par une mise en charge locale des drains, qui peuvent également être eux même affectés par la mise en charge du réseau de collecteurs primaires et secondaires (voir dans ce chapitre la partie 2). La prise en compte de ce processus dans le modèle de nappe se fait au niveau des drains, points d'interaction entre les deux milieux. La modélisation proposée est développée à l'échelle d'un panneau de drains connectés à un collecteur latéral (échelle de la parcelle), d'une superficie de l'ordre de quelques ares à quelques hectares. En effet, l'écoulement de nappe, lorsque l'écoulement est à surface libre dans les drains, présente à cette échelle un caractère uniforme. En revanche, lors des épisodes de mise en charge du réseau de drainage, la pression dans les drains engendre des valeurs extrêmement variables dans le temps et dans l'espace (voir les résultats expérimentaux, chapitre I), ce qui peut entraîner dans ce même panneau de drains une réponse de la nappe spatialement hétérogène. Le choix du type de modélisation nécessite toutefois un compromis entre la représentation de cette hétérogénéité spatiale sous l'influence de la mise en charge des tuyaux et les contraintes de mise en œuvre, notamment le temps de calcul. En effet, représenter l'écoulement par modélisation complète en 3D ne pourrait s'appliquer au-delà du voisinage d'un drain unique, sans nécessiter des ressources informatiques (temps et capacité de stockage) lourdes et donc d'usage trop contraignant pour des projets courants.

Dans la partie suivante, nous rappellerons les différentes approches de modélisation d'une nappe drainée. Nous introduirons ensuite la méthode de modélisation choisie dans ce travail de thèse. Nous

présenterons le système physique considéré, les hypothèses simplificatrices et les conditions aux limites particulières permettant de prendre en compte la mise en charge du réseau des drains.

3.2 Différentes approches de modélisation dans le drainage agricole

La modélisation des nappes drainées s'appuie sur des équations plus ou moins complexes représentant de manière générale les écoulements de l'eau dans le sol (voir le paragraphe 3.3). Le cas particulier du drainage est introduit en définissant les conditions aux limites internes particulières définies au niveau des drains. Ces conditions aux limites peuvent être une charge imposée ou un débit imposé à l'emplacement du drain. Les approches proposées dans la littérature pour définir ces conditions peuvent être classées selon la dimension de la représentation spatiale du sol et du drain : l'approche tridimensionnelle, l'approche bidimensionnelle sur les plans vertical et horizontal, et l'approche monodimensionnelle sur l'axe horizontal. Avant de présenter les détails de modélisation basée sur les différentes approches, nous présentons ci-dessous, les différentes formes caractérisant le comportement général d'une nappe drainée, et qui seront importantes à prendre en compte dans la modélisation.

A partir d'un ensemble d'observations expérimentales, Cavelaars et al. (1994) ont présenté les différentes formes de la nappe drainée par tuyaux enterrés sur une section verticale entre le drain et l'interdrain, par les schémas reproduits sur la Figure II.4 (quatre schémas sont représentés en régime permanent pour une même recharge). Le schéma A représente un fonctionnement normal au regard des règles usuelles de dimensionnement des réseaux de drainage, où la nappe est entièrement rabattue au niveau du drain et assez profonde à l'interdrain. Dans les autres cas (schémas B, C et D) le profil de la nappe ne correspond pas à un fonctionnement normal. A chaque configuration anormale correspondent des pertes de charges spécifiques engendrant une modification de la forme de la nappe. Ces pertes de charges sont repérées grâce à des mesures du niveau de la charge hydraulique dans des piézomètres répartis sur le profil.

Dans le schéma B, les pertes de charges sont importantes dans la nappe au voisinage du drain resté à la pression atmosphérique, conduisant en ce voisinage à une faible remontée de la nappe tandis qu'elle affleure à l'interdrain. Ces pertes de charges sont le résultat d'une résistance radiale à l'écoulement due au débit important arrivant au drain et engendrant des vitesses d'écoulement relativement importantes par rapport à la perméabilité du sol. Ces pertes de charges dépendent essentiellement des caractéristiques du sol (perméabilité et porosité de drainage) et du réseau de drainage (écartement entre les drains, diamètre des drains, présence ou non des matériaux d'enrobage...).

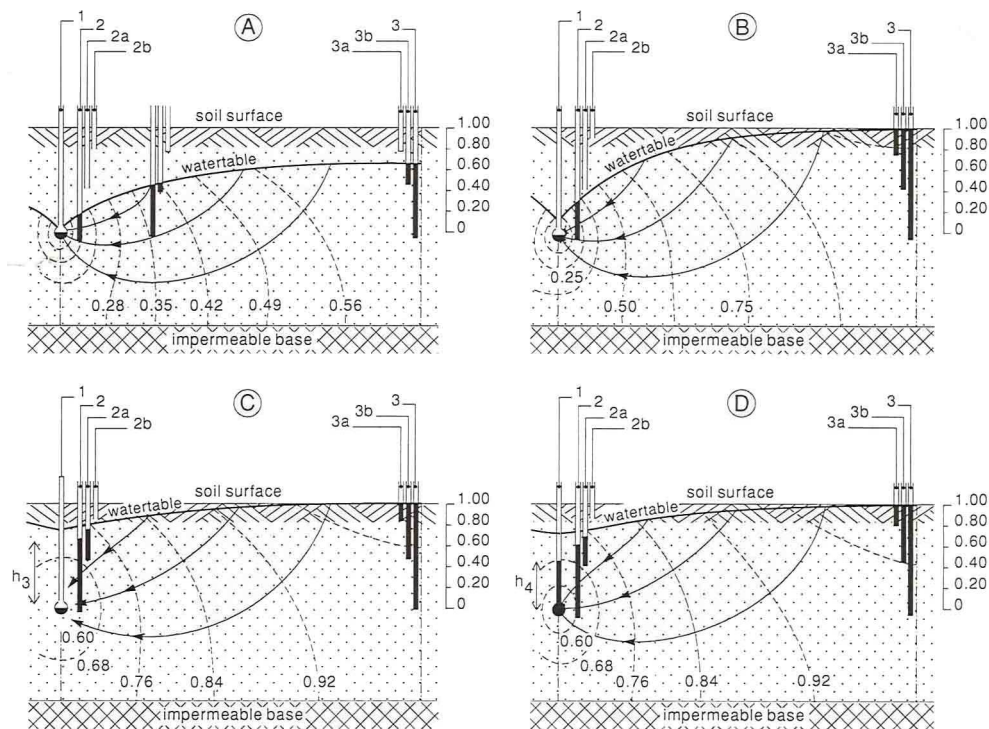


Figure II.4: Exemple de fonctionnement bidimensionnel du drainage (les lignes discontinues représentent les équipotentiels, et les lignes continues représentent les lignes de courant) (Cavelaars et al., 1994)

Dans la figure II.4.C, les pertes de charge sont plus importantes aux alentours du drain que dans le schéma B. Elles ont été attribuées par plusieurs auteurs à une résistance d'entrée au drain due à la convergence des lignes de courant vers les perforations du drain (Dierickx, 1999; Stuyt et al., 2005), différente de celles attribuées à la convergence des lignes de courant dans le sol vers le drain, supposant que toute la section du drain participe à la collecte (Cas du schéma B). Elles dépendent des caractéristiques du drain (diamètre, perforation et présence ou non d'enrobage) et non du sol (Cas du schéma B). Ainsi, ces pertes de charge provoquent une remontée considérable de la nappe au-dessus du drain et qui se propage vers l'interdrain (El-Gammal et al., 1995; Kohler et al., 2001). D'autres facteurs tels que le colmatage des trous par des dépôts de particules et des perturbations du remblai (sol entourant le drain) ou de matériaux d'enrobage conduisent aussi à l'augmentation des pertes de charges à l'entrée du drain.

Dans le schéma D, les pertes de charges sont causées par la mise en charge du drain lui-même. La surpression dans le drain conduit à la remontée de la nappe au-dessus en fonction de la valeur de la pression, et qui se propage à l'interdrain. Les possibles causes de la surpression dans le drain sont diverses, et ont été citées précédemment. On peut rappeler par exemple : une submersion de la sortie du réseau de drainage (Henine et al., 2010; Nédélec et Gay, 2008) ; un diamètre des tuyaux insuffisant

(dépassement des capacités des drains ou des collecteurs (Henine et al., 2010)) ; une occlusion des tuyaux ; la présence d'air piégé dans les tuyaux; le colmatage des tuyaux par des racines ou par des dépôts minéraux (Lennoz-Gratin et al., 1993; Stuyt et Oosten, 1987).

Une modélisation complète du drainage agricole, quelle que soit l'approche utilisée, devrait donc prendre en considération les différentes contraintes à l'écoulement (ou pertes de charges associées) engendrant la modification de la forme de la nappe.

3.2.1 Approche tridimensionnelle

L'approche la plus complète permettant de simuler l'écoulement dans une nappe drainée consiste à prendre en considération l'ensemble du domaine (sol) sous la forme d'un volume, comportant une zone saturée (la nappe), une zone non-saturée. La modélisation repose alors généralement sur la résolution de l'équation de Richards (1931). La résolution de cette équation nécessite, outre les conditions initiales et aux limites, la définition de deux fonctions non linéaires décrivant les propriétés hydrodynamiques du sol (la conductivité hydraulique en fonction de la succion et la teneur en eau en fonction de la succion). Dans notre cas, nous nous intéressons seulement à l'écoulement dans la partie saturée du sol (nappe) et l'écoulement dans la zone non saturée est négligé. En effet, la zone non saturée a peu d'influence sur la simulation des hauteurs de nappe et sur le débit de drainage (Kao et al., 2001). Avec cette simplification, le système reste tridimensionnel, mais il est délimité dans sa partie supérieure par la surface libre de la nappe dont la position est inconnue a priori. La simulation de l'écoulement dans ce système nécessite l'emploi d'outils numériques spécifiques capables de prendre en compte la déformation du domaine d'écoulement telle que la méthode de frontières mobiles. Ces méthodes impliquent généralement un temps de mise en œuvre et de calcul important, et leur application reste limitée à l'échelle locale.

3.2.2 Approche bidimensionnelle verticale

C'est une approche simplifiée de l'approche précédente. Elle est basée sur l'étude d'un système drainant sur une section comprise entre le drain et l'interdrain, en supposant que l'écoulement est uniforme dans la nappe et entièrement connu à partir de l'intervalle drain-interdrain. Généralement, le système drainant comprend l'ensemble du domaine d'écoulement composé de la zone saturée et non-saturée du sol, avec une représentation plus détaillée de l'espace occupé par le drain et avec les conditions limites associées. La Figure II.5 présente un exemple de cette approche de modélisation en moyen d'Hydrus-2D® (Simunek et al., 1999), avec une discrétisation plus fine au voisinage du drains.

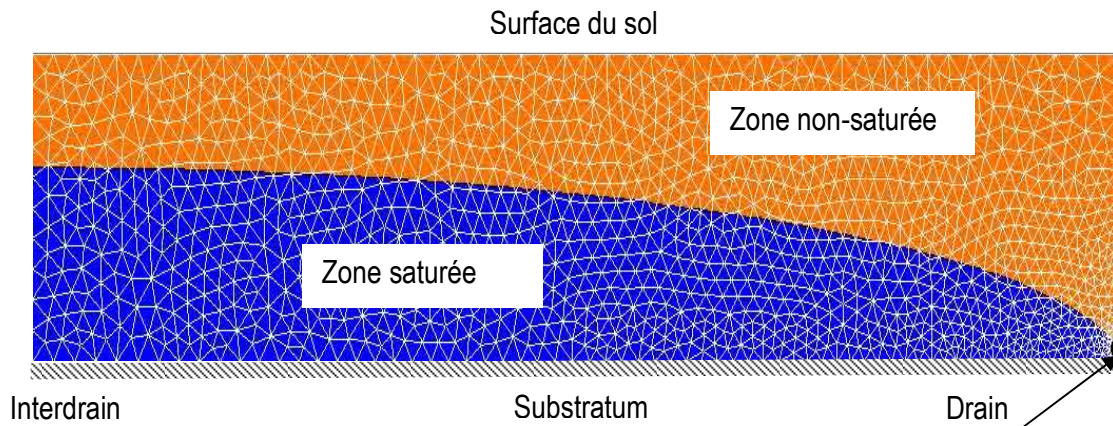


Figure II.5: Modélisation de l'écoulement dans la zone saturée et non-saturée d'un système défini entre le drain et l'interdrain. Exemple de la simulation du drainage avec Hydrus-2D® (Simunek et al., 1999)

Dans le cas d'un drain non influencé (écoulement à surface libre), une pratique courante est de considérer la circonférence du drain comme une surface de suintement (Youngs, 1980) où les conditions aux limites dépendent de la pression aux nœuds du maillage. La condition de suintement est définie comme suit : si le nœud est saturé, la condition de pression nulle est imposée, sinon (non saturé) la condition de flux nul est alors imposée. Cette approche suppose un comportement idéal du drain. Elle permet de prendre en compte la convergence des lignes de courant vers les drains, et de calculer ainsi les pertes de charges au voisinage du drain associé (Cas du schéma C, Figure II.4), mais néglige les pertes de charges dues à la résistance d'entrée dans celui-ci en raison des lignes de courant vers les perforations du drain (Cas du schéma D, Figure II.4). Pour prendre en compte cette résistance, un drain (idéal) équivalent avec un diamètre plus petit est parfois utilisé de sorte que les pertes de charges supplémentaires provoquées par la réduction du diamètre du drain sont équivalentes à la perte de charge totale due à cette résistance d'entrée. Une autre méthode, par analogie électrique, consiste à représenter le drain dans un nœud du maillage avec une pression nulle imposée, et à modifier la conductivité hydraulique à saturation des nœuds voisins par une conductivité hydraulique équivalente, permettant de reproduire le comportement du drain en tenant compte à la fois de son diamètre et de la résistance d'entrée (Fipps, 1986; Neiber J. L. et Feddes, 1999). D'autres solutions existent dans la littérature, consistant à relier le débit de drainage à la hauteur de la nappe à l'aplomb du drain ou à l'interdrain. Ces méthodes découlent de la généralisation de la formule monodimensionnelle de Hooghoudt ou de Kirkham (Kohler et al., 2001; Neiber J. L. et Feddes, 1999; Zavala et al., 2007).

3.2.3 Approche monodimensionnelle horizontale

Cette approche est basée sur l'étude d'un système drainant sur un segment compris entre le drain et l'interdrain, projection sur l'horizontale du domaine de l'approche bidimensionnelle verticale. Elle consiste à exprimer par des formules analytiques le débit de drainage en fonction des valeurs de la hauteur de la nappe entre le drain et l'interdrain, voire de sa seule hauteur à l'interdrain. Généralement, les formules analytiques développées sont utilisées dans la phase de dimensionnement du réseau de drainage pour optimiser la profondeur et l'écartement des drains. Elles diffèrent entre elles selon les hypothèses simplificatrices considérées et le régime d'écoulement. Les modèles basés sur cette approche peuvent être généralisés à l'échelle de la parcelle drainée, et parfois même à l'échelle d'un périmètre drainé.

En régime permanent, les formules analytiques résultent d'une intégration horizontale de l'équation d'écoulement de nappe entre le drain et l'interdrain. L'écoulement est caractérisé par la hauteur de la nappe à l'interdrain et le débit au drain. Les formules les plus utilisées dans cette classe de modèles sont les formules de Hooghoudt, Kirkham et Ernst (Van Der Ploeg et al., 1999). Ces trois formules reposent principalement sur l'hypothèse d'un écoulement horizontal parallèle au substratum imperméable, qui sera discutée plus tard. En réalité, cette hypothèse n'est plus valable en tenant compte de la convergence de l'écoulement vers le drain (Wesseling, 1964). Dans ce cas, plusieurs auteurs, par exemple Hooghoudt (développements apportés par Van Der Ploeg et al., 1999), proposent l'utilisation d'un substratum imaginaire dont la profondeur est inférieure à la profondeur du substratum réel pour compenser les pertes de charge dues à la convergence des lignes de courant vers le drain.

Du fait de l'écart entre la complexité du système drainant et la simplicité du système monodimensionnel, d'autres formules mathématiques ont été développées dans plusieurs cas spécifiques. On peut citer par exemple le cas des sols en pente (Childs, 1971; Hartani et al., 2001; Zimmer et al., 1997), ou encore la prise en compte de l'affleurement de la nappe ainsi que la modification de sa forme (Kao, 2002; Salem et Skaggs, 1998).

Les modèles et les formules de drainage s'intéressent pour la plupart uniquement aux caractéristiques de l'écoulement de nappe, et supposent que la pression dans le drain ne présente aucune influence sur cet écoulement. La prise en compte de cet effet est peu discutée dans la littérature sur la modélisation du drainage. Khan et Ruchton (1996a; 1996b; 1996c), dans une série de trois publications, ont présenté une revue détaillée des conditions de drainage dans les modèles bidimensionnels et monodimensionnels, et la surcharge dans le drain y est considérée en introduisant un terme de

décharge maximale vers le drain (Q_{max}). Le débit de drainage (Q_d) est calculé selon que le drain est en charge ou non :

1. Si le drain est en charge : $Q_d = Q_{max}$;
2. Si le drain est à surface libre : $Q_d < Q_{max}$.

Cependant, dans le cas de la mise en charge du réseau, le débit de drainage est non seulement limité mais il dépend de la valeur de la pression dans le drain. En outre, la pression est variable dans le temps et sa répartition spatiale dans le réseau de drainage n'est pas uniforme. Dans ce cas, l'application des modèles de nappe basés sur cette approche ne peut pas être généralisée à l'échelle d'un réseau de drainage sans prendre en considération cette variation spatio-temporelle. En annexe III, nous présentons une contribution originale pour l'étude des conditions aux limites des drains permettant de prendre en compte la complexité de la mise en charge des drains. Ce travail est basé sur les travaux de Guyon (1981), Zimmer (2001) et Hammani (2002) où le débit au drain et la profondeur équivalente du substratum peuvent être exprimés en fonction des variations de la pression à l'intérieur du drain.

3.3 Modélisation bidimensionnelle horizontale d'une nappe drainée

Dans la partie précédente (voir ce chapitre, partie 1) où nous avons présenté l'écoulement dans les réseaux de drainage par tuyaux enterrés, nous avons évoqué l'importance des variations spatiales, en plus des variations temporelles, de la mise en charge du réseau. A l'échelle d'une parcelle drainée, un modèle bidimensionnel vertical ou monodimensionnel, avec l'hypothèse d'un écoulement uniforme d'un profil à l'autre, ne peut représenter ces variations spatiales. C'est pour cela que nous avons choisi une modélisation bidimensionnelle sur le plan horizontal. Cette méthode de modélisation a été déjà appliquée par Hammani (2002), qui dans son travail de thèse a développé un modèle couplé d'écoulement de surface et de nappe drainée dans le cas du périmètre irrigué de Gharb (Maroc). La modélisation que nous allons présenter est similaire, avec comme particularité la prise en compte des conditions de mise en charge au niveau des drains.

3.3.1 Problème physique et hypothèses simplificatrices

Le système physique considéré est l'écoulement d'une nappe perchée peu profonde vers un réseau de drainage. Les équations d'écoulement sont définies sur un système de référence caractérisé par deux axes perpendiculaires (ox, oy). Le réseau est constitué d'un panneau de tuyaux parallèles perforés, enterrés et connectés à un collecteur primaire enterré (collecteur d'une parcelle drainée, lui-même connecté au réseau de collecteurs secondaire enterrés).

La formation d'une nappe perchée est en général liée à l'existence d'un horizon peu perméable par rapport à la couche supérieure de sol (comme expliqué au chapitre I). Une hypothèse principale faite ici (voir hypothèse **H4-2** ci-après), consiste à considérer que cet horizon est complètement imperméable. On néglige donc l'infiltration vers la nappe profonde. De ce fait, le domaine modélisé est défini comme le volume du sol compris entre cet horizon imperméable et la surface du sol, incluant la zone saturée et non saturée de ce dernier. Les drains sont des éléments particuliers du domaine de modélisation caractérisés par leur localisation et jouant le rôle de conditions aux limites interne (voir hypothèse **H5.2** ci-après).

Dans les cas d'un écoulement horizontal dans la zone saturée, nous choisissons de faire reposer la définition du problème du point de vue mathématique sur cinq hypothèses fondamentales:

H1 - L'écoulement dans le sol, à 2 dimensions, est régi par la loi de Darcy.

H2 - Le tenseur de conductivité hydraulique est diagonal dans le système d'axes (x, y, z) ; figure II.6), isotrope et verticalement homogène. Ce qui suppose que le sol n'est pas stratifié.

H3 – L'eau et le sol sont considérés comme incompressibles.

H4 - Deux conditions aux limites sont définies sur le plan vertical.

H4.1 - La limite supérieure de la zone saturée est définie par la surface libre de la nappe, où l'eau est à la pression atmosphérique. La charge hydraulique totale est réduite ainsi au terme d'élévation de la nappe.

H4.2 - La limite inférieure est définie par le niveau du substratum supposé complètement imperméable (le flux vertical y est nul).

H5 - Deux types de conditions aux limites sont définies sur le plan horizontal : les conditions aux limites externes au domaine et internes aux domaines.

H5-1 : Les conditions aux limites externes sont imposées aux surfaces constituant les frontières du domaine dans un plan horizontal. Deux conditions sont imposées : une condition de flux et/ou une condition de charge (ou de pression).

H5-2 : Les conditions aux limites internes sont imposées au niveau des drains se trouvant à l'intérieur du domaine. Deux types de conditions peuvent être imposées : une condition de flux (rarement utilisée, car le débit au drain dépend du niveau de la nappe, donc c'est le plus souvent une inconnue du problème), ou une condition de charge. Nous reviendrons sur ce point dans la section suivante.

3.3.2 Ecriture de l'équation bidimensionnelle

La combinaison de l'équation dynamique et de l'équation de continuité donne le modèle bidimensionnel des écoulements de nappe. Ce modèle repose sur la première approximation de Boussinesq (1877).

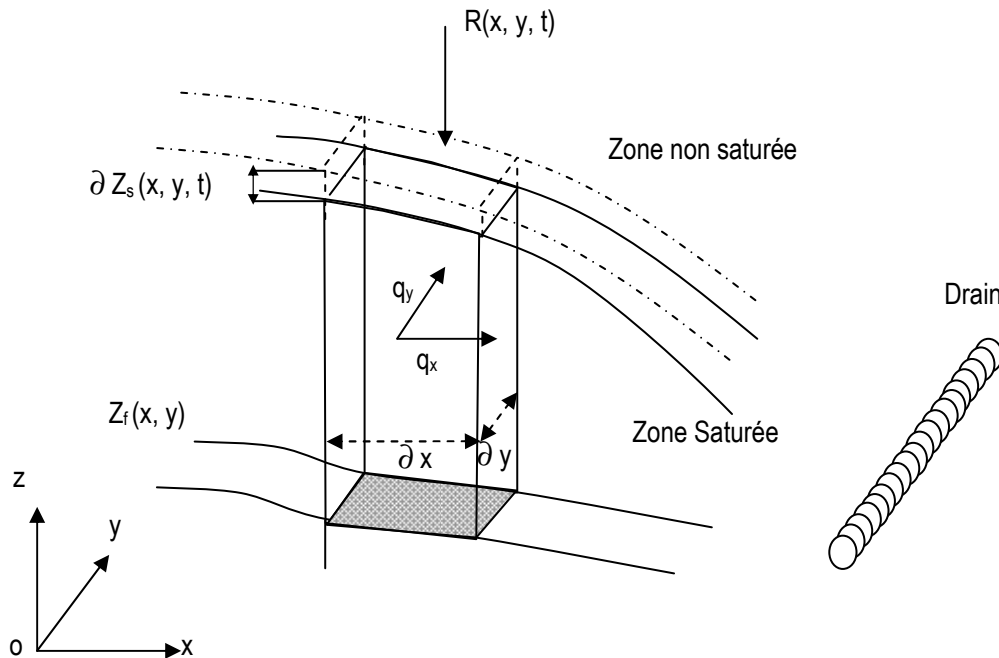


Figure II.6: Schéma d'écoulement de nappe 2D avec un drain

a) Equation de continuité

Si on considère une colonne de sol verticale (Figure II.6) de côtés ∂x et ∂y , comprise entre le substratum imperméable et le toit de la nappe, avec l'hypothèse de l'incompressibilité de l'eau et du milieu poreux (H3), l'équation de continuité se réduit à la forme suivante :

$$\mu_d \frac{\partial Z_s}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + R - S = 0 \quad (II.4)$$

avec :

- q_x et q_y : débits unitaires horizontaux [L^2T^{-1}] dans les deux directions x et y , respectivement ;
- $Z_s(x, y, t)$: altitude de la surface de la nappe [L];
- $R(x, y, t)$: recharge de la nappe [LT^{-1}].

- $S(x, y, t)$: terme source (ou puits) [LT⁻¹]. Ce terme désignera le débit de drainage. Nous reviendrons sur le calcul de ce terme dans la présentation du modèle numérique de drainage dans la troisième partie de ce chapitre;
- μ_d : porosité de drainage. La porosité de drainage est considérée ici comme constante. En réalité, ce terme, exprimant les conséquences du stockage du volume d'eau dans la nappe sur les variations du niveau de celle-ci, est variable dans le temps et dans l'espace (e.g. Chabot, 2001; Fuentes et al., 2009; Kao, 2002; Raats et Gardner, 1974; Zimmer, 1988).

b) L'équation dynamique

L'écoulement dans la nappe drainée est régi par la loi de Darcy (**H1**). Cette loi exprime les vitesses d'écoulement dans un repère tridimensionnel. En général, dans l'étude de l'écoulement de nappe à grande échelle il arrive souvent que l'on n'ait pas le besoin de connaître la répartition verticale de la vitesse, et que ce soit sa valeur moyenne qui soit intéressante en pratique. Dans le cas de notre étude, c'est cette dernière, appelée aussi débit unitaire et exprimée en m²/s, qui sera utilisée pour définir l'équation dynamique de l'écoulement de nappe. Ainsi, pour une colonne verticale d'abscisse (x, y) comprise entre le substratum (Z_i) et la surface libre (Z_s) de la nappe, les débits unitaires $q_x(x, y, t)$ et $q_y(x, y, t)$ vérifient la loi de Darcy suivante (Youngs, 1976) :

$$q_x(x, y, t) = -K \int_{Z_i}^{Z_s} \frac{\partial \varphi(x, y, z, t)}{\partial x} dz \quad \text{et} \quad q_y(x, y, t) = -K \int_{Z_i}^{Z_s} \frac{\partial \varphi(x, y, z, t)}{\partial y} dz \quad (\text{II.5})$$

avec,

- K : conductivité hydraulique commune aux deux directions (hypothèse H2 d'isotropie) [LT⁻¹].

- $\varphi(x, y, z, t) = z + \frac{p}{\rho g}$: potentiel total ou charge hydraulique totale en chaque point du

domaine (ox, oy, oz), égal à la somme de l'altitude z et de la pression effective ($\frac{p}{\rho g}$) de

l'eau exprimée en hauteur de volume d'eau (ρ étant la masse volumique de l'eau et g l'accélération de la pesanteur). En raison des faibles vitesses d'écoulement dans le sol, les forces d'inertie sont négligées.

Pour un substratum horizontal, l'approximation de Dupuit-Forchheimer (DF) de lignes de courant quasi-parallèles peut être appliquée pour intégrer la relation (II.5). Cette approximation suppose qu'il n'y a pas de phénomènes générateurs d'effets tridimensionnels importants dans la nappe. Dans le cas du drainage souterrain par tuyaux enterrés, la présence des drains dans le sol engendre autour d'eux un écoulement radial, et l'hypothèse de lignes de courant quasi-parallèles au substratum imperméable n'est plus valable partout. Néanmoins, la forme géométrique connue des lignes de courant dans un sol supposé uniforme, dirigées vers le centre de la section du drain, a permis d'établir des modèles d'écoulement sur la base de l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer en introduisant des termes correctifs. Ce concept est discuté en détail dans les annexes II et III.

Dans le cas d'un substratum en pente où les lignes de courant et le substratum sont parallèles (première hypothèse de Boussinesq) et forment des angles $\alpha_x(x,y)$ et $\alpha_y(x,y)$ avec l'horizontale, Childs (1971) a exprimé la forme du débit unitaire en considérant que le gradient hydraulique est fonction de la surface libre de la nappe. Ensuite, Chapman (1980) a proposé une nouvelle approximation qui consiste à considérer que le gradient de la surface libre de la nappe est faible ($\frac{\partial Z_s}{\partial x} \ll 1$). Kalaidzidou-Paikou et al. (1997) ont montré que cette deuxième approximation peut avoir des résultats satisfaisants pour des pentes du substratum inférieures à 15%. Ainsi, selon Chapman (1980), se basant sur l'hypothèse **H2** d'un tenseur de conductivité diagonal et isotrope et sur les conditions aux limites de **H4**, le débit unitaire peut s'écrire sous la forme suivante (ces différentes approximations sont expliquées en annexe II) :

$$q_x = K (\cos \alpha_x)^2 H \left(\frac{\partial Z_s}{\partial x} \right) \text{ et } q_y = K (\cos \alpha_y)^2 H \left(\frac{\partial Z_s}{\partial y} \right) \quad (\text{II.6})$$

avec :

- $q_x(x,y,t)$ et $q_y(x,y,t)$: Débit unitaire de Darcy [L^2T^{-1}];
- t = temps [T];
- K : conductivité hydraulique [LT^{-1}];
- $Z_s(x,y,t)$: altitude de la surface libre de la nappe ;
- $H(x,y,t)$: hauteur de la nappe égale à $(Z_s(x,y,t) - Z_f(x,y))$, avec $Z_f(x,y)$ l'altitude du substratum imperméable.

Avec cette deuxième approximation de Boussinesq, l'effet de la convergence des lignes de courant vers le drain sur l'intégration verticale de l'équation (II.5) ne sera pas pris en compte. Cet effet est supposé négligeable dans le cas d'un substratum peu profond (Zimmer, 2001). Dans le cas d'un substratum horizontal, en annexe III, la convergence des lignes de courant vers le drain a été prise en compte dans le calcul du débit de drainage et de la profondeur équivalente.

c) Equation globale d'écoulement

La combinaison de l'équation de continuité II.4 et de l'équation dynamique II.6 permet d'exprimer l'équation finale régissant l'écoulement de nappe en deux dimensions (x et y) :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[KH (\cos \alpha_x)^2 \frac{\partial Z_s}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[K_y H (\cos \alpha_y)^2 \frac{\partial Z_s}{\partial y} \right] + R - S = \mu_d \frac{\partial Z_s}{\partial t} \quad (II.7)$$

Cette équation nous permet de simuler l'écoulement de nappe en deux dimensions horizontales (x et y), dans le cas de la première hypothèse de Boussinesq selon laquelle les lignes de courant sont supposées parallèles au substratum imperméable (Chapman, 1980; Kalaidzidou-Paikou et Karamouzis, 1995). Elle permet de prendre en compte l'hétérogénéité spatiale de la pente et des caractéristiques du sol (perméabilité et porosité de drainage). La résolution numérique de cette équation dans le cas d'un système drainant nécessite, outre les conditions initiales et aux limites externes, la définition des conditions internes au niveau des drains (de charge ou de flux).

3.3.3 Modèle numérique de nappe bidimensionnel horizontal D2D

Dans cette partie, nous présentons un modèle numérique de résolution de l'équation d'écoulement (II.7), à travers la discrétisation du domaine, la méthode numérique de résolution de l'équation et l'expression des conditions aux limites internes et externes. Le modèle, nommé D2D (Drainage en 2 Dimensions) repose sur la résolution de l'équation d'écoulement (II.7) par la méthode des différences finies. Elle sera présentée en détail ci-après.

a) Notations

Le modèle D2D permet de résoudre l'équation d'écoulement bidimensionnel pour un aquifère hétérogène avec des limites d'écoulement irrégulières (Figure II.7). L'équation d'écoulement (II.7) sera appliquée dans un espace discrétisé à 2 dimensions.

Pour ne pas encombrer d'indices les notations, le terme d'altitude de la nappe par rapport au référentiel fixe ($Oxyz$) indiqué précédemment par Z_s sera noté simplement Z . La notation standard que nous allons suivre est la suivante :

$$Z_{i,j}^{n,k} \tag{II.8}$$

Nous désignons par les indices "i" et "j" les positions spatiales des différentes variables dans le plan orthogonal (ox, oy), par l'exposant "n" l'indice du temps de calcul (Formulation différences finies, voir paragraphe 3.3.3.c) et par l'exposant "k" le rang de l'itération de calcul (méthode SIP, voir paragraphe 3.3.3.f) en ce temps d'indice "n".

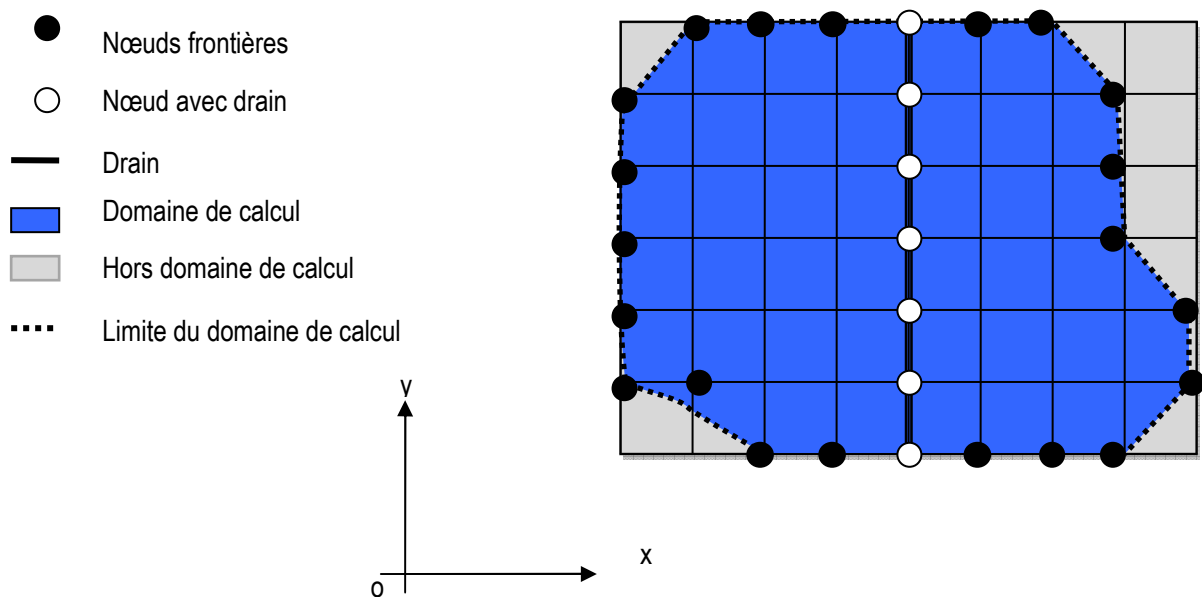


Figure II.7: Représentation du maillage spatial du domaine de calcul, méthode de différences finies

L'équation d'écoulement est écrite sur les nœuds X_{ij} ($i=1..N1, j=1..N2$). Les valeurs de débit sont définies à la position mi-nodale et les hauteurs d'eau aux nœuds ; la taille du domaine physique varie donc selon le type de conditions aux limites imposées. En effet, au niveau des nœuds frontières, si une condition de débit est imposée, la recharge (R) peut être prise en compte, alors la taille du domaine sera augmentée d'un demi-écartement sur la frontière. Si une condition de charge est imposée, la recharge ne peut être prise en compte, alors la taille du domaine est diminuée d'un demi-écartement sur la frontière. Ce problème peut être résolu facilement au niveau des conditions aux limites externes, en jouant sur la taille du domaine de calcul en fonction du type de conditions imposées, mais il sera difficile d'appliquer cette méthode aux nœuds internes du domaine dans le cas où la condition de charge est imposée. En effet, la recharge de la nappe ne sera pas prise en compte en ces nœuds par

la condition de charge. Pour palier cela et respecter le principe de conservation de la masse, la recharge est localement ajoutée directement au débit au drain sans passer par la nappe.

b) Discrétisation spatiale

La résolution numérique de l'équation de d'écoulement (II.7) s'effectue sur les nœuds internes du domaine de calcul.

La discrétisation spatiale suivant les directions x et y des termes à gauche de l'équation (II.7), selon le schéma de différences finies nous donne :

$$\left[\frac{\partial}{\partial x}(q_x) + \frac{\partial}{\partial y}(q_y) \right]_{i,j}^n = \frac{1}{\Delta x_i} [q_x]_{i+1/2,j} - [q_x]_{i-1/2,j} + \frac{1}{\Delta y_i} [q_y]_{i+1/2,j} - [q_y]_{i-1/2,j} \quad (II.9)$$

Tels que :

$$[q_x]_{i+1/2,j} = T_{i+1/2,j} \cos^2(\alpha x_{i,j}) \left(\frac{Z_{i+1,j} - Z_{i,j}}{\Delta x_{i+1/2}} \right) \quad (II.10.a)$$

$$[q_x]_{i-1/2,j} = T_{i-1/2,j} \cos^2(\alpha x_{i,j}) \left(\frac{Z_{i,j} - Z_{i-1,j}}{\Delta x_{i-1/2}} \right) \quad (II.10.b)$$

$$[q_y]_{i,j+1/2} = T_{i,j+1/2} \cos^2(\alpha y_{i,j}) \left(\frac{Z_{i,j+1} - Z_{i,j}}{\Delta y_{j+1/2}} \right) \quad (II.10.c)$$

$$[q_y]_{i,j-1/2} = T_{i,j-1/2} \cos^2(\alpha y_{i,j}) \left(\frac{Z_{i,j} - Z_{i,j-1}}{\Delta y_{j-1/2}} \right) \quad (II.10.d)$$

La transmissivité $T_{i+1/2}$ est calculée par la moyenne arithmétique entre les deux nœuds "i+1" et "i" :

$$T_{i+1/2} = \frac{T_{i+1} + T_i}{2} = \frac{K_{i+1,j} H_{i+1,j} + K_{i,j} H_{i,j}}{2} \quad (II.11)$$

En remplaçant les termes des équations (II.10.a, b, c et d) dans l'équation générale (II.9) on obtient :

$$\left[\frac{\partial}{\partial x}(q_x) + \frac{\partial}{\partial y}(q_y) \right]_{i,j}^n =$$

$$\frac{T_{i+1/2,j} \cos^2(\alpha_{i,j}) \left(\frac{Z_{i+1,j} - Z_{i,j}}{\Delta x_{i+1/2}} \right) - T_{i-1/2,j} \cos^2(\alpha_{i,j}) \left(\frac{Z_{i,j} - Z_{i-1,j}}{\Delta x_{i-1/2}} \right)}{(\Delta x_{i-1/2} + \Delta x_{i+1/2})/2} \quad (\text{II.12})$$

$$+ \frac{T_{j+1/2} \cos^2(\alpha_{i,j}) \left(\frac{Z_{i,j} - Z_{i,j+1}}{\Delta y_{i,j+1/2}} \right) - T_{j-1/2} \cos^2(\alpha_{i,j}) \left(\frac{Z_{i,j} - Z_{i,j-1}}{\Delta y_{i,j-1/2}} \right)}{(\Delta y_{i,j-1/2} + \Delta y_{i,j+1/2})/2}$$

où : $H_{i,j} = [Z - Z_i]_{i,j}$ représente la hauteur de la zone saturée entre le substratum et le toit de la nappe [L].

c) Discrétisation temporelle

Le Schéma d'Euler aval totalement implicite de 1er ordre est utilisé pour la discrétisation temporelle. Ce schéma est inconditionnellement stable. Les valeurs de l'élévation de la nappe "Z" sont connues au temps "n" et on cherche à retrouver ses valeurs au temps "n+1". En gardant seulement l'exposant indiquant le temps de calcul, le terme de droite de l'équation (II.7), s'écrit sous la forme suivante :

$$\mu_d \frac{\partial Z}{\partial t} = \mu_d \frac{(Z^{n+1} - Z^n)}{\Delta t^n} \quad (\text{II.13})$$

d) Formulation du schéma numérique complet

En combinant les deux systèmes (II.12) et (II.13) pour un temps n et des indices d'espace i et j (en omettant rang "k" réservé pour les itérations de calcul avec la méthode SIP, voir paragraphe 3.3.3.f), on obtient:

$$\mu_d \frac{(Z_{i,j}^{n+1} - Z_{i,j}^n)}{\Delta t} + R_{i,j} = \frac{T_{i+1/2,j}^n \left(\frac{Z_{i+1,j}^n - Z_{i,j}^n}{\Delta x_{i+1/2,j}} \right) - T_{i-1/2,j}^n \left(\frac{Z_{i,j}^n - Z_{i-1,j}^n}{\Delta x_{i-1/2,j}} \right)}{(\Delta x_{i-1/2,j} + \Delta x_{i+1/2,j})/2} \quad (\text{II.14})$$

$$+ \frac{T_{i,j+1/2}^n \left(\frac{Z_{i,j+1}^n - Z_{i,j}^n}{\Delta y_{i,j+1/2}} \right) - T_{i,j-1/2}^n \left(\frac{Z_{i,j}^n - Z_{i,j-1}^n}{\Delta y_{i,j-1/2}} \right)}{(\Delta y_{i,j-1/2} + \Delta y_{i,j+1/2})/2}$$

Après réarrangement du système (II.14), on obtient une formulation simplifiée du schéma numérique spatio-temporel :

$$A1_{i,j}^n Z_{i,j-1}^n + A2_{i,j}^n Z_{i-1,j}^n + A3_{i,j}^n Z_{i,j}^n + A4_{i,j}^n Z_{i+1,j}^n + A5_{i,j}^n Z_{i,j+1}^n = b_{i,j}^n \quad (\text{II.15})$$

avec :

$$A1_{i,j}^n = T_{i,j-1/2} \frac{2}{(\Delta y_{i,j-1/2})(\Delta y_{i,j-1/2} + \Delta y_{i,j+1/2})} \quad (\text{II.16.a})$$

$$A2_{i,j}^n = T_{i-1/2,j} \frac{2}{(\Delta x_{i-1/2,j})(\Delta x_{i-1/2,j} + \Delta x_{i+1/2,j})} \quad (\text{II.16.b})$$

$$A4_{i,j}^n = T_{i+1/2,j} \frac{2}{(\Delta x_{i+1,j})(\Delta x_{i-1/2,j} + \Delta x_{i+1/2,j})} \quad (\text{II.16.c})$$

$$A5_{i,j}^n = T_{i,j+1/2} \frac{2}{(\Delta y_{i,j+1/2})(\Delta y_{i,j-1/2} + \Delta y_{i,j+1/2})} \quad (\text{II.16.d})$$

$$A3_{i,j}^n = -A1_{i,j}^n - A2_{i,j}^n - A3_{i,j}^n - A5_{i,j}^n - \frac{\mu_d}{\Delta T} \quad (\text{II.16.e})$$

$$b_{i,j}^n = R_{i,j}^n - S_{i,j}^n - \mu_d / \Delta t H_{i,j}^{n-1} \quad (\text{II.16.f})$$

e) Introduction des conditions aux limites

Pour prendre en compte les conditions aux limites externes et internes, l'équation (II.15) est appliquée aux nœuds sur lesquels une condition de charge ou de débit est définie.

e.1 Conditions externes

Les conditions aux limites externes sont définies aux nœuds se trouvant à la frontière du domaine de calcul ; deux conditions peuvent être définies :

- 1- Condition de charge (de Dirichlet) : cette condition peut être appliquée si la frontière du domaine de calcul intercepte un cours d'eau ou un étang ;
- 2- Condition de débit (de Neumann) : cette condition est appliquée sous forme d'un débit entrant ou sortant du domaine. En pratique, la condition de flux nul est souvent appliquée, en supposant que la parcelle drainée est isolée des parcelles voisines. Dans le cas d'un panneau de drains, une erreur peut être introduite, d'autant plus élevée que le panneau est petit.

e.2 Conditions internes

Les conditions aux limites internes sont définies aux nœuds avec un drain. Ce sont ces conditions qui permettent de prendre en compte le drainage. Trois types de conditions sont utilisés dans le modèle D2D :

- 1 Condition de charge : Lorsque le drain est à surface libre, l'altitude du drain est imposée. Si le drain est en surpression, l'altitude du drain plus la pression dans le drain en hauteur d'eau est alors imposée.
- 2 Condition de débit imposé : la relation débit/hauteur de nappe (Annexe III) est appliquée. Cette relation est applicable à condition que la nappe soit au dessus du drain.
- 3 Condition mixte : elle consiste à appliquer l'une des deux conditions précédentes en fonction de la position de la nappe : Si le niveau de la nappe est au dessus du drain (où du drain plus la pression s'il est en charge) la condition de débit est appliquée ; sinon la condition de charge est appliquée.

Dans le cas de l'utilisation de la condition de charge (première condition), le débit de drainage en un nœud du domaine est pris en compte dans le terme source (S) de l'équation d'écoulement (II.7). Ce terme est exprimé en débit par unité de surface comme suit :

$$S_{i,j}^n = \frac{L q_{d i,j}}{\Delta x_{i,j} \Delta y_{i,j}} \quad (\text{II.17})$$

avec :

- $q_{d i,j}$: Débit latéral unitaire calculé au nœud (i,j). Ce débit est calculé en fonction de la hauteur de la nappe au dessus du drain.
- L : Longueur du segment de drain. $L = \Delta x$ si le drain est dans la direction de l'axe X.
- $q_{\text{Lat}} = L q_{d i,j}$: Débit de drainage au nœud.

f) Résolution numérique

L'équation d'écoulement bidimensionnelle (II.15) peut s'écrire dans le système matriciel suivant :

$$\overline{\overline{A}} \cdot \overline{\overline{z}} = \overline{\overline{b}} \quad (\text{II.18})$$

Avec : A : la matrice carrée de taille $[N1 * N2]^2$ ($N1$ est nombre de ligne dans le domaine de calcul, et $N2$ est le nombre de colonnes) contenant les opérateurs A_d ($d=1$ et 5) de l'équation (II.15). Chaque opérateur occupe une diagonale de cette matrice, les autres valeurs étant nulles; z : Vecteur contenant les valeurs de la position de la nappe en chaque nœud du système ($Z_{i,j}$); et b : Vecteur contenant la recharge et les termes sources du système drainant exprimés par l'équation (II.16.f). L'écriture détaillée de ce système matriciel est exprimée sur la figure ci-dessous (Figure II.8):

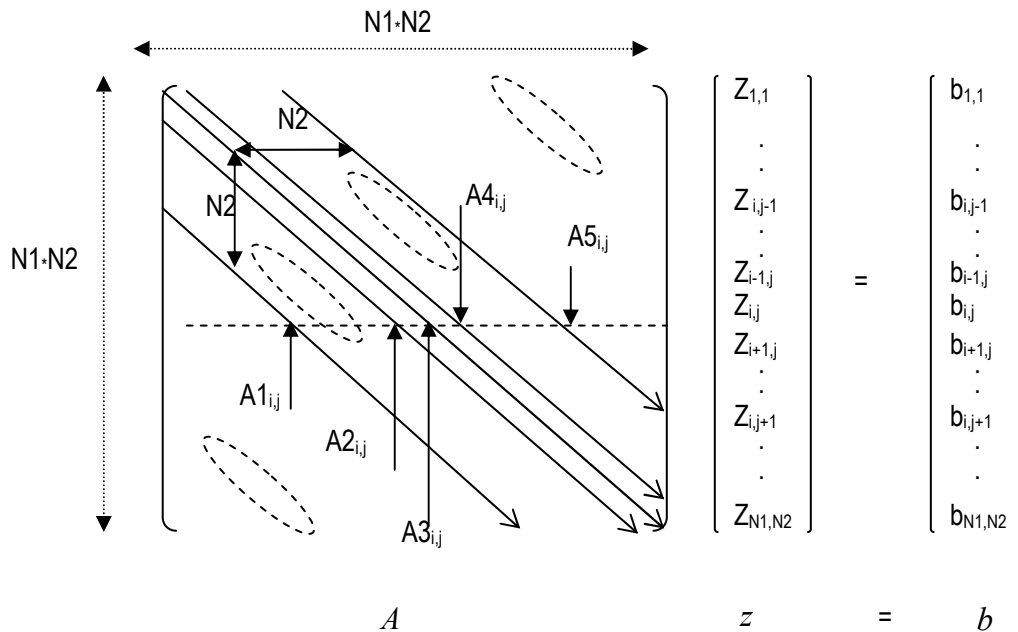


Figure II.8: Le système matriciel résolu par le modèle D2D pour un système drainant de taille $N1 * N2$

g) Factorisation LU et résolution avec la méthode SIP

Le système matriciel (II.18) peut être résolu par des méthodes itératives. Pour cela la méthode SIP (Strongly Implicit Procedure) proposée par Stone (1968) est utilisée. Cette méthode est très utilisée pour la résolution des systèmes matriciels de la forme de la relation (II.18). Dans le cas des écoulements souterrains elle se retrouve dans plusieurs modèles numériques tels que NAPMOD (Hammani, 2002) pour la modélisation du drainage agricole en deux dimensions, et BIGFLOW (Ababou et al., 1993) pour la modélisation des écoulements variablement saturés. Elle consiste à factoriser la matrice A en une matrice diagonale inférieure L et supérieure U . La forme des deux matrices L et U est donnée sur la Figure II.9:

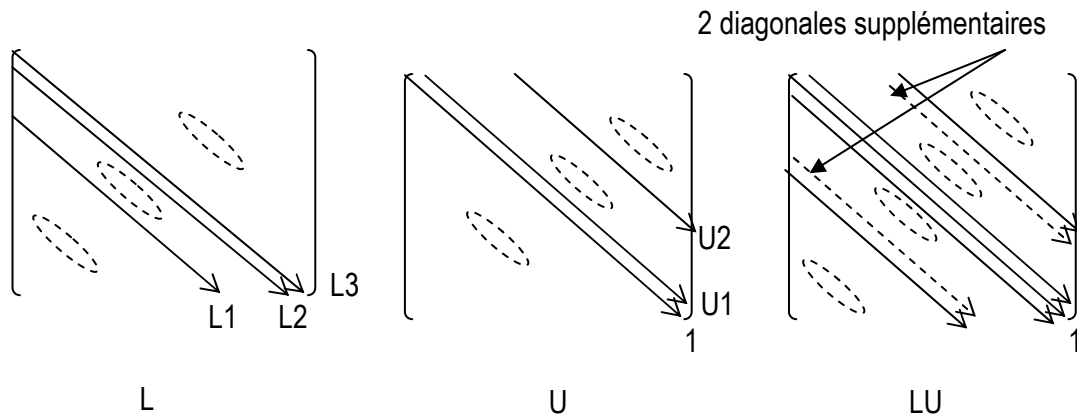


Figure II.9: Forme des deux matrices diagonales L et U et produit LU

Les éléments des deux matrices L et U peuvent être déduits en égalisant le produit LU avec la matrice A . toutefois, le produit des deux matrices L et U donne deux diagonales supplémentaires non nulles par rapport à la matrice A . Le système ainsi obtenu avec la factorisation LU est surdéterminé par rapport à la matrice de départ A , et sa résolution ne fait pas intervenir les deux diagonales supplémentaires (Figure II.9). Pour pouvoir introduire les deux matrices L et U dans le système matriciel (II.18), il faut le redéfinir de sorte que les deux diagonales supplémentaires résultant de la factorisation LU soient négligeables en introduisant une deuxième matrice B , appelée matrice d'erreur. Tel que $A + B = LU$. Le nouveau système est défini comme suit (Saylo, 1974; Stone, 1968) :

$$(A + B)z^{k+1} = (A + B).z^k + (b - Az^k) \quad (\text{II.19})$$

Stone (1968) a proposé une méthode de factorisation avec laquelle le système matriciel (II.19) converge très rapidement pour différents types de problèmes physiques, en remplaçant $(A+B)$ par LU dans la relation (II.19) et en posant $\Delta z = z^{k+1} - z^k$ (variation de la hauteur de la nappe entre les deux itérations k et $k+1$) et $r = (b - Az^k)$ (le résiduel). Ainsi, l'algorithme itératif SIP nous permet de résoudre le système matriciel en suivant les 4 étapes suivantes (Reeve et al., 2001; Stone, 1968) :

1. Factorisation de la matrice A en une matrice diagonale inférieure L et supérieure U
2. Résolution du système $v^k = L^{-1}r^k$;
3. Résolution du système $\bar{z}^k = U^{-1}v^k$;
4. Test de convergence et mise à jour de la solution $z^{k+1} = z^k - \Delta z^k$ et du terme résiduel $r = (b - Az^k)$.

h) Validation de la méthode numérique en régime permanent

Le premier test est une validation numérique du modèle D2D par comparaison avec des solutions analytiques connues. Ce test consiste en une comparaison entre les résultats de débit et de hauteur de nappe obtenus pour un système monodimensionnel en régime permanent dans un milieu poreux avec deux conditions de charge de part et d'autre du système. Dans ces premiers tests nous ne prenons pas en compte les conditions de drainage, cette condition sera abordée dans la section suivante.

Dans un milieu poreux de conductivité hydraulique à saturation K , de longueur L , reposant sur un imperméable horizontal et limité par deux conditions de charge Z_0 et Z_L . Avec l'hypothèse de d'un écoulement horizontal (hypothèse de Dupuit-Forchheimer), le débit spécifique est donné par :

$$Q_s = \frac{K}{2L}(Z_0 - Z_L) \tag{II.20}$$

La hauteur de la nappe en tout point x du domaine est donnée par :

$$Z(x) = \sqrt{Z_0^2 - \frac{2Q_s}{K}x} = \sqrt{Z_0^2 - \frac{Z_0^2 - Z_L^2}{L}x} \tag{II.21}$$

L'application de cette formule et sa comparaison avec les résultats obtenus par le modèle D2D sont montrés sur la Figure II.10. Les résultats numériques obtenus par les deux se superposent parfaitement.

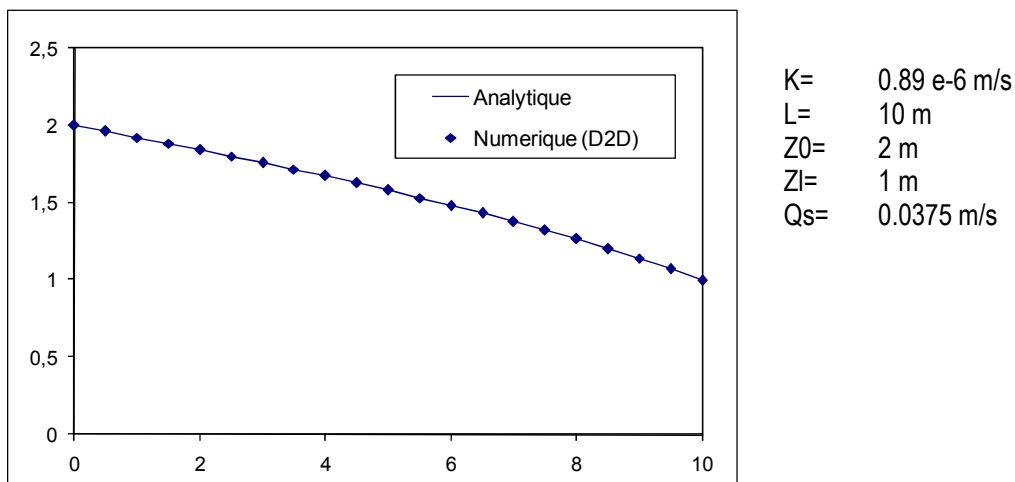


Figure II.10: Solution analytique et numérique de la forme de la nappe

i) Validation des conditions de drainage en régime de tarissement non influencé

Ce test consiste à comparer les résultats obtenus par le modèle de nappe D2D et d'écoulement variablement saturé Hydrus-2D en régime de tarissement non influencé (sans recharge, avec une nappe située initialement à la surface du sol). La difficulté dans ce test réside dans la comparaison entre D2D qui ne prend en compte que les écoulements de la zone saturée et un modèle complet qui prend en compte l'écoulement variablement dans la zone saturée et non saturée du sol. Ainsi, le modèle D2D suppose un remplissage et une vidange instantanée de la porosité de drainage, ce qui n'est pas le cas dans le modèle complet. De ce fait, nous allons seulement comparer les résultats des simulations entre les deux modèles en terme qualitatif sans chercher à retrouver une correspondance parfaite entre ces deux modèles.

Le système modélisé correspond à un profil de sol vertical avec un drain au milieu, à une profondeur de 0.8 m. Le demi-écartement L est de 5 mètres, le drain étant représenté par un demi-cercle de diamètre réel de 2 cm. Pour minimiser l'impact des pertes de charges autour du drain (Zimmer, 2001), la profondeur du substratum est prise égale à 10 cm du drain. La condition de flux nul est imposée aux limites du profil et la condition de suintement est imposée au drain. Initialement la nappe affleure en surface du sol. Les paramètres hydrodynamiques d'écoulement variablement saturé introduits dans le modèle Hydrus-2D ont été établis par Augeard (2006) à partir des données de teneur en eau et de pression expérimentales sur une parcelle drainée en amont de Mélarchez (sur le bassin versant de l'Orgeval). La conductivité hydraulique à saturation introduite pour le modèle D2D est la même que celle d'Hydrus-2D. La porosité de drainage, qui est variable dans le temps et dans l'espace, et qui est supposée constante dans le modèle, est difficile à définir pour le modèle D2D. Augeard (2006) a comparé le débit au drain et la hauteur de nappe d'Hydrus-2D avec le modèle SIDRA (présenté ci-après) pour caler la valeur de la porosité de drainage. Nous avons décidé d'utiliser la même valeur pour le test de validation. Les paramètres des deux modèles sont donnés dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.1 : paramètres hydrodynamiques du sol utilisés dans les modèles Hydrus-2D et D2D

Hydrus-2D	Conductivité à saturation K_s (m/s)	Teneur en eau à saturation θ_s (-)	Teneur en eau résiduelle θ_r (-)	Paramètre 1 de la fonction de rétention de l'eau du sol α (m ⁻¹)	Paramètre 2 de la fonction de rétention de l'eau du sol n (-)
	= $2.7 \cdot 10^{-6}$	= 0.43	= 0	= 0.94	= 1.13
D2D	Conductivité à saturation K_s (m/s)	Porosité de drainage μ_d			
	$2.7 \cdot 10^{-6}$	0.025			

Les variations temporelles de la hauteur de la nappe entre le drain et l'interdrain obtenues par les deux modèles sont représentées sur la Figure II.11, et le débit de drainage sur la Figure II.12.

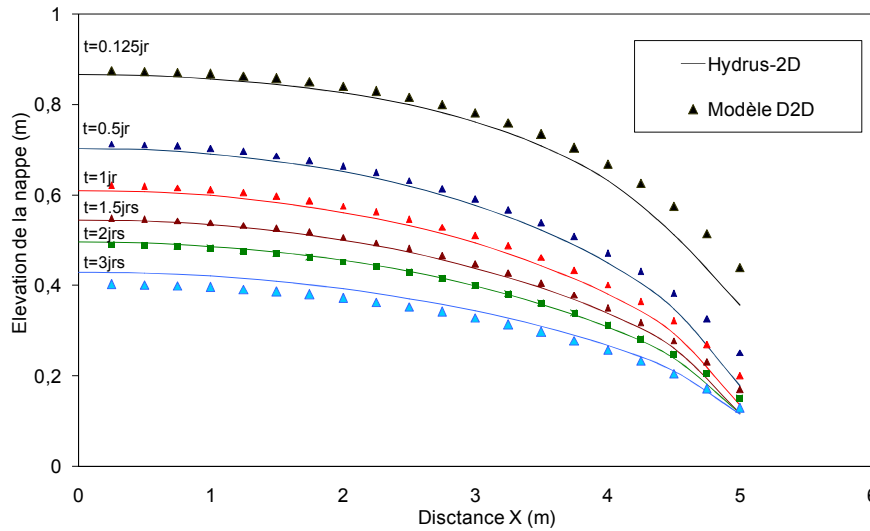


Figure II.11: Variation temporelle de la forme de la nappe simulée avec D2D et celle simulée avec le logiciel Hydrus-2D en régime de tarissement non influencé.

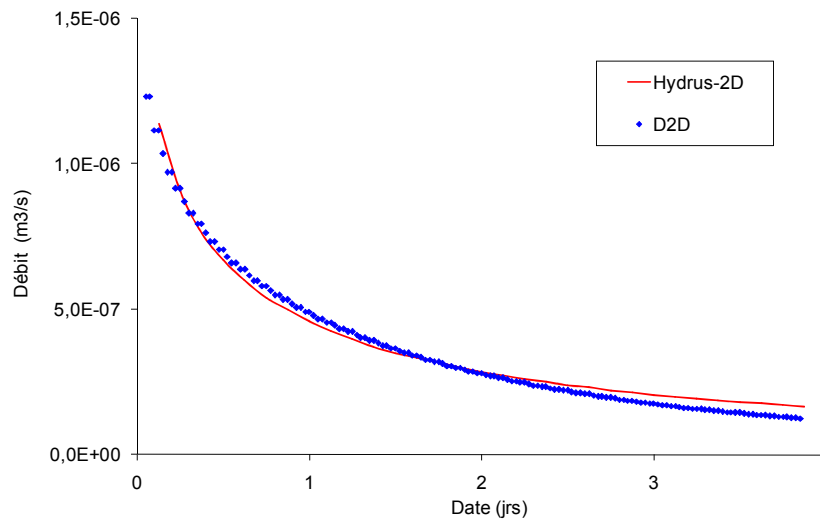


Figure II.12: Variation du débit simulé avec D2D et simulé avec le logiciel Hydrus-2D en régime de tarissement non influencé.

Les variations de la hauteur de la nappe entre le drain et l'interdrain sont légèrement surestimées au début du tarissement et légèrement sous-estimées à la fin et l'inverse pour le débit au drain. Cela est dû en partie à l'utilisation d'une valeur constante de la porosité de drainage, qui représente la moyenne des variations dans le temps. Ces erreurs peuvent être corrigées partiellement en considérant une porosité de drainage variable avec la hauteur de la nappe (Kao, 2002; Zimmer, 1988). Dans le cadre de ce travail, la porosité de drainage est considérée comme constante et les erreurs induites sont supposées négligeables car elles présentent peu d'influence sur la qualité des simulations de la hauteur de la nappe et de débit.

j) Comparaison avec le modèle de drainage SIDRA

Ce test de validation consiste à utiliser le modèle monodimensionnel de drainage SIDRA (Bouarfa, 1995; Bouarfa et Zimmer, 2000; Lesaffre, 1988; Zimmer, 1988) comme un support de validation de la condition de drainage du modèle D2D.

Le modèle SIDRA (Simulation of DRainage) a été développé pour expliquer et prédire les débits de drainage de pointe en hiver (donc en saison de drainage intense et pour des sols saturés) dans les sols français argilo-limoneux peu profonds (Lesaffre, 1989). Il repose sur la résolution des équations analytiques obtenues à partir d'une intégration spatiale de l'équation de Boussinesq entre le drain et l'interdrain, en supposant que les lignes de courant sont horizontales (hypothèse de Dupuit-Forchheimer), que la couche inférieure de la nappe est horizontale et totalement imperméable, et que la recharge est uniforme :

$$\mu.A_2 \frac{dH}{dt} = R(t) - J(H) \quad (II.22)$$

$$q(t) = A_1.J(H) + (1 - A_1) R(t) \quad (II.23)$$

$$J(H) = \frac{K.H^2}{L^2} \quad (II.24)$$

Avec

- $H(t)$ [L] : hauteur de la nappe à l'interdrain par rapport à l'imperméable ;
- $q(t)$ [L.T⁻¹] : débit drainé ;
- $R(t)$ [L.T⁻¹] : recharge de la nappe ;
- A_1 et A_2 [-] : facteurs définissant la forme de la nappe
- $J(H)$ [L.T⁻¹] : solution de l'équation de Boussinesq en régime permanent (fonction de Hooghoud, cité par Van Der Ploeg et al., 1999) ;
- K [L.T⁻¹] : conductivité hydraulique à saturation ;
- μ [-] : porosité de drainage ;
- L [L] : demi-écartement entre deux drains adjacents.

Dans l'équation (II.22), le premier terme du membre de droite correspond à la contribution de la nappe au flux drainé et détermine donc les débits en période de tarissement. Le second terme représente la contribution de la recharge, indépendant de la hauteur de la nappe. Pour un drain reposant sur

l'imperméable, et en supposant que la forme de la nappe reste constante, A_1 et A_2 valent respectivement 0.86 et 0.90 (Lesaffre, 1989).

La comparaison du modèle D2D avec SIDRA est réalisée pour un test en régime transitoire sur une parcelle carrée homogène, avec un drain reposant sur horizon imperméable horizontal. Les variations de la hauteur de la nappe à l'interdrain et du débit au drain obtenus par les deux modèles sont représentées sur les Figures II.13 et II.14 respectivement.

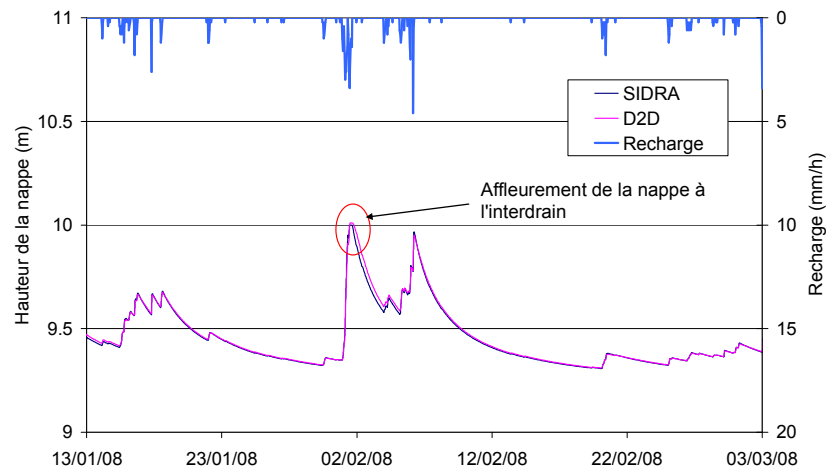


Figure II.13 : Comparaison de la hauteur de nappe simulée avec D2D et SIDRA

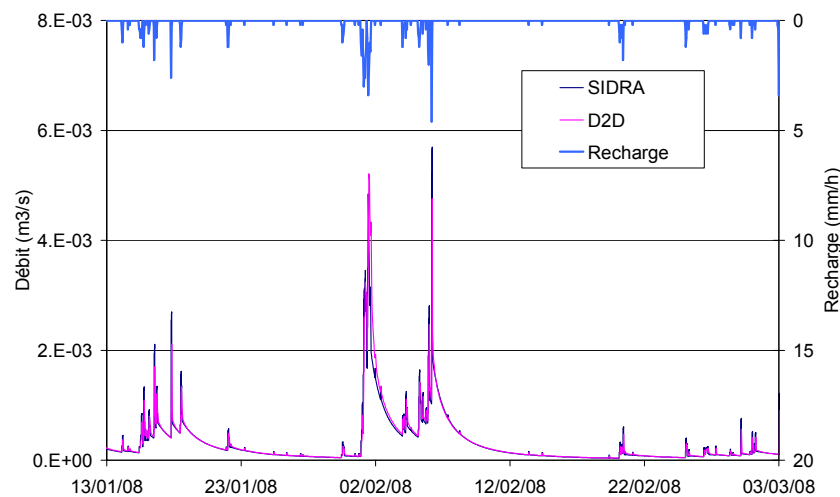


Figure II.14 : Comparaison du débit simulé avec D2D et SIDRA

Nous remarquons sur les deux figures que les variations temporelles de la hauteur de la nappe à l'interdrain et du débit au drain obtenues avec le modèle SIDRA sont bien reproduites par le modèle D2D. Néanmoins, la réaction au débit de pointe est légèrement supérieure dans le modèle D2D, ainsi que les périodes d'affleurement de la nappe à la surface du sol à l'interdrain. En effet, lorsque la nappe affleure à l'interdrain, le modèle SIDRA considère que le système est complètement saturé et aucun

apport supplémentaire par la pluie ne peut être pris en compte. En revanche, dans le modèle D2D la pluie continue à s'infiltrer dans la partie non saturée du sol entre le drain et l'interdrain.

3.3.4 Conclusion sur la partie modélisation de la nappe drainée

Dans cette partie, un modèle numérique de simulation de drainage agricole en deux dimensions sur le plan horizontal D2D a été présenté. Ce modèle peut être utilisé pour simuler les variations spatiales du débit de drainage et de la hauteur de la nappe à l'échelle de la parcelle agricole drainée par tuyaux enterrés à l'instar des autres modèles classiques tels que SIDRA (Lesaffre, 1988) ou Drainmod (Skaggs, 1980). En outre, nous avons introduit des conditions aux limites internes au niveau des drains permettant de prendre en compte leur mise en charge. Cette dernière condition constitue l'originalité du travail développé dans cette section. Ainsi, le modèle D2D nous donne la possibilité de modéliser le drainage agricole sur toute la durée de la saison de drainage incluant les périodes en drainage « classique » (sans aucune influence) et les périodes spécifiques avec mise en charge du réseau de drainage. Cela nous permettra de comprendre davantage le comportement du drainage agricole lors des périodes de fortes précipitations, dont les impacts sur le profil piézométrique et sur le débit à l'exutoire ont été déjà exposés dans le chapitre relatif à l'expérimentation (Chapitre I).

4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté deux modèles simulant les écoulements dans le réseau de drainage et dans la nappe. Ces deux modèles permettent de prendre en compte les conditions d'écoulement en charge dans les tuyaux : le modèle de réseau utilise pour cela le principe de la fente de Preissmann, et le modèle de nappe introduit une modification dans les conditions aux limites internes au niveau des drains.

Disposant de ces deux modèles, il est possible de à réaliser un couplage pour obtenir une modélisation intégrée des deux processus. L'intérêt d'un couplage entre le modèle de nappe et de réseau de drainage est double : d'une part, il nous permet de spatialiser le processus de l'écoulement de nappe de l'échelle à l'échelle d'un groupe de parcelles, en couplant plusieurs parcelles modélisées avec le modèle D2D avec un seul réseau de drainage, et d'autre part, il nous permet d'étudier les interactions pour les processus d'écoulement entre la nappe et le réseau. En effet, le modèle D2D va utiliser la valeur de la pression dans le drain, fournie par le modèle de réseau, comme une condition aux limites de charge en interne.

Chapitre II

La suite de ce travail sera consacrée au couplage des deux modèles et à l'impact de la mise en charge des drains sur le comportement du réseau de drainage. Ces deux aspects font respectivement l'objet des deux chapitres suivants.

Chapitre III : Couplage entre le modèle de nappe bidimensionnel et le modèle de réseau monodimensionnel

Dans ce chapitre, nous présentons l'opération de couplage entre le modèle numérique de nappe D2D et le modèle de réseau Elixir présentés dans le chapitre II. Le couplage entre les deux modèles a été réalisé au moyen de la plateforme de modélisation hydrologique spatialisée LIQUID®. En préambule, nous présentons comment les algorithmes des deux modèles indépendants sont intégrés au sein de cette plateforme. Le résultat final est un modèle unique qui simule, en réponse aux précipitations, la hauteur d'eau et le débit en tout point du système de drainage.

1. Introduction

En hydrologie, les modèles de simulation présentent un intérêt majeur dans la gestion des ressources en eau et des bassins versants, autour des questions de qualité (par exemple la pollution) et de quantité (par exemple les inondations et les sécheresses). En général, la construction implique l'intégration de plusieurs processus de stockage (temporaire ou permanent) et de transfert (par exemple des cours d'eau naturels ou les ouvrages artificiels), et la prise en compte de discontinuités hydrologiques créées souvent par l'activité humaine au sein du bassin versant comme les haies, les talus, la voirie, ... (Moussa et al., 2002). Selon les objectifs et les moyens de modélisation, les processus et les discontinuités hydrologiques peuvent être décrits par des relations de complexité variable.

C'est dans ce sens qu'interviennent les plates-formes de modélisation et de couplage pour développer des supports d'aide à la modélisation et à la prise de décision dans la gestion des ressources en eau. Actuellement, plusieurs plates-formes de modélisation ont vu le jour et proposent une panoplie de modèles associés à plusieurs processus (de transfert ou de stockage) et avec différents schémas de couplage. Par exemple, la plate-forme E2/WaterCast (Environmental Decision Support Systems, Argent et al., 2009) permet de connecter plusieurs modules associés à des processus de transfert ou de stockage via une interface graphique. Le concept de base de cette plate-forme est de considérer une discrétisation spatiale du bassin versant en plusieurs unités associées à chaque processus. La plate-forme OpenMI (Gregersen et al., 2007) fournit une interface standardisée pour définir, décrire et transférer des données entre des modèles indépendants qui s'exécutent simultanément. Cela permet de prendre en compte des systèmes où l'interaction entre deux modèles est effective. La plate-forme

PALM⁵ (Lagarde et al., 2001) permet suivant des principes similaires l'exécution en parallèle de plusieurs modèles indépendants qui échangent des données au cours de la simulation. Les données sont échangées grâce à des procédures en parallèle (dans le cas de rétroaction) ou en série (dans le cas de connexion de plusieurs unités). La plate-forme JAMS (Kralisch, 2007) est une initiative récente. Elle inclut différents processus hydrologiques et permet de modéliser le cycle de l'eau à l'échelle d'un bassin versant ou suivant une approche régionale. Des revues plus complètes des plate-formes de modélisation en hydrologie, et en environnement en général, sont données dans les thèses de F. Branger (2007) et J. Dehotin (2009), ainsi que dans Branger et al. (Soumis).

En matière de structure logicielle des plates-formes de couplage en hydrologie, chaque modèle, associé à un processus de transfert ou de stockage donné, doit être en cohérence avec les autres modèles. Aux processus sont associés des objets du paysage pour conférer au modèle une valeur de représentation spatiale. Organiser et valider les aspects spatiaux et temporels restent encore des tâches délicates.

S'agissant de l'aspect temporel, les plates-formes de couplage proposent des schémas itératifs qui consistent à échanger des variables entre différents modèles indépendants à des instants déterminés. Mais cette approche ne présente pas l'assurance de la convergence du modèle couplé vers une solution unique, particulièrement dans le cas où les différents modèles utilisent des schémas de discrétisation temporelle différents (Dehotin, 2009). En outre, dans le cas d'un échange à double sens entre deux modèles indépendants (effet de rétroaction), la solution de chaque modèle est obtenue en considérant que la variable d'échange de l'autre modèle est prédéterminée (constante, linéaire, ...). Dans ce deuxième cas, généralement, pour réduire l'effet de l'instabilité et favoriser la convergence du modèle couplé, il faut utiliser des pas de temps d'échange très faibles.

Dans le cadre de ce travail de thèse, le couplage est réalisé au sein de la plate-forme LIQUID[®] (Viallet et al., 2006) proposée par la société HYDROWIDE⁶. Nous avons réalisé un couplage bi-directionnel entre le modèle de nappe et le modèle de réseau de drainage enterré, indépendants, en introduisant l'effet de rétroaction lors de la mise en charge du réseau de drainage. Avant d'entamer sa présentation, nous introduisons les composants principaux de la plate-forme LIQUID[®] et son architecture logicielle.

⁵ : http://www.cerfacs.fr/globc/PALM_WEB/index.html.

⁶ <http://hydrowide.com/index.php>

2. Présentation de la plate-forme de couplage LIQUID®

LIQUID® (Viallet et al., 2006) est une plate-forme de développement et de couplage pour la modélisation dédiée à l'hydrologie, développée par la société HYDROWIDE, qui assure la maintenance et le développement en partenariat avec le Cemagref et le LTHE (Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement, Grenoble). Cette plate-forme dispose d'une organisation fonctionnelle spécifique permettant de répartir les tâches en fonction du niveau d'intervention. On distingue :

- Les **développeurs du framework**, qui effectuent la programmation du cœur de la plate-forme LIQUID®. Cette tâche est assurée par la société HYDROWIDE ;
- Les **développeurs** de modules. Les modules sont des parties du code normalisées associées aux processus physiques ou aux objets du paysage ; le développement est assuré en partie par le Cemagref ;
- Les **assembleurs** (en anglais « model designers »), qui créent à l'aide du framework des modèles à partir des modules et d'un canevas organisant leurs interactions ;
- Les **utilisateurs finaux**, appliquant les modèles dans un but de recherche scientifique ou qui utilisent au cours d'une étude un modèle existant sur leurs données propres.

Dans notre cas, nous nous situons dans la position de développeur, d'assembleur et d'utilisateur final. Sans rentrer dans les détails techniques de cette plate-forme, nous donnons des informations simples sur son architecture logicielle et ses principaux composants.

2.1 L'architecture logicielle de la plate-forme

Le développement de la plate-forme LIQUID® est basé sur le langage de programmation orienté objet C++. Son architecture logicielle, illustrée sur Figure III.1, est divisée en quatre bibliothèques essentielles (Branger, 2007; Viallet et al., 2006). Chaque processus physique donné est programmé dans un composant nommé module. Un modèle est l'assemblage d'un ensemble de modules, associés pour un contexte hydrologique donné (type d'objets du paysage, processus, interaction en jeu) indépendants à ce stade de toute situation réelle (localisation, dimension, données climatiques, ...).

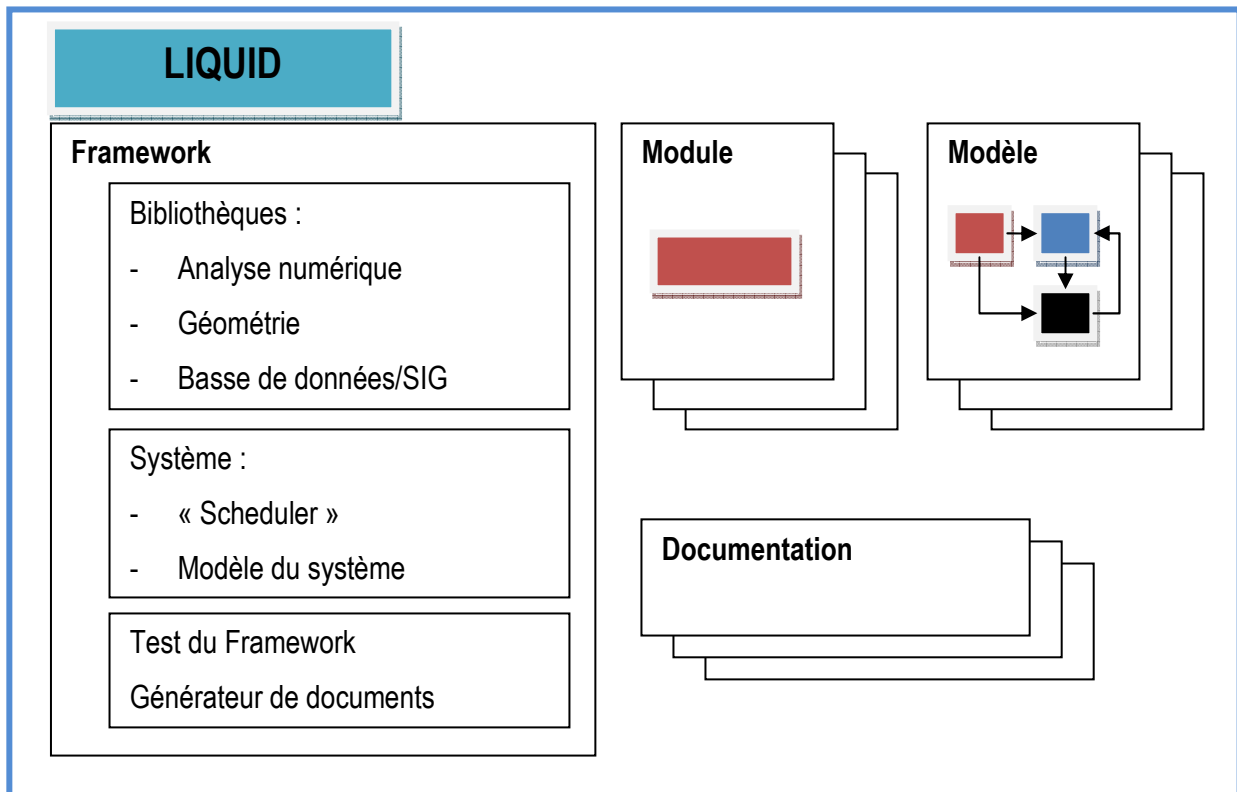


Figure III.1 : Architecture logicielle de la plate-forme LIQUID® (d'après Branger et al., soumis)

Chaque composant indépendant, associé à un ou plusieurs processus hydrologiques, ou à un objet de paysage présentant un rôle dans le contexte hydrologique, est appelé "Module". Le couplage entre différents modules est appelé Modèle. Un modèle nous permet d'intégrer différents processus de transfert à différentes échelles, de les spatialiser, et d'étudier les éventuelles interactions entre les différents processus. La gestion des connexions entre les différents modules d'un modèle couplé, suivant une chronologie propre à la réalité simulée, est assurée par le composant « Scheduler ».

Ci-dessous, nous revenons en détail sur ces trois composants essentiels de cette plate-forme : Modules, Modèles et Scheduler.

2.1.1 Modules

Un module désigne un composant indépendant permettant de simuler un ou plusieurs processus hydrologiques (infiltration, ruissellement, ...) avec des niveaux de complexité différents et à une échelle spatiale spécifique ou en lien avec un objet de paysage (haies, rivières, ...). Chaque module utilise un pas de temps de calcul propre en fonction de la dynamique du processus modélisé, indépendant de celui des autres modules avec lesquels il pourrait être couplé. Un module est composé de trois

éléments principaux : un solveur, un préprocesseur et un schéma de base de données en général adapté à la représentation spatiale (Figure III.2).

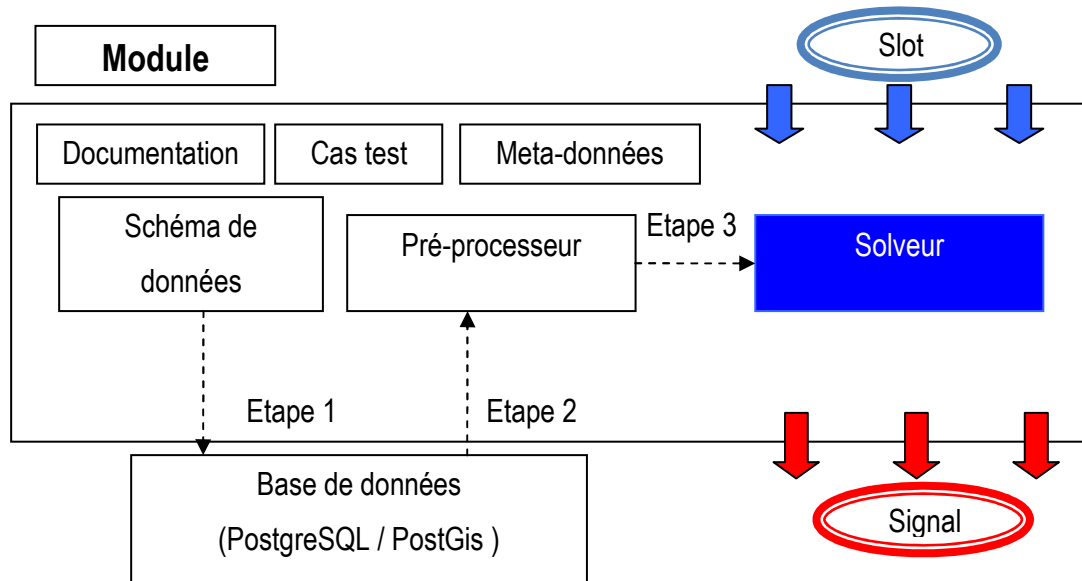


Figure III.2 : Structure d'un module dans la plate-forme LIQUID®. Présentation des différentes étapes d'exécution

Le **solveur** constitue la partie centrale du module, à l'intérieur de laquelle sont programmées les équations régissant le comportement du processus hydrologique. Le solveur est également doté d'un mécanisme de réponse aux sollicitations externes (appelées « slots ») et d'un mécanisme d'émission de données vers d'autres modules (signaux). C'est donc le solveur qui permet l'interaction avec d'autres modules. Chaque solveur existe au cours de la simulation au travers d'« instances de solveur », qui en constituent chacune un exemplaire séparé, et qui est ainsi reproduit autant de fois qu'un processus ou un objet de paysage du type correspondant est présent sur le domaine spatial étudié.

Un module dans LIQUID® opère par l'intermédiaire d'outils de gestion de données numériques et géographiques. Le système de gestion de **bases de données** PostgreSQL et son extension spatiale PostGIS sont utilisés.

Le **pré-processeur** intervient en intermédiaire entre le solveur et la base de données. Il permet, grâce à une bibliothèque interne, d'effectuer les traitements nécessaires pour créer puis renseigner le schéma de données du solveur avant la simulation proprement dite. C'est lui qui crée les instances du solveur (définies dans les tables de données) et qui les initialise.

L'exécution d'un module dans LIQUID® passe par trois étapes :

1. Etape 1 : Exécution du pré-processeur pour la génération des tables de données dans la base PostgreSQL (un jeu de tables est associé à chaque module) ;

2. Etape 2 : Après renseignement des données d'entrée du modèle dans les tables par l'utilisateur, une deuxième exécution du pré-processeur permet de lire les tables et d'initialiser le solveur.
3. Etape 3 : Simulation proprement dite.

Ces différentes étapes sont applicables à tous les modules d'un même modèle.

2.1.2 Modèles

Un modèle est construit par sélection d'un ensemble de modules appropriés dans la liste de ceux disponibles (Branger, 2007; Dehotin, 2009) et par la connexion de leurs slots et signaux (Figure III.3). Un module peut être sélectionné plusieurs fois dans une même liste avec des noms différents, appelées « instances de module ». Par exemple, si on cherche à modéliser le ruissellement sur plusieurs parcelles connectées à un réseau de fossés pour certaines et à un réseau de drainage pour d'autre, alors il faut définir sur chaque type de parcelle une instance de module de ruissellement et connecter chacun à un module d'écoulement dans le réseau de fossés et à un réseau de drainage respectivement. D'autres organisations spatiales autorisent le choix d'une seule « instance de module », et la représentation multiple d'objets (Branger, 2007) ou processus correspondants dans l'espace est définie (au niveau des tables des données) autant de fois par des « instances de solveur ».

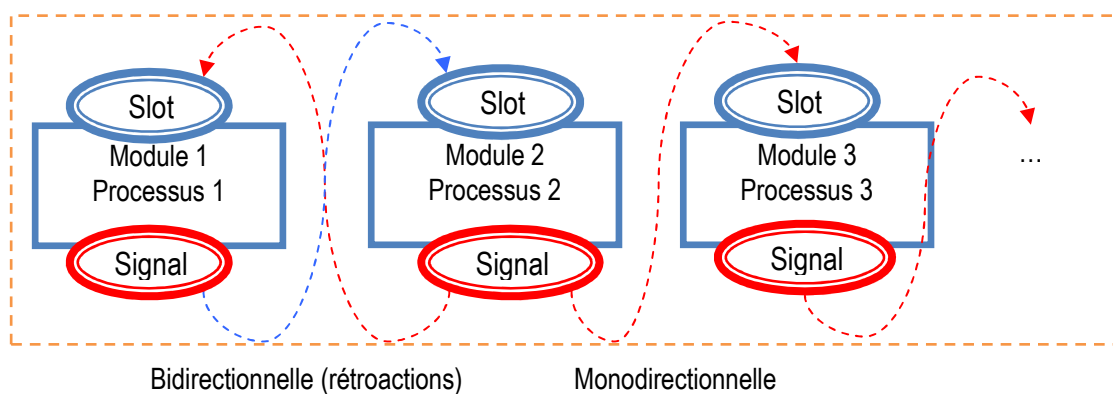


Figure III.3 : Module dans la plate-forme LIQUID® : connexion bidirectionnelle (avec rétroaction entre les deux modules) et monodirectionnelle (sans rétroaction)

2.1.3 Scheduler

La particularité de la plate-forme LIQUID® réside dans la gestion du temps lors de l'exécution des instances de solveurs au cours de la simulation. L'exécution signifie que le processus est simulé à partir d'une date de simulation t fixée, dans des conditions connues au temps t , mais pour une durée inconnue en ce même instant. Chaque exécution d'un solveur au cours de la simulation est contrôlée

de manière centralisée et commune par le Scheduler qui est une sorte de calendrier dans lequel chaque module programme et prend connaissance de ses dates d'exécution au fur et à mesure de la simulation. La date de la prochaine exécution de chaque solveur dans le Scheduler est déterminée suivant deux schémas, à savoir :

1. Lors de l'exécution d'un module à une date donnée, une fois les calculs effectués, le solveur estime la date de sa prochaine exécution et la communique au Scheduler.
2. Lors de la réception d'un signal par un slot, lié par l'intermédiaire d'un processus physique ou de données de forçage (les données météorologiques par exemple), le solveur peut déprogrammer sa prochaine date d'exécution dans le Scheduler et la reprogrammer au temps courant pour prendre en compte les nouvelles valeurs reçues.

Si une programmation de la prochaine date d'exécution du solveur est réalisée suite à réception d'un slot (deuxième possibilité) elle est, dans la plupart des cas, différente de celle programmée par le solveur à la fin de sa précédente exécution (celle de la première possibilité). Si cette date intervient avant celle programmée par le solveur, le Scheduler introduit une « interruption de signal », en annulant la date programmée par le solveur et en prenant celle générée par le sol. Dans ce cas, au début de son exécution, le solveur prend en compte cette interruption en mettant à jour les variables d'état à la date actuelle.

Dans le couplage, il arrive souvent qu'au moins deux processus présentent des pas de temps caractéristiques différents. En suivant directement le schéma précédent, l'ensemble des modules s'exécutent avec le même pas de temps qui est le plus petit des pas nécessaires aux modules. Cela risque d'augmenter significativement le temps de la simulation du modèle couplé si la différence est très importante. Pour pallier ce problème, il est possible d'ajouter au niveau des connexions à la réception (par l'intermédiaire des slots) une condition permettant de restreindre l'adaptation du solveur suite à une interruption.

Ces deux derniers points seront détaillés à travers l'exemple du couplage entre le modèle de nappe (D2D) et de réseau (Elixir) dans la partie suivante.

3. Couplage D2D/Elixir dans LIQUID®

L'objectif du couplage entre les modules de nappe et de réseau est de pouvoir modéliser le comportement du drainage agricole par tuyaux enterrés durant la période de mise en charge du réseau de drainage. Le modèle de nappe D2D permet de simuler l'écoulement de nappe en deux dimensions

sur le plan horizontal. Le modèle de réseau Elixir permet de simuler le transfert du débit de drainage des drains vers l'exutoire.

Avant d'entamer la présentation du couplage entre les deux processus, nous présentons l'algorithme d'intégration de ces deux processus dans la plate forme LIQUID®.

3.1 L'intégration du module D2D dans LIQUID®

Le module D2D (voir chapitre II, partie 3) permet de simuler l'écoulement d'une nappe drainée en deux dimensions. La résolution de l'équation de l'écoulement et le calcul du débit aux nœuds contenant un drain sont gérés par le solveur.

Les données provenant des modules couplés permettent de mettre à jour les données d'entrées et les conditions aux limites du système. Des opérations diverses peuvent être effectuées sur les données échangées telles que l'interpolation spatio-temporelle, la moyenne ou le cumul au niveau des Slots, avant de les communiquer au solveur. Dans le module D2D, deux Slots ont été programmés :

- Le slot des données d'origine climatique : Il permet de récupérer la recharge de la nappe R [L/T] (les données sont introduites à l'étape 2, voir Figure III.2) ;
- Le slot des conditions de pression P [L] dans le drain : il permet de récupérer les variations dans le temps de la pression ($\Delta Y_{\text{drain}}/\Delta T$) en chaque nœud du réseau (provenant du module du réseau). Ces données sont utilisées pour modifier les conditions aux limites internes au cours de la simulation.

En sortie (signaux) du module D2D on trouve :

- Le débit de drainage calculé sur chaque nœud contenant un drain (q_{lat} [L²/T], voir la relation II.16, Chapitre II) ;
- Les variations de débit de drainage sur le pas de temps de l'exécution ($\Delta q_{\text{lat}}/\Delta T$ [L²/T²]). C'est ce signal qui est communiqué au modèle de réseau ;
- Les hauteurs de nappe sur tout le domaine de calcul (Z [L]) ;
- Le refus d'infiltration par affleurement de la nappe, que l'on assimile ici à une lame d'eau disponible pour le ruissellement (« Ruiss » ([L/T])).

Dans le module D2D ; nous avons profité pleinement de la gestion des pas de temps offerte par la plate-forme LIQUID®. Si une interruption de signal se produit au moment de la réception d'un slot (partie précédente), une mise à jour de l'état actuel de la nappe (le niveau de la nappe, Z_{actuel}) est effectuée à l'intérieur du solveur avant de calculer l'état d'écoulement pour le pas de temps suivant (voir Figure III.5). Le calcul de la valeur actuelle de l'altitude de la nappe se fait à partir de la valeur précédente (Z_{avant}) en supposant une variation linéaire dans le temps, comme montré sur la figure III.5. Par le fait que le modèle numérique utilise un schéma implicite d'ordre 1 (voir Chapitre II, partie 3.3.3.c), cela ne crée pas d'erreur ou de décalage de la solution.

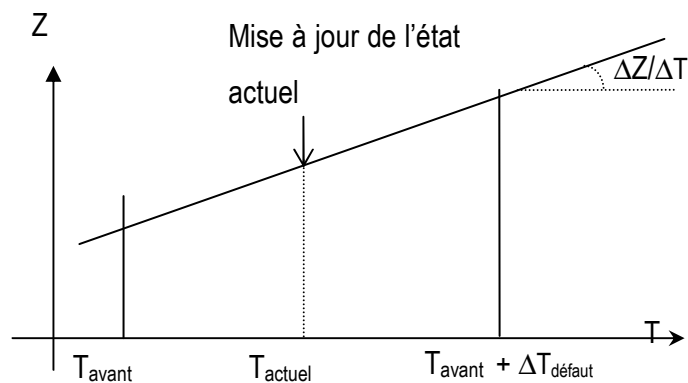


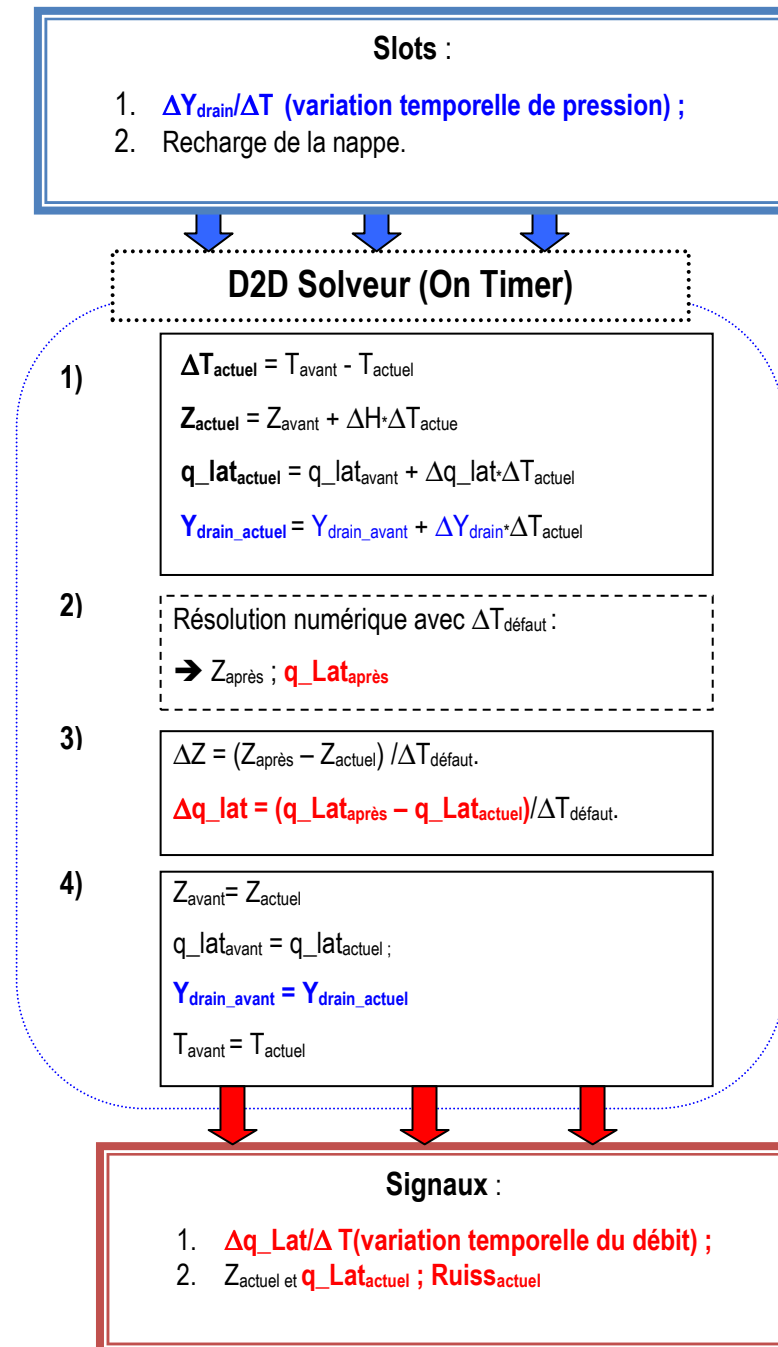
Figure III.4 : Mise à jour de l'altitude de la nappe (Z) au temps actuel de la simulation, lors de l'interruption par un signal

Les différentes étapes de gestion des pas de temps variables sont illustrées sur la Figure III.5. On distingue 4 étapes :

- Etape 1 : au début de l'action, le solveur reçoit le temps actuel. Si ce temps est différent de celui programmé lors de la précédente action alors une mise à jour de l'état actuel de la nappe est nécessaire. Cette étape peut aussi être effectuée si aucune interruption de signal n'est intervenue.
- Etape 2 : Une fois l'état actuel de la nappe défini, il est désormais possible de lancer la simulation du solveur à partir des nouvelles données ou des variations de pressions aux drains (ΔY_{drain}). Le programme calcule la hauteur de la nappe ($Z_{\text{après}}$) et du débit latéral aux nœuds avec drains ($q_{\text{Lataprès}}$) en utilisant le pas de temps par défaut ($\Delta T_{\text{défaut}}$).
- Etape 3 : Ensuite, le solveur calcule les variations dans le temps de la hauteur de la nappe ($\Delta Z_{\text{après}}$) et du débit latéral aux nœuds avec drains ($\Delta q_{\text{Lataprès}}$) rapportée au pas de temps par défaut ($\Delta T_{\text{défaut}}$). Cette étape présente un double intérêt, d'une part elle permet d'enregistrer les

variations temporelles des variables d'état pour un éventuel changement (Etape 1) et d'autre part, de les signaler au module de réseau (étape suivante).

- Etape 4 : Cette étape consiste à sauvegarder les paramètres actuels de la nappe comme l'état précédent pour un éventuel changement d'état (Etape 1), programmer la date de la prochaine action et exécuter les signaux (enregistrement des résultats et envoi des variables aux modules connectés).



- Figure III.5 : Algorithme du module D2D dans la plate-forme LIQUID®. Gestion des variables dans le solveur du modèle D2D en tenant compte de leurs variations temporelles.

3.2 L'intégration du module Elixir dans LIQUID®

Le programme Elixir (adaptation du modèle Xirene, Poirson, 1998) est intégré en tant que module au sein de la plate-forme LIQUID®. Le module de réseau Elixir permet de simuler les écoulements à surface libre ou en charge, dans un réseau de tuyaux enterrés et de fossés à ciel ouvert. Il présente la même structure que le module D2D, et permet de prendre en charge la mise à jour de l'état actuel (le tirant d'eau dans le réseau) lors de la réception d'un signal provenant du module D2D dans le réseau (interruption de signal). A la différence de D2D, l'algorithme du module Elixir (Figure III.6), basé sur une résolution des équations d'écoulement de Saint-Venant par la méthode des différences finies, exprime les variables, les données et les conditions aux limites par leur variation par unité de temps. Ainsi, lors de la réception d'un slot, seul le tirant d'eau actuel est mis à jour. Les variations temporelles du débit latéral aux nœuds sont utilisées telles qu'elles sont fournies. Les différents Slots programmés dans le module Elixir sont (Figure III.6) :

- Les variations du débit latéral aux nœuds : ces valeurs sont fournies par le module D2D.
- Les variations du débit aux nœuds amont : ces valeurs sont fournies par un autre module que D2D. Nous verrons dans le chapitre application l'utilisation de ce Slot pour connecter le module Elixir avec le module SIDRA qui calcule le débit total sur toute une parcelle drainée et qui est fourni en un nœud du réseau (donné à l'exutoire de la parcelle) ;
- Les variations du tirant d'eau aux nœuds aval : ce Slot est utilisé généralement pour fournir les variations de la condition à la limite aval du réseau qu'il s'agit d'un canal à ciel ouvert ou d'une canalisation enterrée.

En plus des slots, en sortie (signaux) du module Elixir on trouve (Figure III.6) :

- Le débit à l'exutoire ;
- Le tirant d'eau ou la pression sur tous les nœuds du réseau ;
- Les variations temporelles du tirant d'eau ou de la pression sur tout le réseau.

Les différentes étapes de gestion des pas de temps variables sont illustrées sur la figure III.6. On en distingue 3 :

- Etape 1 : Le module Elixir programme ses interruptions à chacun de ses pas de temps, fixes ou ajustés en fonction des nécessités de convergence. Dans ce cas les variables d'entrées sont supposées présenter une dérivée constante. Les interruptions externes au solveur d'Elixir sont

causées par la variation d'au moins une de ces dérivées. Compte tenu de la multiplicité des conditions aux limites pour un réseau à surface libre, toutes les variations simultanées sont enregistrées avant la résolution par le solveur. Dans ce cas le pas de temps de calcul (ΔT) est réduit pour clore la résolution au moment de l'interruption et établir les tirants d'eau (Y_{drain}) et débits correspondants. Le pas de temps de calcul pour la reprise des interruptions programmées est ensuite fixé à nouveau par le solveur avec les mêmes hypothèses de dérivées constantes.

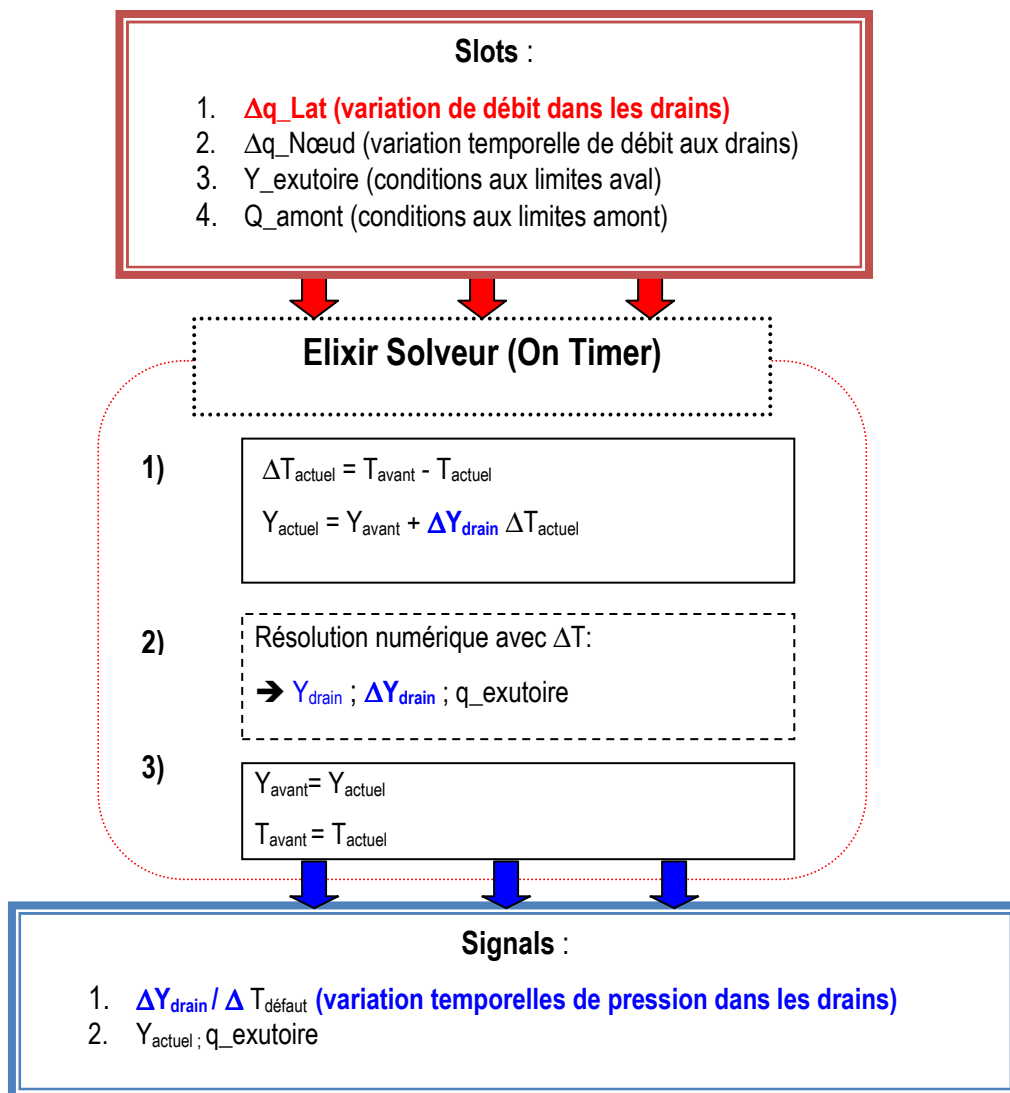


Figure III.6 : Gestion des variables dans le solveur du modèle Elixir en tenant compte de leurs variations temporelles.

- Etape 2 : Une fois l'état actuel du réseau défini, le solveur s'exécute avec les nouvelles données introduites au temps actuel (fournies par les Slots).
- Etape 3 : Le solveur sauvegarde les paramètres actuels du réseau, l'état précédent pour un éventuel changement d'état (Etape 1), programme la date de la prochaine action et exécute les signaux (enregistrement des résultats et envoi des variables aux modules connectés).

3.3 Algorithme de couplage D2D/Elixir

Une fois que les deux modules D2D et Elixir sont intégrés dans la plate-forme LIQUID® , il reste à les connecter pour avoir un seul modèle simulant les deux écoulements et leurs interactions dans un seul système contenant les deux milieux (sol et réseau de drains). Le couplage des deux modules D2D et Elixir est désormais appelé D2D/Elixir.

Toutefois, lors du lancement du couplage entre les deux modules, il s'est avéré que le développement de d'autres modules est nécessaire pour la gestion des connexions entre les drains et la nappe. Il s'agit de la création d'une table de combinaison des références des nœuds communs entre la nappe et le réseau de drainage. En effet, pour reconnaître lors de la transmission des signaux les références des nœuds avec drains dans le module D2D par le module Elixir, et vice-versa, il est nécessaire de passer par une table de correspondance des références des nœuds des deux modules. Dans le modèle Elixir/D2D, les nœuds (ou sections) de calcul du module Elixir doivent impérativement se superposer avec les nœuds avec drains du module D2D. Des programmes PostGis-SQL permettant de réaliser un maillage du modèle D2D se superposant avec celui d'Elixir, avec à chaque fois des illustrations, sont donnés en annexe III (nous reviendrons sur ce point dans l'application du modèle couplé dans le chapitre suivant). Pour faciliter la gestion des tables de correspondance, un module est créé spécialement pour cela. Ce module, appelé Comb (diminutif de combinaison), a été développé à cette fin et intégré dans la plate-forme LIQUID® par Yves Nédélec (communication personnelle).

Le module Comb prend et transmet des scalaires ou des vecteurs. Il permet de réaliser des connexions dans différents sens et de les définir dans une seule table (à l'étape de pré-traitement, voir figure III.2) quel que soit le type des entrées et de sorties. La Figure III.7 montre les différentes connexions possibles entre deux modules (module 1 et module 2)

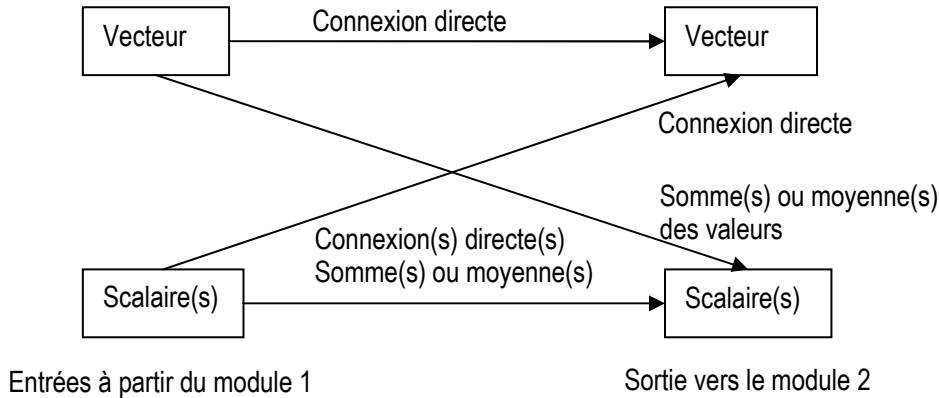


Figure III.7 : Connexions possibles dans le module Comb.

La table de connexion du module Comb contient les éléments suivants :

Scalaire Module 1	Vecteur Module 1	Scalaire Module 2	Vecteur Module 2
----------------------	---------------------	----------------------	---------------------

Les deux premières colonnes contiennent les références des éléments (nœuds ou biefs) du module 1 (source) et les deux autres colonnes contiennent les références des éléments du module 2 (destination). Les différentes connexions sont gérées comme suit :

- Si l'entrée est de type scalaire, dans ce cas il suffit uniquement de renseigner la destination. Si la destination est de type scalaire alors la connexion est directe. Elle peut même se faire sans passer par ce module. Si la destination est de type vecteur, alors il faut indiquer tous les éléments du vecteur du module 2 qui prendront la valeur du scalaire.
- Si l'entrée est de type vecteur, il faut alors indiquer tous les éléments du vecteur qui seront utilisés dans la connexion. Et si la sortie est de type scalaire, ce dernier peut être soit la somme soit la moyenne de tous les éléments indiqués. Si la sortie est de type vecteur, alors pour chaque référence du vecteur du module 1, il faut indiquer la référence correspondante dans le vecteur du module 2. On peut aussi faire la somme ou la moyenne sur les éléments dans le cas d'une connexion vecteur/vecteur, en répétant une même référence du vecteur du module 2 autant de fois qu'une référence du vecteur du module 1 lui correspond.

En suivant la structure modulaire dans LIQUID®, chaque module peut échanger une ou plusieurs variables avec un autre module. La connexion entre D2D et Elixir est représentée sur la figure III.8. Dans le module D2D, les conditions aux limites internes (au niveau des drains) sont introduites dans

une table récupérée sous forme d'un vecteur indexé. De même, le module Elixir gère les données d'entrée et de sortie dans des vecteurs. Cela permet donc de faire une connexion de type vecteur/vecteur entre les deux modules, par communication entre les nœuds contenant un drain dans le module D2D et le réseau de drainage correspondant dans le module Elixir. Les variables échangées dans le modèle couplé sont :

- 1- Sur chaque section de calcul (entre deux nœuds) le module Elixir récupère une valeur du débit latéral. Cette valeur est fournie par le nœud contenant un drain correspondant dans la nappe drainée calculée par le module D2D ;
- 2- Dans le modèle D2D, sur chaque nœud de drains, le module récupère le tirant d'eau (transformé en pression hydraulique) au nœud correspondant dans le réseau de drainage calculé par le module Elixir.

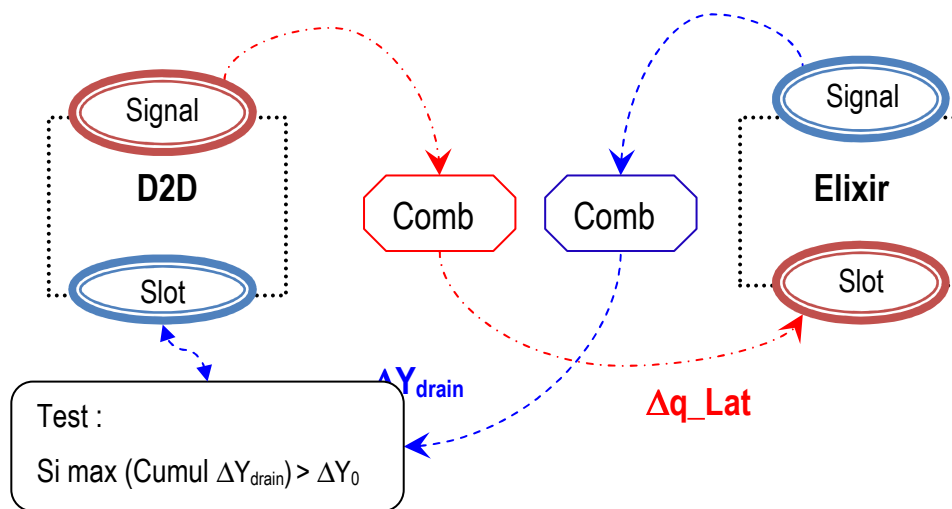


Figure III.8 : Algorithme de couplage entre D2D et Elixir : Connexion bidirectionnelle. ΔY_0 : limite à partir de laquelle les variations de la pression dans le modèle D2D sont considérées importantes (fixée au départ par l'utilisateur)

En terme chronologie de la simulation, les deux modules couplés présentent des pas de temps caractéristiques différents, de l'ordre de 1h pour le module D2D et de l'ordre de 1 min pour le module Elixir. Pour éviter des pas de temps de calcul très petits pour le module D2D, imposés par le module Elixir, une condition permettant de restreindre l'exécution du solveur du module D2D a été rajoutée au niveau du Slot recevant les variations de la pression (ΔY_{drain}) du module Elixir (figure III.8). Cette condition consiste donc à ne programmer une action d'exécution du solveur D2D que lorsque le maximum du cumul des variations de la pression de tous les nœuds est supérieur à une valeur donnée (ΔY_0 sur la Figure III.8), nous utilisons des valeurs de l'ordre du centimètre. Ainsi, s'il n'y a pas

d'interaction entre le réseau de drainage et la nappe, le module D2D s'exécute normalement avec son pas de temps par défaut. Le modèle couplé D2D/Elixir présenté dans la figure III.8 permet de simuler une seule parcelle connectée à un réseau de drainage.

La facilité de spatialisation d'un modèle (ou d'un module) offerte par la plate-forme LIQUID® nous a permis de passer de l'échelle de la parcelle à celle d'un groupe de parcelle. Cela peut se faire simplement par la connexion de plusieurs parcelles modélisées avec le module D2D sur le même réseau de drainage modélisé avec le module Elixir, comme montré sur la figure III.9.

La mise en œuvre du couplage de plusieurs parcelles sur un seul réseau de drainage est rendue possible, en plus des facilités offertes par la plate-forme LIQUID®, par l'intermédiaire du module « Comb » qui permet de connecter chaque parcelle à la section correspondant dans le réseau au point de rejet. La correspondance entre les nœuds du réseau de drainage et les nœuds du modèle de réseau est initialisée par l'utilisateur à l'étape de Pré-traitement (étape 2, figure III.2).

L'algorithme de couplage de la figure III.9 montre la spatialisation du module D2D. Dans cet exemple nous montrons plusieurs instances du module de D2D connectées à une instance du module d'Elixir par l'intermédiaire de plusieurs instances du module Comb. L'échange entre une instance D2D et l'instance Elixir se fait dans chaque sens dans une table unique. En réalité les deux tables présentent les mêmes valeurs de correspondance mais avec des sens différents.

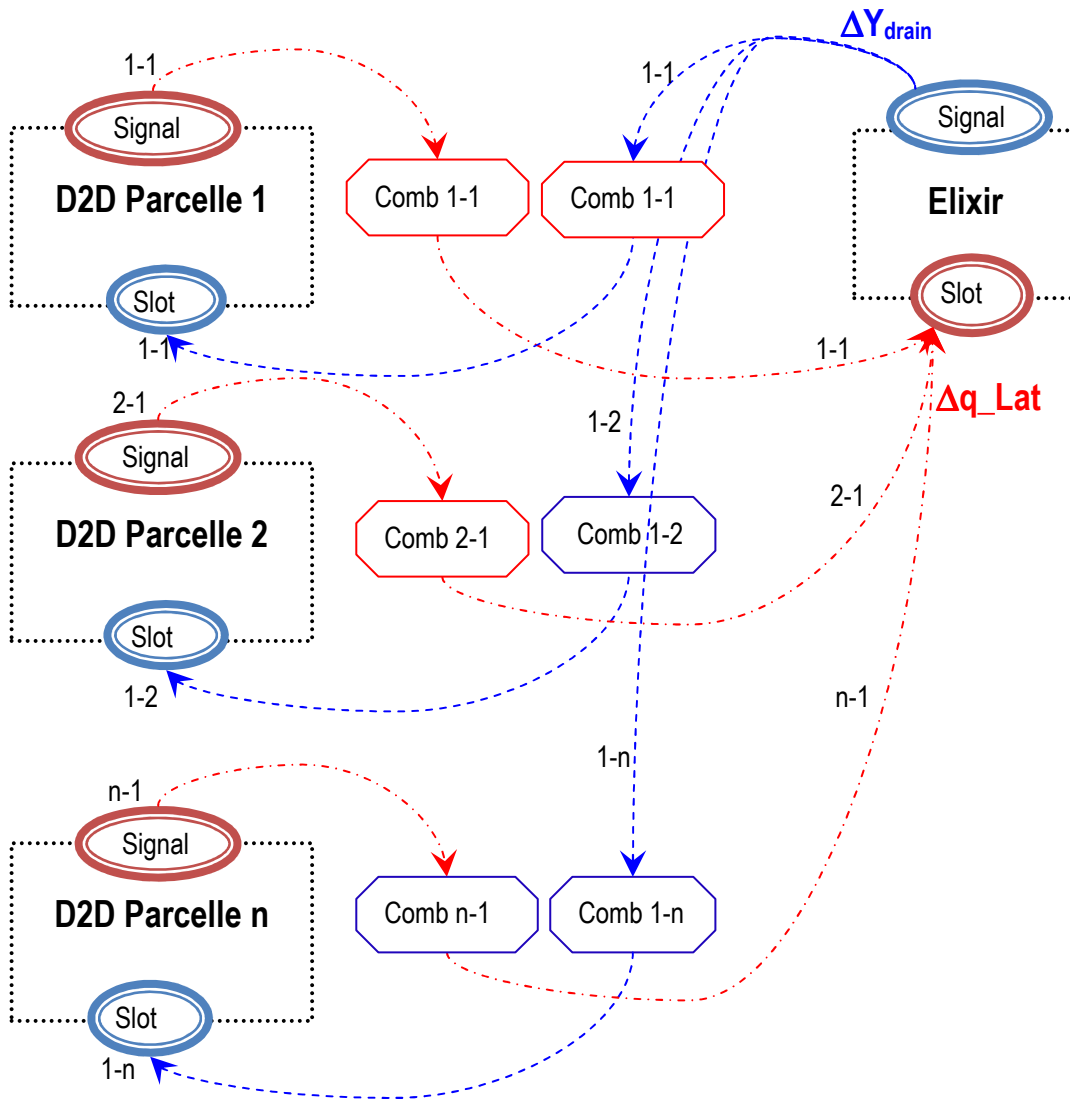


Figure III.9 : Algorithme de couplage de plusieurs parcelles modélisées avec D2D et un seul réseau modélisé avec Elixir : Spatialisation du module D2D

4. Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons réalisé le couplage entre le processus d'écoulement dans le réseau modélisé par le module Elixir et dans la nappe drainée modélisée par le module D2D. Le modèle couplé obtenu peut être appliqué soit sur une seule parcelle drainée, soit sur plusieurs parcelles drainées connectées à un seul réseau de drainage. Il permet en outre de modéliser la rétroaction entre les deux processus lors de la mise en charge du réseau de drainage par l'intermédiaire de la double connexion entre les deux modules couplés. Nous avons aussi précisé que la double connexion entre

deux modules ne doit pas forcer le module D2D, présentant le pas de calcul le plus grand, à s'exécuter avec le pas de temps le plus petit du modèle de réseau Elixir. Pour contrôler le temps de calcul du modèle couplé de façon pertinente, nous avons rajouté une condition au niveau de la connexion d'Elixir vers D2D (le Slot recevant les variations de la pression du module Elixir) pour que le modèle de nappe D2D ne prenne en compte l'influence du réseau de drainage que si cette dernière est importante.

Dans le chapitre suivant, le modèle couplé est appliqué sur le site de Goins au niveau de la parcelle expérimentale. Ce test servira à la fois à la validation du modèle couplé, et à comprendre davantage la réaction du réseau de drainage en tout point de la parcelle, là où les données expérimentales sont inexistantes. Ensuite, dans le même chapitre, le modèle couplé est appliqué à l'échelle d'un groupe de parcelle. Dans cette application, il est possible d'intégrer un module de nappe supplémentaire pour simuler le drainage au niveau de parcelles qui ne sont pas susceptibles d'être influencées par la mise en charge du réseau. Nous donnerons l'exemple d'utilisation du modèle SIDRA (Lesaffre, 1988).

Chapitre IV : Application du modèle couplé à l'échelle de la parcelle et à celle d'un groupe de parcelles

Ce chapitre sera consacré à l'application du modèle couplé D2D/Elixir, présenté dans le chapitre précédent, pour l'étude de la mise en charge du réseau et de son impact sur le débit à l'échelle de la parcelle et à celle d'un groupe de parcelles. A l'échelle de la parcelle, les données expérimentales présentées dans le premier chapitre I serviront au calage et à la validation du modèle D2D/Elixir. Dans un second temps et sur cette même parcelle, les résultats numériques obtenus à cette échelle seront exploités pour comprendre davantage le comportement de la parcelle lors de la mise en charge du réseau. Ensuite le modèle sera appliqué à l'échelle d'un groupe de parcelle, constituant un petit bassin versant théorique.

1. Introduction

Le but principal de ce chapitre est d'analyser le comportement du réseau de drainage à deux échelles spatiales : échelle de la parcelle et échelle d'un groupe de parcelles constituant un petit bassin versant.

La première partie de ce chapitre est consacrée à l'application du modèle couplé D2D/Elixir, présenté dans le chapitre précédent, pour l'étude de l'impact de la mise en charge des réseaux de drainage sur le transfert de crues à l'échelle de la parcelle. Le modèle est confronté aux mesures de terrain réalisées sur la parcelle expérimentale de Goins. La comparaison entre les mesures et les résultats numériques de simulation a permis de caler les paramètres numériques du modèle, et de retrouver les conditions proches de la réalité. Ensuite les résultats numériques ont été exploités pour mieux comprendre le comportement de la parcelle lors de la mise en charge du réseau.

La deuxième partie de l'application est consacrée à l'étude d'impact à l'échelle d'un groupe de parcelles ; le modèle couplé a alors été appliqué sur un bassin versant théorique. Les critères de dimensionnement du réseau de drainage (drains et collecteurs) et leur impact sur les débits de drainage sont discutés à partir des scénarios de mise en charge du réseau comprenant différentes valeurs d'écartement et de diamètre des collecteurs secondaires enterrés. Dans ce contexte, le modèle SIDRA (Lesaffre, 1988) a alors été intégré dans le modèle précédent (D2D/Elixir) pour simuler le drainage des parcelles situées à l'amont du réseau, où la mise en charge du réseau n'atteint pas l'altitude du point bas de ces parcelles. La simplicité de SIDRA par rapport à D2D permet de gagner en temps de mise en

œuvre et en temps de calcul des simulations. L'algorithme de ce nouveau modèle incluant les trois modules D2D, Elixir et SIDRA est détaillé dans ce chapitre.

2. Application à l'échelle d'une parcelle drainée

Le modèle couplé D2D/Elixir est appliqué à la parcelle expérimentale de Goins. La Figure IV.1 montre les limites de la parcelle expérimentale et la position des drains telles qu'elles sont définies pour le modèle. L'objectif de cette application est de reproduire la même évolution entre les résultats numériques et les résultats des mesures réalisées sur cette parcelle.

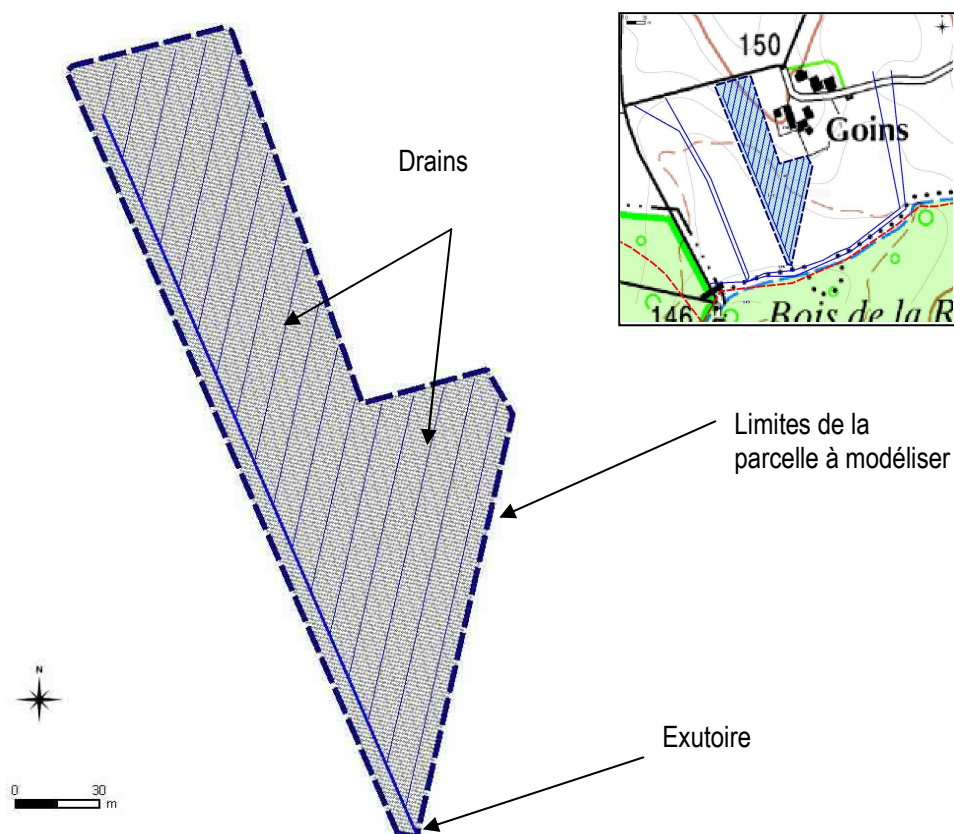


Figure IV.1 : Délimitation du domaine à modéliser : parcelle expérimentale, bassin versant de Goins.

Avant d'entamer la simulation, nous commençons par la préparation des données nécessaires au modèle D2D/Elixir : la position des drains, définie à partir d'un plan de drainage, le maillage du domaine (2D pour le module D2D et 1D pour le module Elixir), les conditions aux limites internes et externes, les données de forçage climatique et les propriétés hydrodynamiques du sol et du réseau de drainage.

2.1.1 Plan du réseau de drainage

La modélisation du drainage souterrain à l'échelle de la parcelle par le module de nappe D2D nécessite la définition de la position de chaque drain dans le domaine de calcul (sa profondeur et l'emplacement des nœuds de calcul constituant le drain). Sur la parcelle expérimentale de Goins, le plan du réseau de drainage n'est pas disponible. Pour cela, nous avons utilisé le logiciel DACCORD⁷ pour déterminer les pentes et la profondeur des drains tout en respectant les règles et les critères de dimensionnement (C.C.T.G., 1993). Le plan réalisé avec ce logiciel est illustré sur la Figure IV.2. Ce même plan est utilisé par le module Elixir pour simuler l'écoulement dans le réseau de drainage.

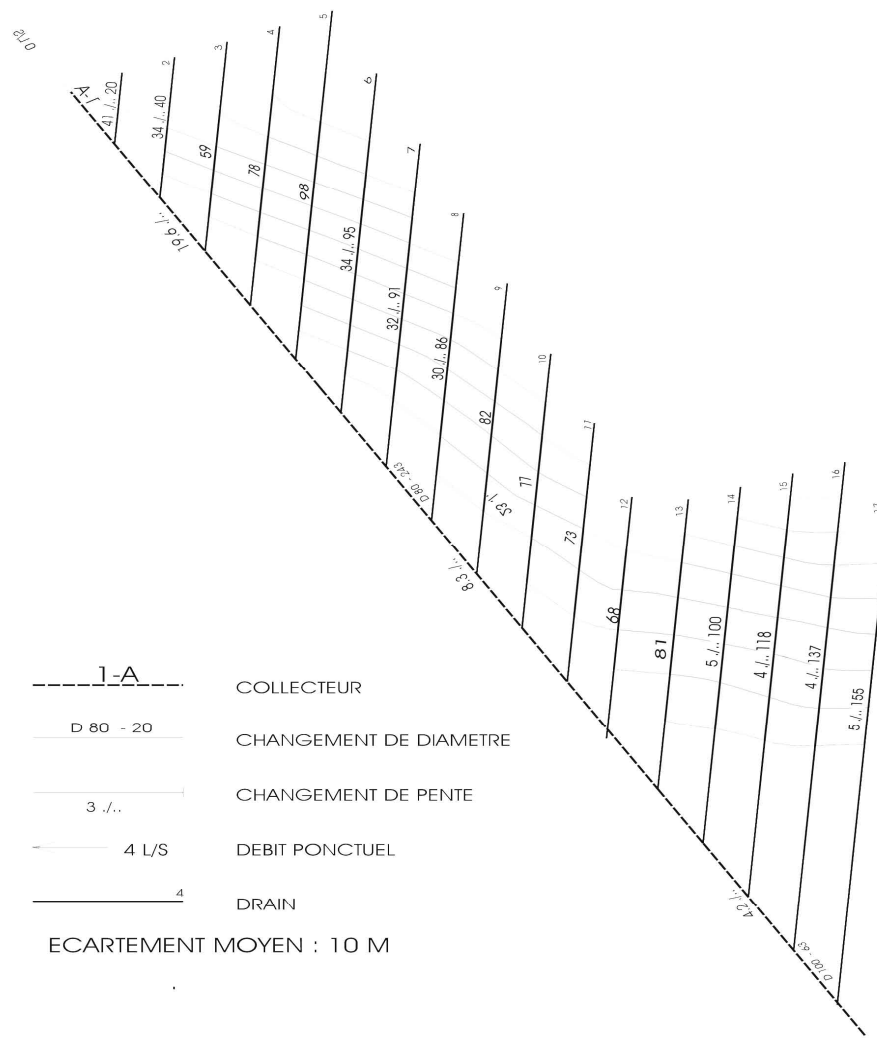


Figure IV.2 : Plan de drainage de la parcelle expérimentale réalisé avec DACCORD

⁷ Logiciel du Cemagref dédié au dimensionnement des réseaux de drainage à l'échelle de la parcelle

2.1.2 Maillage du domaine

Le domaine à modéliser est délimité par le contour de la parcelle expérimentale (Figure IV.1). A l'intérieur de cette limite sont considérés l'écoulement de nappe vers le réseau de drainage enterré (drains perforés et le collecteur perforé) et l'écoulement à l'intérieur du réseau. Les deux modules couplés nous permettent de simuler ces deux types d'écoulement au moyen d'un maillage comportant des nœuds communs.

Nous rappelons que l'écoulement de nappe modélisé par le modèle D2D est calculé par la méthode des différences finies appliquée à l'équation d'écoulement de Boussinesq 2D. Le calcul se fait sur une grille rectangulaire associée à un panneau de drains parallèles entre eux et reliés à un même collecteur. Cette grille est définie par les deux directions horizontales x et y . Le choix de ces deux directions ainsi que les pas d'espace de la grille (Δx et Δy) dépendent de la direction et de l'écartement entre les drains et de la direction du collecteur. En effet, les nœuds du maillage rectangulaire du module D2D contenant un drain sont mis en commun avec ceux du module Elixir pour que l'échange des variables entre les deux modules s'effectue directement sans contrainte ou calcul supplémentaire. Les différentes étapes de réalisation de ce maillage sont détaillées dans l'annexe IV.

2.1.3 Conditions aux limites et conditions internes

Les conditions aux limites introduites dans le module couplé D2D/Elixir, au départ de la simulation, correspondent à celles nécessaires aux deux modules D2D et Elixir à l'exception de celles échangées entre ces deux modules au niveau des drains et du collecteur au cours de la simulation. Les conditions aux limites introduites sont définies, par module, comme suit :

a) Le module de nappe :

Pour le module de nappe, les conditions aux limites sont définies en rapport avec les hypothèses de base :

- La frontière externe du domaine est considérée comme une limite à flux nul. On considère qu'il n'y a pas d'échange d'eau entre la parcelle à modéliser et les parcelles voisines ;
- La limite supérieure du domaine est définie par la surface du sol. La topographie est prise en compte par son hétérogénéité. Lorsque la nappe remonte à la surface du sol, l'altitude de la nappe est prise égale à l'altitude du sol (condition d'affleurement) ;

- La limite inférieure du domaine est un imperméable à flux nul. Sa profondeur par rapport à la surface du sol n'est pas connue sur toute la parcelle. Les analyses pédologiques réalisées sur cette dernière montrent que la profondeur varie entre 1m et 2m (voir Chapitre I). Dans l'application, nous supposons qu'elle est constante en tout point de la parcelle, et égale au maximum des profondeurs des drains. Nous utilisons cette valeur de la profondeur essentiellement pour qu'aucun drain ne se trouve en-dessous du substratum imperméable. La pente du substratum sera donc variable sur la parcelle et égale à la pente du terrain naturel ;
- Au niveau des nœuds correspondant aux drains est défini le type de conditions aux limites internes. Elles peuvent être de deux types : de charge imposée ou de flux imposé (formulation hauteur débit, présentée en annexe III). Dans les deux cas, la valeur de la pression échangée avec le module Elixir, lors de la mise en charge des drains, est utilisée. Dans l'application la condition de charge est appliquée sur tous les nœuds avec drain.

b) Le module de réseau :

Le module de réseau (Elixir) ne traite que le régime fluvial sans assèchement de section d'écoulement. Pour cela il a besoin de deux types de conditions aux extrémités du réseau : une condition amont de débit et une condition aval de tirant d'eau ou de pression, toutes deux ne doivent pas s'annuler au cours des simulations. A cela, s'ajoute une condition de débit latéral dans les drains et le collecteur.

A l'aval, la pression au niveau de la fosse est introduite comme condition aux limites. La valeur de cette pression est mesurée indirectement lors de l'expérimentation. En effet, la mesure réellement faite concerne la hauteur d'eau dans la fosse. Par hypothèse, la connexion hydraulique entre la fosse et le collecteur (connexion réelle car le collecteur est perforé, mais non instantanée), nous avons supposé que la hauteur d'eau dans la fosse est égale à la pression à l'intérieur du collecteur. Toutefois, la hauteur d'eau dans la fosse ne peut être mesurée au delà de sa profondeur qui est de 0.9 m. Pour remédier à ce problème, nous avons extrapolé la courbe de hauteur d'eau pour reconstituer des valeurs de la pression dans le collecteur au-delà de 1m. Ces valeurs restent hypothétiques et seront discutées lors des résultats.

La condition de flux principal est définie au niveau des drains en tant que débit latéral. Cette valeur est fournie par le couplage avec le module de nappe (D2D). En plus du débit latéral, un débit constant au nœud amont de chaque drain (ou bief) est défini. Ce débit est introduit pour satisfaire la contrainte numérique du module de réseau Elixir en maintenant une hauteur minimale supérieure au tirant d'eau critique et garder ainsi l'écoulement en régime fluvial sans section sèche dans le réseau de drainage tout au long de la simulation.

2.1.4 Données de forçage climatique du modèle couplé : la recharge de la nappe

La recharge de la nappe est calculée à partir des données de la pluie mesurée sur le site d'étude et de l'ETP mesurée à la station de Boissy-Le-Chatel (à 5km du site) en tenant compte des variations de stock dans la réserve utile. Le module SISWHOC (Simulation of Soil Water Holding Capacity Guyomard, 2009) permettant de calculer la recharge de la nappe avec la prise en compte des variations de stock dans la réserve utile a été utilisé. L'algorithme de calcul de ce module est présenté sur la figure IV.3. Dans le cas du bassin versant de Goins, le calage de ce module a été effectué en utilisant la pluie et le débit à l'exutoire, ce qui donne les paramètres de la réserve utile suivant : $S_{max} = 100mm$ et $S_i = 75mm$ (Guyomard, 2009).

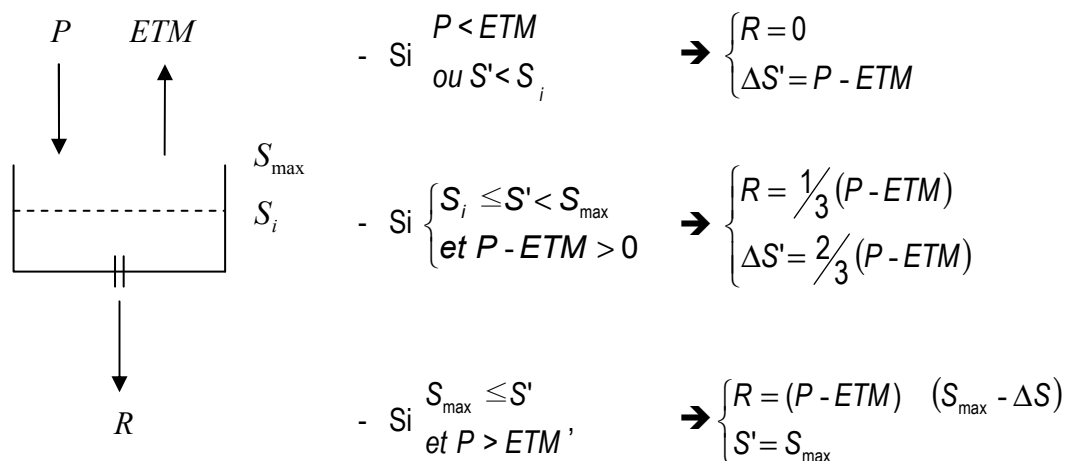


Figure IV.3 : L'Algorithme du module SISWHOC. L' ETM , R , S_i , S_{max} et S' sont respectivement l'évapotranspiration maximale calculée à partir de l'ETP, la recharge de la nappe, les niveaux intermédiaire, maximal et courant du réservoir.

En général, pour la modélisation du drainage souterrain, les simulations par les modèles numériques sont considérées comme valables seulement lors de la saison de drainage intense, où le coefficient de restitution du réseau de drainage est maximal et varie très peu (Lesaffre et Zimmer, 1988). L'algorithme introduit ici permet de calculer d'une part, la recharge de la nappe drainée à l'intérieur et en dehors de la saison de drainage intense et d'autre part, la part de la pluie nette stockée dans la réserve utile et qui ne participe pas à la recharge dans la nappe drainée. Par exemple, la réserve utile peut se vider significativement sous l'effet de l'évapotranspiration et se recharger au début d'un événement de pluie. Ainsi, durant cet événement, la part de pluie nette participant à la recharge de la réserve utile est soustraite par l'algorithme et ne participe pas à la recharge de la nappe drainée.

2.1.5 Propriétés hydrodynamiques

Le sol est considéré comme homogène et isotrope sur tout le domaine de calcul. Dans l'étude réalisée avec des échantillons du sol de Goins par Augéard (2006), la conductivité hydraulique est estimée entre 10^{-6} m/s et 10^{-5} m/s et la porosité de drainage estimée de l'ordre de 0.026. Ces deux paramètres sont estimés à partir des valeurs obtenues avec le calage du module de drainage monodimensionnel SIDRA (Lesaffre, 1988) des hauteurs de nappe à l'interdrain et du débit à la sortie de la parcelle en période sans mise en charge du collecteur.

Le coefficient de Manning-Strickler des drains et du collecteur de la parcelle varie entre $50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ et $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ d'après les valeurs données dans le Cahier des Clauses Technique Agricoles (C.C.T.G., 1993). Toutefois, les valeurs utilisées pour le calage de ce coefficient seront contraintes par la nécessité de conserver un régime fluvial dans les tuyaux. Cela nous a conduit à utiliser des valeurs légèrement inférieures aux valeurs réelles en supposant que les valeurs de ce coefficient n'influence pas beaucoup la qualité des résultats obtenus. Cela est expliqué dans la section suivante (voir aussi la Figure IV.4)

2.2 Calage du modèle

2.2.1 Critère de calage

Le calage du modèle consiste à fixer certains de ses paramètres (nous discuterons plus loin les différents paramètres de calage, voir dans ce chapitre, partie 2.2.3) pour reproduire aux mieux l'évolution des hauteurs de nappe mesurées aux piézomètres installés entre le drain et l'interdrain (celles mesurées près du drain sont assimilées par hypothèse à la pression à l'intérieur du drain), et le débit à la sortie de la parcelle. Ces deux dernières variables (débit à l'exutoire et hauteur de nappe à l'interdrain) représentent les deux variables utilisées pour tester la qualité des simulations pour les différentes valeurs des paramètres du modèle. Le critère de Nash et Sutcliffe (1970), noté F, a été utilisé :

$$F = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n [X(obs)_i - X(sim)_i]^2}{\sum_{i=1}^n [X(obs)_i - \overline{X(obs)}]^2} \quad (IV.1)$$

avec,

X : variable de calage qui représente soit le débit à la sortie du collecteur de la parcelle, soit la hauteur de la nappe à l'interdrain du profil piézométrique B.

$X(obs)_i$: valeur observées au temps t_i ;

$X(sim)_i$: valeur simulées au temps t_i ;

$\overline{X(obs)_i}$: moyenne des valeurs mesurées sur les n valeurs de l'intervalle de temps considéré.

t_i : temps de rang i dans une chronique de valeurs à pas fixe donné.

2.2.2 Période de calage et conditions initiales

Les données acquises sur la parcelle de Goins lors de la deuxième campagne de mesures (hiver 2007-2008) sont plus complètes et de meilleure qualité, particulièrement pour le profil piézométrique B installé en bas de la parcelle qui permet d'observer des variations de la forme de la nappe en accord avec le débit observé à la sortie du réseau (voir la discussion des observations au Chapitre I, partie 3.3).

Le modèle de nappe D2D n'est applicable que lorsque la nappe est présente au dessus du substratum imperméable. Lors de l'analyse des résultats expérimentaux, les mesures de débit à l'exutoire du bassin versant et à la sortie de la parcelle drainée montrent que le drainage ne fonctionne que pendant une partie de la saison humide, que nous avons appelé saison de drainage intense ou SDI (Lesaffre et Morel, 1986). La SDI de l'hiver 2007/2008 commence vers le 1 janvier 2008 et se termine le 24 avril 2008. En raison du manque de certaines données au début de cette saison, les simulations ont été effectuées sur la période comprise entre le 24 février et le 24 avril 2008, où toutes les mesures sont disponibles et valides. Cette période est divisée en deux parties, une partie pour le calage et une autre pour la validation du modèle. Les simulations de calage ont été effectuées sur la période comprise entre le 24 février et le 7 avril 2008 et celles de validation pour le reste de la période (entre le 7 avril et le 24 avril 2008).

Les conditions initiales sont définies par une nappe située à une profondeur uniforme. Durant un premier temps, une récession de la nappe est simulée sans recharge, suivie d'une période d'apprentissage (Kao, 2002) durant laquelle le modèle est soumis à la recharge et aux conditions aux limites mesurées. Dans l'opération de calage et d'application de tests de sensibilité du modèle, nous ne tenons pas compte de ces deux périodes qui étendent entre le 24 février et le 4 mars 2008, soit 9 jours sur les 43 jours de simulation. La période réelle de calage s'étend finalement entre le 5 mars et le 7 avril 2008.

2.2.3 Paramètres à caler

Les différents paramètres du modèle couplé peuvent être divisés en deux types : les paramètres géométriques et les paramètres hydrodynamiques. Les paramètres géométriques sont la topographie du terrain naturel, la profondeur du substratum, l'écartement entre les drains, le diamètre et la pente des drains. Ils sont définis à partir des données et informations recueillies sur le terrain. Nous supposons que ces paramètres sont représentatifs de la réalité du terrain et restent fixes entre toutes les simulations.

Les différents paramètres susceptibles d'influencer le modèle sont :

- K : perméabilité du sol;
- μ : porosité de drainage ;
- K_{MS} : coefficient de Manning-Strickler;

En dehors de périodes de mise en charge du réseau, où il n'y a pas de contrainte imposée à la nappe par les drains, le modèle de réseau permet seulement de simuler le transfert de l'eau drainée, introduite comme un débit latéral aux drains, vers la sortie du collecteur de la parcelle (FC). Pendant ces périodes, le coefficient de Manning-Strickler ne joue pas un rôle important pour le calage du débit à la sortie du collecteur, car les temps de transfert du débit latéral des drains vers l'aval du réseau sont faibles. En revanche, les paramètres hydrodynamiques du sol influencent dans ces périodes à la fois le débit et les variations du niveau de la nappe. Le coefficient de Manning-Strickler joue un rôle plus important lors de la mise en charge du réseau car il est déterminant dans l'établissement et la propagation des pertes de charge dans le réseau de l'aval vers l'amont. Nous avons réalisé des simulations avec trois valeurs du coefficient de Manning-Strickler différentes (40, 45 et 50 $m^{1/3}/s$). La Figure IV.4 montre les variations de pression au nœud aval du collecteur situé à 230 m de l'exutoire en période de mise en charge en fonction du coefficient de Manning-Strickler. Nous remarquons que les différences de la pression sont faibles et peuvent être négligeables à notre échelle de travail. Aussi, la valeur de 40 $m^{1/3}/s$ est choisie pour la suite des simulations, c'est en effet la seule valeur pour laquelle le modèle converge sur toute la période de simulation et pour différentes valeurs des paramètres de nappe utilisés dans les tests de sensibilité.

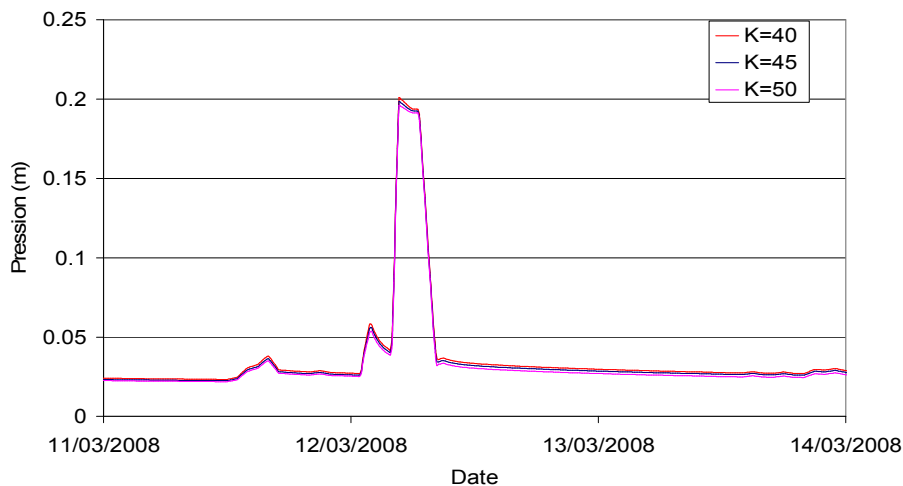


Figure IV.4 : Variation de la pression au nœud aval (à 230 m de l'exutoire) en fonction du coefficient de Manning-Strickler (en $m^{1/3}/s$)

La condition limite aval joue un rôle très important pour le calage du débit et de la hauteur de la nappe pendant les périodes de mise en charge. En effet, lors de la surélévation du niveau d'eau dans la fosse, qui est associée à la mise en charge de la sortie du collecteur, une bonne partie du réseau de drainage se trouve en charge. Ainsi, les drains affectés par cette mise en charge influencent le comportement de la nappe et le débit de drainage (voir l'explication dans le chapitre I, partie 4.3). La durée et l'amplitude de cette mise en charge sont des paramètres déterminants pour contrôler le débit. Toutefois, la relation entre le niveau d'eau mesuré dans la fosse et la pression dans le collecteur n'est pas entièrement déterminée. En outre, les valeurs de pression supérieures à la profondeur du collecteur au niveau de la fosse ne peuvent pas être déterminées à cause du débordement de cette dernière. Pour cela, pour des valeurs inférieures à 0.9 m (profondeur de la fosse par rapport à la surface), nous avons pris le niveau d'eau par rapport à la génératrice supérieure du collecteur égale à la pression dans le collecteur. Et pour des valeurs égales ou légèrement supérieures à 0.9 m, au niveau du palier, nous avons extrapolé les courbes de montée et de descente du niveau d'eau pour reconstituer les valeurs de la pression. Pour les deux cas de mise en charge du collecteur présentés dans le chapitre I (chapitre expérimentation) nous présentons sur la Figure IV.5 les résultats obtenus.

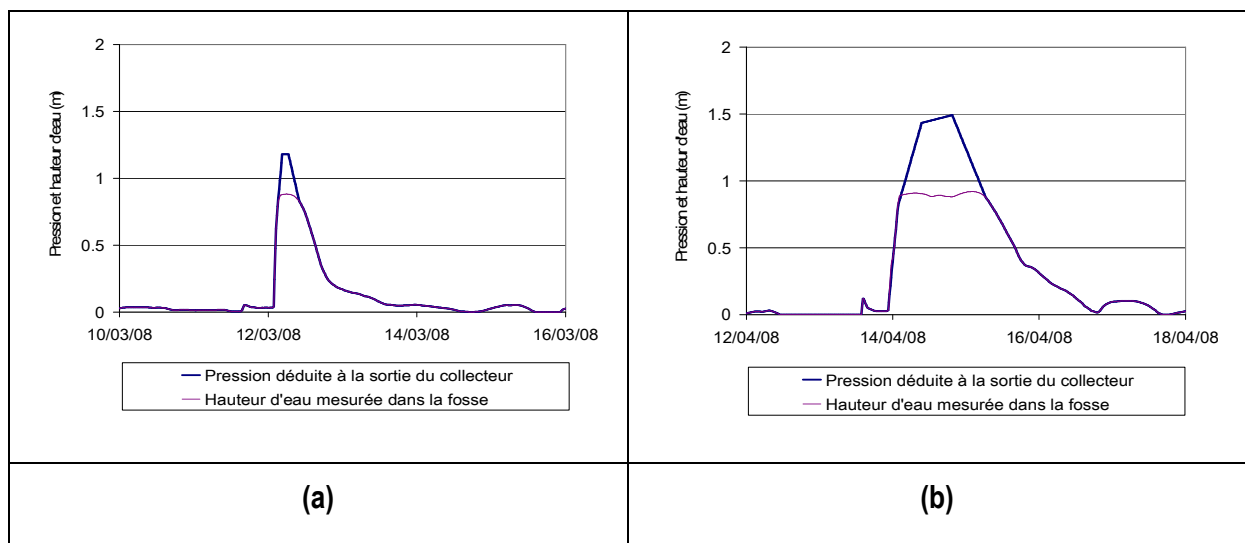


Figure IV.5 : Reconstitution de la pression dans le collecteur à partir des hauteurs d'eau mesurées dans la fosse ; interpolation au niveau du palier pour retrouver les valeurs de la pression au-delà de 0.9 m : (a) épisode de mise en charge de mars 2008 et (b) épisode de mise d'avril 2008.

A partir de ces considérations, il nous reste deux paramètres du modèle susceptibles d'influencer le débit et la hauteur de la nappe : la perméabilité du sol et la porosité de drainage. Les tests de sensibilité du modèle seront donc effectués sur ces deux paramètres.

2.2.4 Procédure de calage et tests de sensibilité

Le calage des deux paramètres (K et μ) du module de nappe D2D est réalisé en deux étapes : dans un premier temps, nous avons fixé deux valeurs de perméabilité et fait varier la valeur de la porosité de drainage pour tester la sensibilité du modèle à cette dernière. Ensuite, dans un deuxième temps, nous avons fait varier la valeur de la perméabilité pour la porosité de drainage optimale du premier temps.

Pour tester la sensibilité du module de nappe (D2D) à la porosité de drainage, nous en avons fait varier la valeur entre 0.01 et 0.055 pour deux valeurs de la perméabilité ($K = 2.1 \cdot 10^{-6}$ m/s $K = 2.6 \cdot 10^{-6}$ m/s). L'évolution du critère de Nash et Sutcliffe pour les valeurs simulées de débit à l'exutoire et de la hauteur de la nappe à l'interdrain est représentée sur les figures IV.6 et IV.7 en fonction des valeurs de la perméabilité.

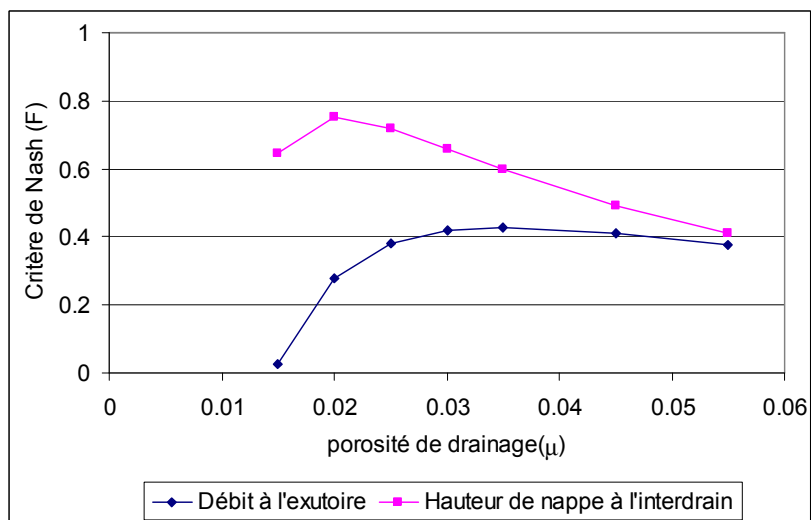


Figure IV.6 : Variation du critère de Nash pour $K = 2.110^{-6}$ m/s en fonction de μ

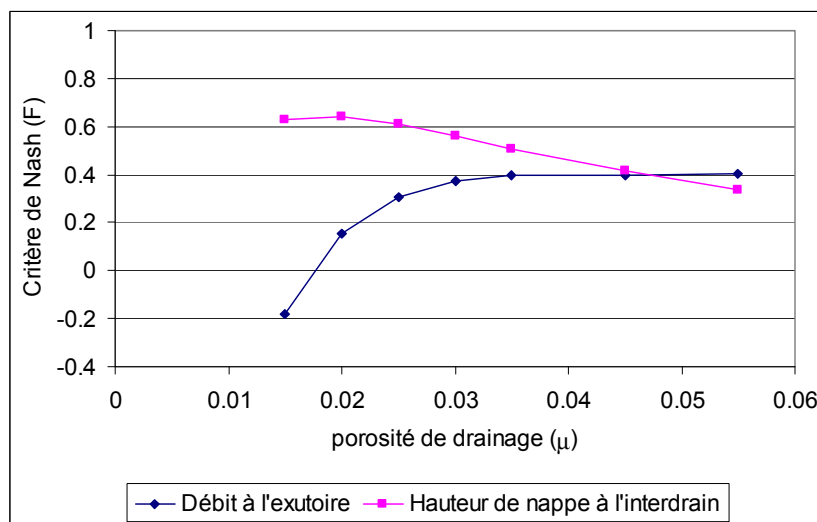


Figure IV.7 : Variation du critère de Nash pour $K = 2.6 \cdot 10^{-6}$ m/s en fonction de μ

On remarque que les variations du critère de Nash en fonction de la porosité de drainage μ pour les deux valeurs de la perméabilité présentent une même allure. Pour la hauteur de la nappe à l'interdrain, ces variations montrent un optimum entre 0.015 et 0.025 pour les deux cas d'application. En revanche, pour le débit à l'exutoire, elles montrent plutôt un palier à partir d'un seuil de $\mu = 0.03$. Les valeurs supérieures à ce seuil n'influencent quasiment plus la qualité des simulations du débit à l'exutoire. On note également que la hauteur de nappe est mieux calée que le débit à l'exutoire.

Nous retenons la valeur de la porosité de drainage de 0.025 pour tester la sensibilité du modèle à la perméabilité. Cette valeur n'est pas optimale vis-à-vis de la hauteur de la nappe mais elle permet d'améliorer la qualité des simulations vis-à-vis du débit tout en restant proche de l'optimum. Les résultats de ce test sont montrés sur la Figure IV.8.

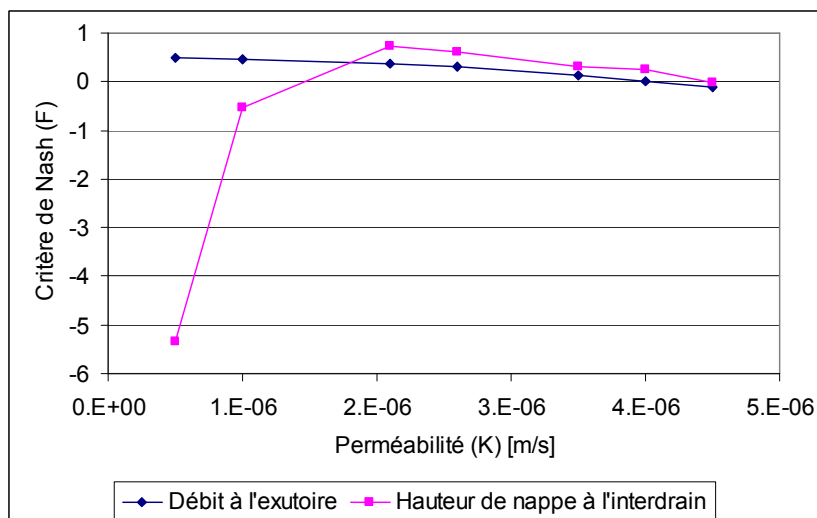


Figure IV.8 : Variation du critère de Nash pour $\mu = 0.025$ en fonction de K

On remarque que les variations du critère de Nash pour la hauteur de la nappe présentent un optimum de perméabilité entre $2.1 \cdot 10^{-6}$ m/s et $2.5 \cdot 10^{-6}$ m/s ; et pour le débit à l'exutoire une droite descendante qui ne présente aucune possibilité d'optimum dans l'intervalle des perméabilités choisi.

2.2.5 Résultats du calage

Au terme de cette phase de calage, nous pouvons constater que le modèle est sensible aux deux paramètres K et μ du module D2D. Il est, néanmoins, impossible de trouver des valeurs pour obtenir simultanément un optimum de débit et de hauteur de la nappe.

La suite de notre étude dans cette partie consiste à regarder de plus près l'impact de la mise en charge des drains sur le comportement du réseau à l'échelle de la parcelle, en se basant sur un cas test reproduisant au mieux le comportement de la parcelle expérimentale. Pour cela nous retiendrons une perméabilité de $2.1 \cdot 10^{-6}$ m/s et de une porosité de drainage de 0.025, qui nous semblent optimales pour le module de nappe. Quant au modèle de réseau, nous retiendrons la valeur du coefficient Manning-Strickler de $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ et la condition à la limite aval égale au niveau d'eau par rapport à la génératrice supérieure du collecteur mesuré, avec la prise en compte des valeurs extrapolées au delà de 0.9 m de niveau comme présentées sur la Figure IV.5. On compare sur la Figure IV.9 les variations du débit à l'exutoire entre simulations et observations, sur la Figure IV.10 les variations du niveau de la nappe à l'interdrain en bas (PZ8, profil B) et en haut (PZ5, profil H) de la parcelle, et enfin sur la Figure IV.11 les variations du niveau de la nappe à l'aplomb du drain en bas de la parcelle (PZ10, profil B, voir chapitre I figure I.11 pour la localisation des piézomètres dans la parcelle expérimentale).

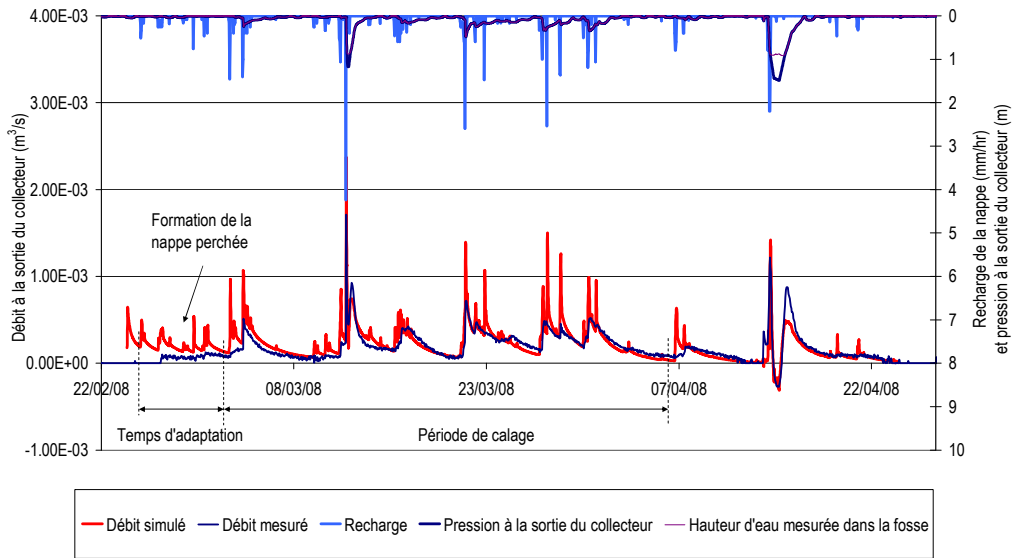


Figure IV.9 : Comparaison entre le débit mesuré et simulé à l'exutoire de la parcelle

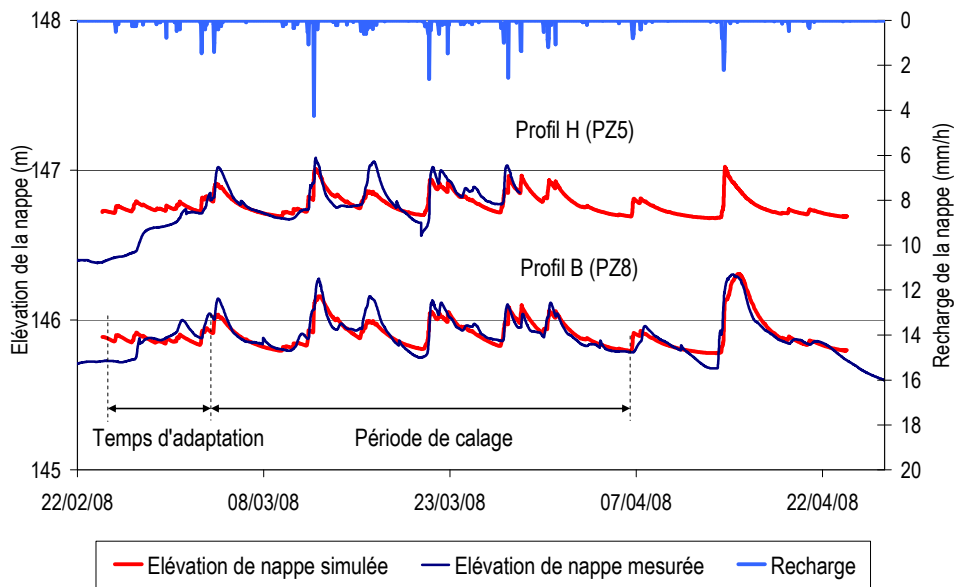


Figure IV.10 : Comparaison entre l'élévation de la nappe simulée et mesurée à l'interdrain pour les profils piézométriques H et B

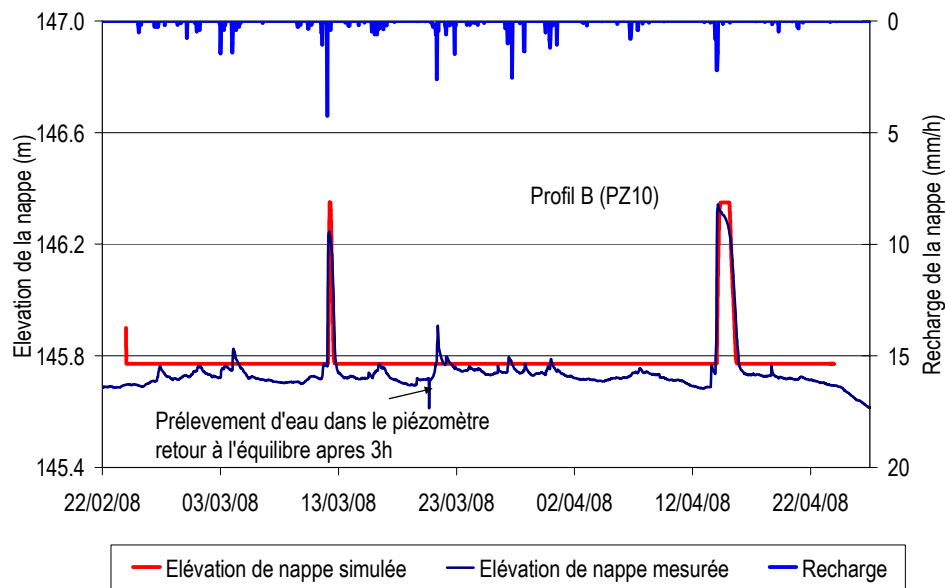


Figure IV.11 : Comparaison entre l'élévation de la nappe simulée et mesurée à l'aplomb du drain pour le profil piézométrique B

Au début de la simulation, correspondant à la période d'adaptation du modèle au comportement de la parcelle entre le 24 février et le 4 mars 2008, on remarque que le modèle réagit à chaque événement de pluie alors que les mesures montrent un débit à l'exutoire relativement constant et faible. Sur la figure IV.9 on remarque que le 4 et le 5 mars 2008 se produisent deux événements de pluie successifs, relativement de même intensité, où pour le premier le débit à l'exutoire augmente légèrement mais sans formation de pic, alors que pour le deuxième le débit augmente en formant un pic. Ce dernier indique le début de la formation de la nappe perchée au dessus des drains qui engendre un écoulement horizontal vers les drains, et qui donne un débit relativement important à la sortie du réseau de drainage.

Durant la période de calage, les pics du débit de drainage sont surestimés et le modèle réagit plus vite que le comportement réel de la parcelle. Ceci est une caractéristique des modèles de nappe ne prenant pas en compte le transfert dans la zone non saturée. En effet, cette dernière peut jouer le rôle de tampon entre la nappe et la surface du sol. Ce rôle tampon peut être pris en compte en introduisant dans l'algorithme de calcul de la recharge une fonction de stockage et de réservoir utile (RU) avec une loi de vidange bien adaptée, ce qui peut améliorer la qualité des simulations du module de nappe (voir l'algorithme du module SISWHOC dans ce chapitre, partie 2.1.4).

Le comportement de la nappe à l'interdrain, notamment les périodes de tarissement, est correctement simulé par le modèle, aussi bien au niveau du profil B qu'au profil H de la parcelle. En revanche, on constate que le modèle sous-estime l'élévation de la nappe pour certaines périodes de simulation, la

crue du 15 mars par exemple. L'origine de cette sous-estimation n'est pas connue, elle peut venir de la sous-estimation de la recharge à partir de la pluie par le module SISWHOC (figure IV.3) en cette période, ou du modèle de nappe lui-même. Dans le cas de défaut de simulation, l'utilisation d'une porosité de drainage variable en fonction des vitesses de fluctuation de la nappe (Kao, 2002), peut améliorer la qualité des simulations sur toute la période et aboutir à des hauteurs de nappe correctes. Ce cas ne sera pas traité dans le cadre de ce travail ; nous nous contenterons donc des valeurs obtenues avec la porosité de drainage constante.

Au niveau du profil B de nappe (en bas de la parcelle), les variations du niveau de la nappe calculées par le modèle à l'aplomb du drain (Figure IV.11) sont en très bonne correspondance avec celles mesurées dans le piézomètre supposé, par hypothèse, plus proche du drain. Dans la condition de charge imposée au niveau des drains dans le modèle D2D, les hauteurs de la nappe simulées à l'aplomb des drains correspondent aux pressions simulées par le modèle Elixir, et échangées au cours de la simulation. Ainsi, la bonne correspondance des hauteurs de nappe mesurées et simulées, conforte l'hypothèse (déjà évoquée au chapitre I, partie présentation des données piézométriques 3.2.2) que le piézomètre PZ10 est très proche du drain. Ces résultats confirment aussi qu'une condition aux limites internes du modèle D2D de type charge imposée permet de simuler correctement les hauteurs de nappe à l'aplomb du drain lors de la mise en charge du réseau, et de bien représenter l'interaction entre le réseau de drainage et une nappe drainée.

2.2.6 Episode de mise en charge à l'intérieur de la période de calage

Un épisode de mise en charge de faible influence (voir chapitre I) est simulé durant la période de calage. Sur le graphique de la figure IV.12 nous montrons les variations du débit simulé et mesuré, la recharge de la nappe et la pression à l'exutoire en fonction du temps. Nous montrons également le débit simulé sans forcer la mise en charge de la sortie du collecteur. La comparaison entre les deux débits (influencé et non-influencé) permet de voir exactement l'impact que peut avoir la mise en charge sur le changement de comportement de la parcelle.

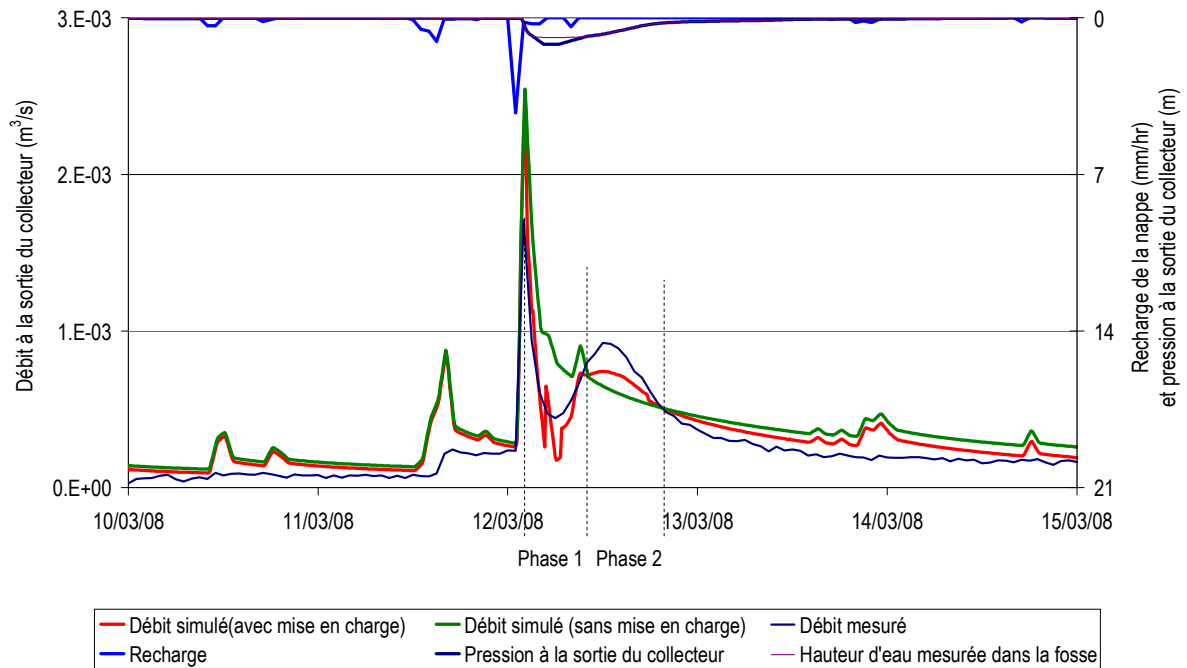


Figure IV.12 : Comparaison entre le débit mesuré et simulé à l'exutoire de la parcelle pour l'épisode de mise en charge du réseau, du 12 mars 2008. Phase 1 : stockage durant la période de mise en charge ; et phase 2 : restitution à la fin de la période de mise en charge.

Pour la même période, la Figure IV.13 montre la comparaison entre les déplacements du profil de nappe entre le drain et l'interdrain, entre simulé et mesuré en bas de la parcelle (profil piézométrique B). Au niveau du profil piézométrique H, le positionnement des enregistrements automatiques de pression ne permet pas cette comparaison.

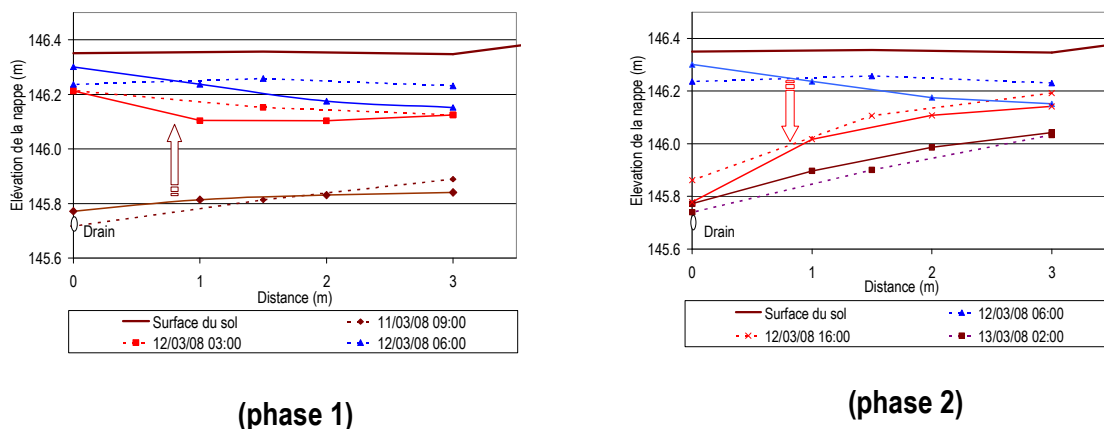


Figure IV.13 : Comparaison entre les profils de la nappe à l'interdrain simulés (____) et mesurés (----) pour l'épisode de mise en charge du réseau, du 12 mars 2008. Phase 1 : stockage durant la période de mise en charge ; et phase 2 : restitution à la fin de la période de mise en charge.

Nous constatons que le modèle couplé simule correctement le comportement du réseau de drainage en termes de forme de nappe et de débit à la sortie du collecteur de la parcelle.

Sur les figures IV.12 et IV.13, on distingue deux phases d'écoulement distinctes, la phase de stockage et la phase de restitution (voir partie 4.3 du chapitre I). Pour distinguer la limite entre ces deux phases, nous avons réalisé une simulation sans mise en charge de l'exutoire et représenté le débit simulé dans un même graphique que celui avec mise en charge de l'exutoire. Par hypothèse, on suppose que l'intersection entre les deux courbes représente la limite entre les deux phases. Durant chaque phase on remarque (Henine et Nédélec, 2009) :

Phase 1 (phase de stockage temporaire de l'eau infiltrée dans le profil de sol) : la mise en charge des drains conduit dans un premier temps à la surélévation de la nappe au dessus du drain, engendrant des gradients hydrauliques dans le sens drain-interdrain (voir la forme de la nappe du 12/03/08 06:00, figure IV.13, phase 1) et ainsi qu'à la diminution du débit à la sortie du collecteur de la parcelle (figure IV.13, phase 1). Cette surélévation de la nappe au drain favorise le stockage de l'eau dans la partie non saturée située entre le drain et l'interdrain. Ce comportement observé lors de l'expérimentation est correctement reproduit par le modèle. Evidemment, le stockage de l'eau dépendra de la durée de la première phase et du volume de stockage disponible. Lorsque la nappe affleure en surface du sol, le surplus de l'eau qui devrait être stocké est évacué par ruissellement de surface jusqu'à l'exutoire du bassin versant.

Phase 2 (phase de restitution de l'eau stockée) : la diminution graduelle de la pression dans les drains conduit à la formation d'un gradient hydraulique, cette fois-ci, dans le sens nappe-drain conduisant à des débits positifs qui augmentent avec la diminution de la pression. Le débit maximal est atteint lorsque la nappe retrouve sa forme usuelle et lorsque commence le tarissement à l'interdrain.

2.3 Validation du modèle durant un épisode de mise en charge du réseau

Nous allons étudier séparément (en dehors de la période de calage) la crue du 13 au 14 avril 2008, où un débit négatif (l'eau reflue vers la nappe à cause des pressions importantes dans les drains) est observé. Pour cela, nous allons d'abord comparer les valeurs simulées et avec celles mesurées, et ensuite illustrer plus en détails l'impact de la mise en charge du réseau sur l'ensemble de la parcelle. La figure IV.14 montre la comparaison entre le débit simulé et observé, et la comparaison entre la simulation de l'événement avec mise en charge et celle sans mise en charge de la sortie du collecteur de la parcelle.

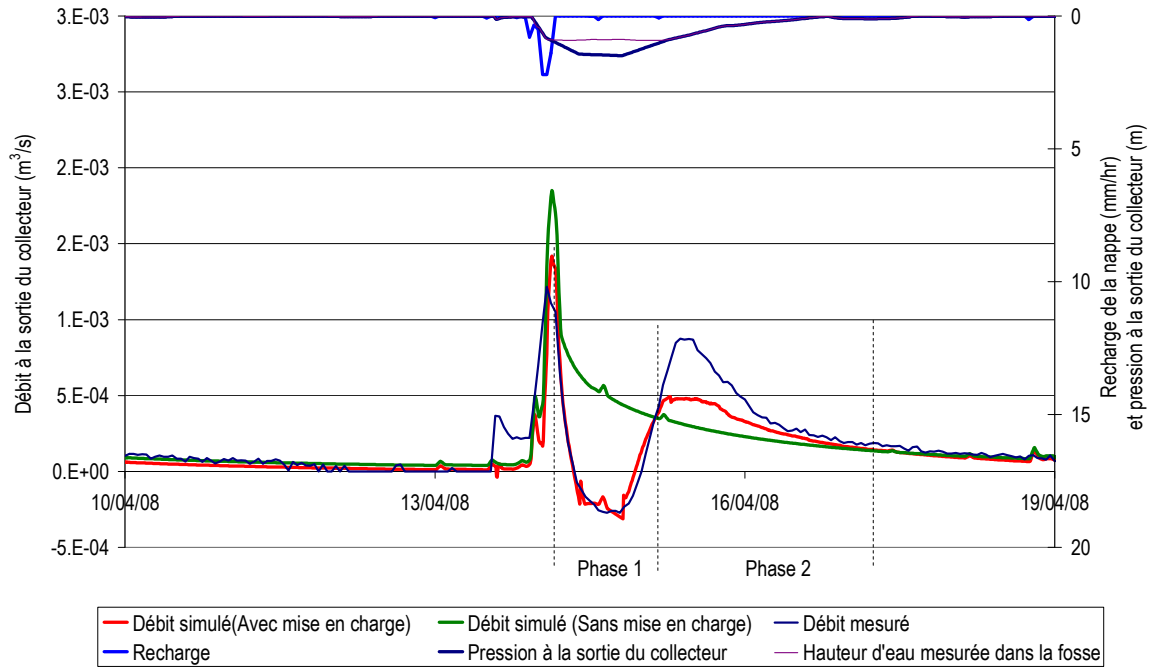


Figure IV.14 : Comparaison entre le débit mesuré et simulé à l'exutoire de la parcelle pour l'épisode de mise en charge du réseau, le 14 avril 2008. Phase 1 : stockage durant la période de mise en charge ; et phase 2 : restitution à la fin de la période de mise en charge.

Pour la même période, nous représentons les variations du profil de nappe entre le drain et l'interdrain en bas de la parcelle sur la Figure IV.15.

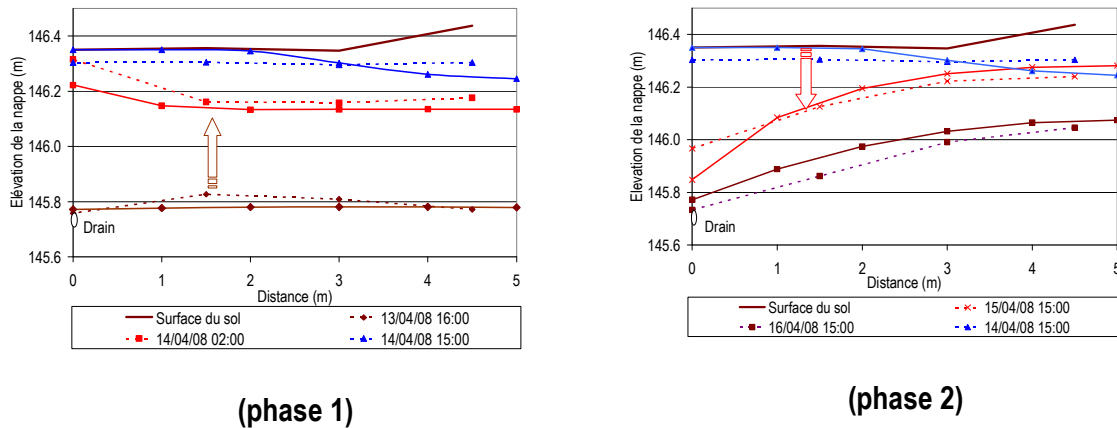


Figure IV.15 : Comparaison entre les profils de la nappe à l'interdrain simulés (—) et mesurés (----) pour l'épisode de mise en charge du réseau du 13 et 14 avril 2008. Phase 1 : stockage durant la période de mise en charge ; et phase 2 : restitution à la fin de la période de mise en charge.

Sur les figures (IV.14 et IV.15) nous remarquons que le modèle couplé simule correctement le comportement du réseau de drainage en termes de hauteur de nappe et de débit à la sortie du collecteur de la parcelle de la même manière que la période de calage. Nous distinguons à nouveau les deux phases d'écoulement dans le réseau (phase de stockage et phase de restitution).

Lors de l'expérimentation, le comportement de nappe décrit par les deux phases distinctes est observé uniquement à l'échelle d'un profil drain-interdrain situé en bas de la parcelle. Mais ce comportement est hétérogène à l'échelle de la parcelle et du temps. Pour comprendre l'impact que peut avoir la mise en charge des drains en fonction de leur localisation dans la parcelle, nous avons analysé les valeurs du débit de drainage calculées dans chaque drain. La Figure IV.16 montre le débit spécifique (débit par unité de longueur) pour trois drains situés en bas, en haut et au milieu de la parcelle.

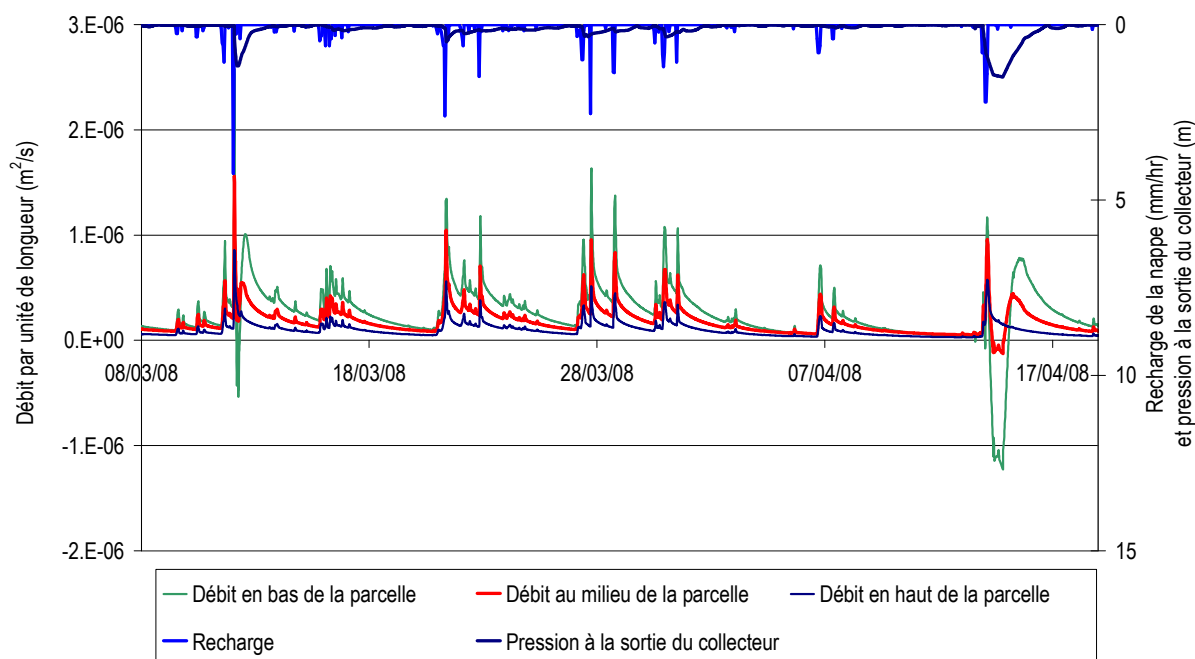


Figure IV.16 : comportement des drains lors de la mise en charge des drains en fonction de leur localisation dans la parcelle.

Nous remarquons que le comportement de chaque drain dépend de sa localisation par rapport à l'exutoire. Le drain situé en bas de la parcelle est le plus influencé par la mise en charge, tandis que le drain situé en haut de la parcelle ne montre aucune particularité. Ainsi, il apparait clairement que l'impact de la mise en charge de l'exutoire diminue de l'aval vers l'amont de la parcelle. On note aussi que le débit spécifique, en dehors des périodes de mise en charge, est plus important en bas qu'en haut de la parcelle. Ceci est dû à l'effet de la pente qui provoque un écoulement secondaire vers le bas de la parcelle, en plus de l'écoulement vers les drains.

Les résultats numériques obtenus avec ce modèle nous permettent également de visualiser la forme de la nappe dans l'espace, en 3 dimensions. Sur la Figure IV.17 on montre la profondeur de la nappe par rapport à la surface du sol avant l'événement de pluie de 14 mars 2008, et sur la Figure IV.18 on montre la profondeur de la nappe durant la période de mise en charge (14 mars 2008). La partie où la nappe est proche de la surface du sol est indiquée par les couleurs rouge et bleue. Cela indique essentiellement le voisinage de l'interdrain. Les lieux où elle est plus profonde correspondent aux couleurs verte et marron. Cela indique essentiellement la proximité d'un drain pour des valeurs entre 0.6 m et 0.8 m. La partie de la nappe influencée par la mise en charge du réseau peut être repérée par la couleur rouge d'une nappe peu profonde, et ce même au niveau des drains (Figure IV.18).

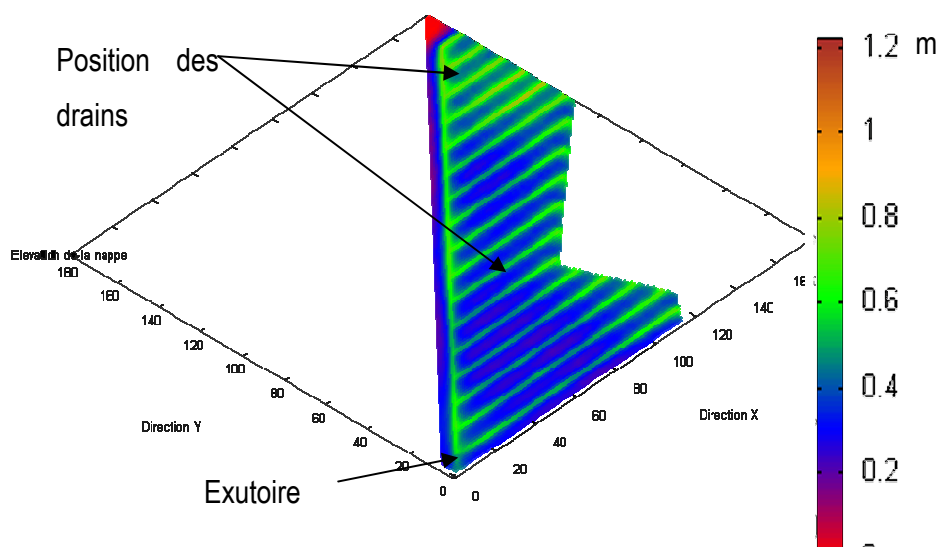


Figure IV.17 : Profondeur de la nappe : Visualisation de la forme de la nappe en 3D avant la mise en charge de la nappe, le 12 mars 2008.

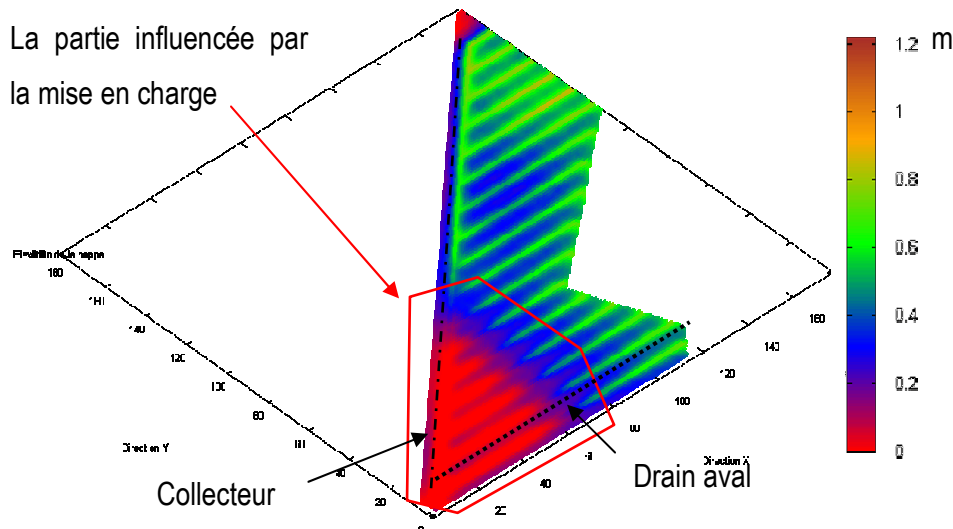


Figure IV.18 : Profondeur de la nappe : Visualisation de la forme de la nappe en 3D pendant la mise en charge de la nappe, le 14 avril 2008.

Sur la Figure IV.17, où la nappe n'est pas influencée par la mise en charge des drains, on remarque que celle-ci présente une forme usuelle : profonde au niveau des drains (couleur verte) et moins profonde à l'interdrain (couleur bleue). Sur la Figure IV.18, où la nappe est influencée par la mise en charge des drains, on remarque que la partie inférieure de la nappe est la plus influencée par cette mise en charge. Dans cette partie la profondeur de la nappe varie entre 0 et 0.2 m. On remarque aussi que la partie supérieure de la nappe est plus profonde que la partie inférieure (haut de la parcelle). Cela est dû à l'influence de la pente qui favorise l'écoulement de haut vers le bas de la nappe.

2.4 Conclusion sur la partie application à l'échelle de la parcelle

Dans cette partie, nous avons réalisé l'application du modèle couplé, entre l'écoulement de la nappe et l'écoulement dans le réseau de drainage, dans le but d'étudier l'impact de la mise en charge sur le comportement du réseau de drainage de la parcelle expérimentale de Goins. Nous avons, ensuite, appliqué le modèle à deux épisodes de mise en charge afin de comprendre davantage le comportement du réseau de drainage au niveau de la parcelle pendant ces périodes. Nous pouvons donc tirer les conclusions suivantes :

- La réaction du modèle à la mise en charge de la sortie de la parcelle est proche de celle observée lors de l'expérimentation. En effet, les débits observés à l'exutoire et les variations du

Chapitre IV

niveau de la nappe en période de fortes précipitations sont correctement reproduits. De même pour les variations du niveau de la nappe entre le drain et l'interdrain ;

- L'application du modèle couplé sur la parcelle du bassin versant de Goins nous permet de mieux comprendre les mécanismes de stockage temporaire de l'eau de pluie dans le sol pendant la mise en charge du réseau, et sa restitution à la fin de la mise en charge. La combinaison de ces deux mécanismes permet de réduire le pic de crue à l'exutoire du réseau et d'augmenter la durée de la crue ;
- Au niveau de la parcelle, le débit négatif caractérisant une remontée de l'eau vers la nappe dépend essentiellement de la condition de pression à la sortie du collecteur de la parcelle. Cette pression est provoquée par la mise en charge du réseau secondaire de collecteurs extérieur à la parcelle.

A partir de ces conclusions, il en ressort naturellement l'intérêt d'une analyse à l'échelle d'un réseau de drainage complet associant plusieurs parcelles drainées, pour prendre en compte l'impact du réseau principal sur le comportement des parcelles drainées, ainsi que ces conséquences sur le débit à son exutoire.

3. Applications à l'étude de scénarios à l'échelle d'un groupe de parcelle formant un petit bassin versant théorique

Nous nous intéressons maintenant à l'échelle d'un groupe de parcelles, autour desquelles s'organisent le réseau de collecteurs enterrés secondaires et le réseau de fossés à ciel ouvert (collecteurs primaires). Dans ces fossés débouchent les collecteurs enterrés. Le fonctionnement (les performances et les impacts) du réseau de drainage enterré à l'échelle de la parcelle devient dépendant des conditions de fonctionnement hydraulique des fossés. En effet, le niveau d'eau libre peut y influencer la fonction d'évacuation de certains collecteurs enterrés, en provoquant la mise en charge des conduites du réseau secondaire, et par conséquent modifier la fonction de collecte au niveau des parcelles (voir dans ce chapitre IV, la deuxième partie). Inversement, les variations dans la fonction de collecte des parcelles drainées en fonction des critères de dimensionnement influencent fortement le débit arrivant au réseau de collecteurs enterrés.

Dans la littérature, l'étude de l'impact du réseau de drainage sur le débit à l'exutoire d'un bassin versant repose soit sur les critères de dimensionnement du réseau de collecte (e.g. Skaggs, 2007a; Skaggs, 2007b; Wesseling, 1964), soit sur les critères de dimensionnement du réseau d'évacuation (e.g. Broadhead et Skaggs, 1982; Konyha et Skaggs, 1992; Oberlin, 1981; Vernet, 1999). A notre connaissance aucune étude de ce type n'a pris en compte l'effet combiné des critères de dimensionnement des ouvrages de collecte et d'évacuation.

Cette partie de notre étude s'inscrit dans ce contexte, avec pour objectif l'analyse de l'impact des interactions entre écoulements à différentes échelles (parcelles drainées et groupe de parcelles) et entre différents milieux (sol, conduites perforées et fossés à ciel ouvert) sur le comportement du réseau. Cette analyse est rendue possible grâce au couplage entre les modèles d'écoulement dans le réseau de tuyaux et de fossés d'une part, et dans la nappe d'autre part, en tenant compte de manière suffisamment complète des interactions entre les deux milieux. Dans l'analyse des interactions à l'échelle d'un groupe de parcelles, nous nous sommes intéressés à l'impact de deux critères de dimensionnement d'un réseau de drainage : (1) le diamètre des collecteurs secondaires enterrés du réseau d'évacuation, et (2) l'écartement entre les drains du réseau de collecte.

Avant d'entamer l'analyse, nous décrivons en premier lieu le bassin versant théorique d'application ainsi que le modèle couplé utilisé.

3.1 Le bassin versant théorique

Le groupe de parcelles à modéliser, présentant une organisation relativement simple, est composé de cinq parcelles drainées (P1 à P5) connectées au réseau de collecteurs secondaires, portant la superficie totale à 11.59 ha. Pour créer des conditions de mise en charge de la sortie du réseau, le collecteur principal est relié à un fossé rectangulaire à ciel ouvert, lui-même alimenté à l'amont par un périmètre drainé considéré comme d'un seul réseau nommé P6. Il dessert une superficie totale de 103 ha (Figure IV.19). Le débit parcourant le fossé en provenance du périmètre P6 y élève le niveau d'eau et est susceptible de mettre en charge la sortie du réseau de collecteurs enterrés secondaires. Des pentes de 1% et 0.5% sont choisies pour les différentes branches du collecteur secondaire principal (voir Tableau IV.1), de 0.5 % pour les substratums des parcelles P1, P2 et P3, et de 0 % pour les substratums des parcelles P4, P5 et P6.

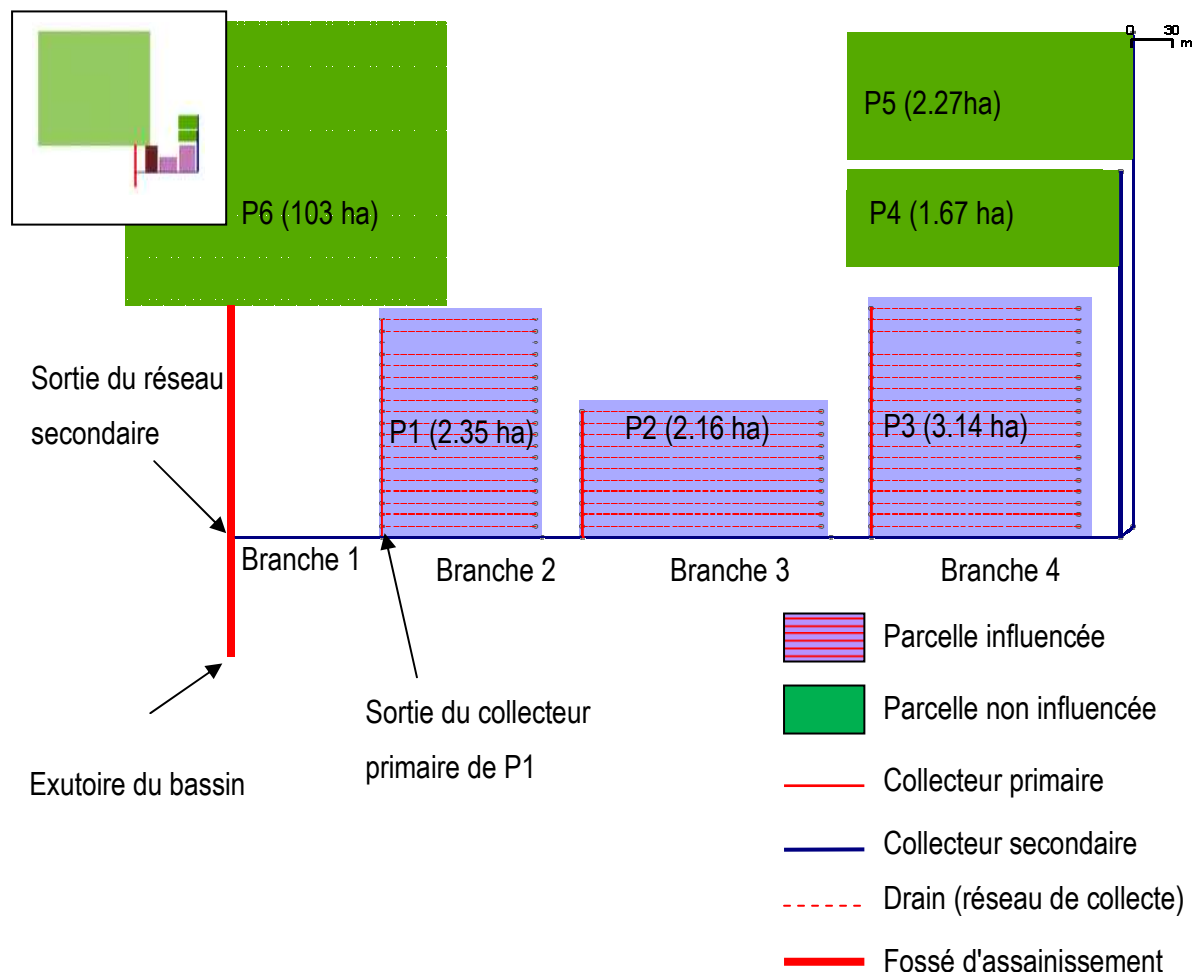


Figure IV.19 : Bassin versant théorique formé d'un réseau de drainage composé de 5 parcelles drainées, connectées à un réseau de collecteurs enterrés secondaires, un périmètre de plus grande superficie et un fossé servant d'émissaire à l'ensemble.

Les parcelles susceptibles d'être influencées par la mise en charge du réseau de collecteurs secondaires sont celles situées à l'aval du réseau (P1, P2 et P3). Le drainage dans ces parcelles a été modélisé avec le module D2D. Le drainage des parcelles situées en amont (P4 et P5), ainsi que celui de P6, ont été modélisés avec le module SIDRA (présenté dans le chapitre III, dans la partie 3.3.3.j). Ce dernier permet de simuler le drainage par tuyaux enterrés en supposant un comportement homogène du réseau drainage dans la parcelle, mais ne permet pas de prendre en compte l'influence du réseau de drainage sur l'écoulement dans la nappe.

En considérant ce bassin versant théorique, nous avons réalisé une série de tests en utilisant différents critères de dimensionnement du réseau de drainage. Nous présentons en premier lieu le modèle couplé utilisé pour les simulations.

3.2 Modèle intégrant les parcelles influencées et non influencées

La modélisation du drainage sur le bassin versant théorique a été réalisée avec un modèle couplé composé des trois modules suivants :

- Module SIDRA : Ce module est utilisé pour les parcelles où les drains ne sont pas susceptibles d'être mis en charge. Son application suppose que les paramètres du réseau de drainage (la profondeur et l'écartement entre les drains, la profondeur du substratum), ceux du sol (la perméabilité à saturation et la porosité de drainage), et la recharge de la nappe sont homogènes sur ces parcelles. L'avantage que présente ce modèle, en plus de sa simplicité de mise en œuvre, est qu'il permet de gagner en temps de calcul, car il est basé sur la résolution d'une unique formule analytique (voir la description du modèle dans le chapitre II, paragraphe 3.3.3.j), contrairement au modèle D2D basé sur la résolution numérique du modèle de Boussinesq dans un maillage à deux dimensions (voir chapitre II, partie 3).
- Module D2D : Ce module est utilisé pour les parcelles où les drains sont susceptibles d'être mis en charge. Il permet de simuler le débit de drainage en fonction de paramètres hétérogènes du réseau de drainage et d'une chronique de recharge de la nappe. Il permet aussi de recevoir les eaux du réseau de drainage dans le cas de la mise en charge des drains.
- Module Elixir : Ce module simule l'écoulement (le débit et la pression ou la hauteur d'eau) dans le réseau de drainage complet, comprenant les drains et les collecteurs primaires enterrés du réseau de collecte des parcelles P1, P2 et P3. Elixir simule aussi l'écoulement dans le réseau de collecteurs secondaire enterré et le fossé à ciel ouvert.

Le modèle couplé est réalisé avec la plate-forme LIQUID® (Chapitre III, dans la partie 3.3) en ajoutant le modèle SIDRA au modèle couplé D2D/Elixir utilisé précédemment (voir ce chapitre, dans la

deuxième partie). L'algorithme du modèle couplé D2D/SIDRA/Elixir, appliqué au bassin versant théorique (figure IV.19), est présenté sur la figure IV.20. Le débit calculé par SIDRA est affecté à un nœud du réseau de drainage situé à la sortie de la parcelle concernée (Connexion Δq_{Noeud}).

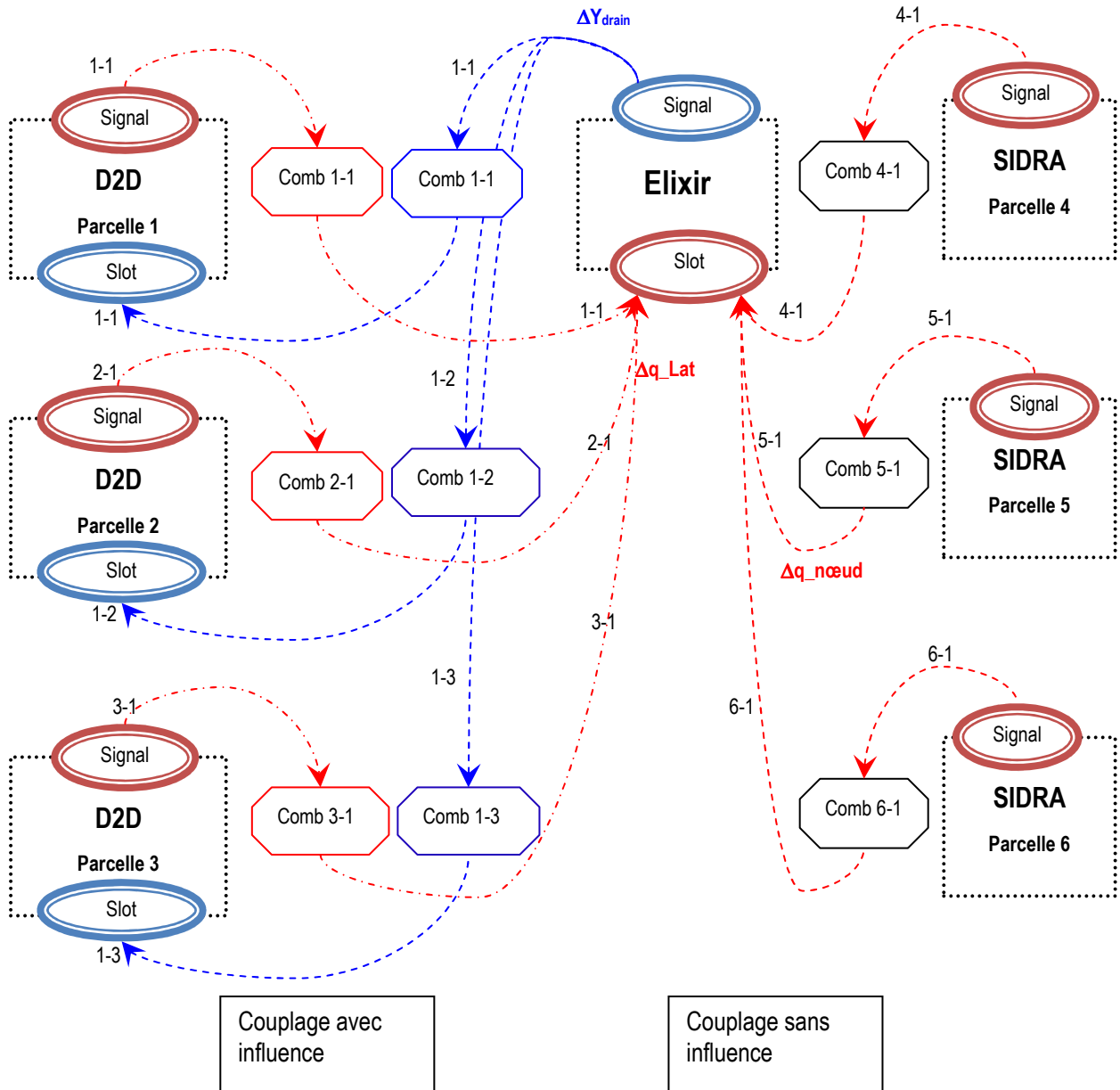


Figure IV.20 : Algorithme de couplage D2D/SIDRA/Elixir, du modèle appliqué au bassin versant théorique. Connexion de trois instances du module D2D et trois instances du module SIDRA avec une instance du module Elixir, via plusieurs instances du module Comb.

3.3 Influence du diamètre des collecteurs du réseau secondaire sur le fonctionnement du drainage

Le test de sensibilité du modèle au dimensionnement du réseau de collecteurs a été réalisé en faisant varier le diamètre du collecteur secondaire autour de sa valeur établie à partir des critères usuels de dimensionnement.

Lors des tests de dimensionnement du réseau d'évacuation, le dimensionnement du réseau de collecte (drains) n'est pas considéré. En reprenant les caractéristiques utilisées dans le périmètre de Goins, l'écartement entre les drains est de 10m, leur profondeur moyenne est de 0.8 m et leur diamètre de 0.05 m. Le diamètre des collecteurs primaires des parcelles P1, P2 et P3 est de 0.091 m (voir chapitre I, partie sur le réseau de drainage de Goins 2.4). Les diamètres du collecteur sont les seuls paramètres à faire varier au voisinage du résultats d'un dimensionnement basé sur la formule de Manning-Strickler (C.C.T.G., 1993).

3.3.1 Calcul du diamètre du collecteur secondaire en utilisant la formule de Manning-Strickler

Le collecteur enterré secondaire est dimensionné de sorte à évacuer le débit de projet sans mise en charge. Pour cela un diamètre supérieur au diamètre calculé est utilisé (Cavelaars et al., 1994). Généralement, la formule de Manning-Strickler (C.C.T.G., 1993) est utilisée pour calculer le diamètre correspondant à chaque branche. Dans cette étude, un débit de projet de 1.2 L/s/ha est utilisé pour calculer le débit à pleine section :

$$Q = 0.0269 \cdot 10^{-4} K_{MS} d^{8/3} I^{1/2} \quad (IV.2)$$

- avec
- Q : débit transitant par le collecteur (ou débit pleine section; L/s) ;
 - K_{MS} : le coefficient de Manning-Strickler ($m^{1/3}/s$) ;
 - d : le diamètre intérieur du collecteur (mm) ;
 - I : la pente du collecteur (m/m).

Le diamètre calculé pour chaque branche du collecteur est présenté dans le tableau IV.1. Les valeurs du coefficient de Manning-Strickler utilisées sont de 70 $m^{1/3}/s$ (C.C.T.G., 1993), différentes de celles utilisées sur le réseau de drainage de la parcelle expérimentale (40 $m^{1/3}/s$), car ici, nous n'avons pas rencontré les mêmes problèmes de convergence du modèle couplé que dans l'application aux données expérimentales (voir dans ce chapitre, partie 2.2.3).

Tableau IV.1 : Données de dimensionnement du collecteur enterré secondaire du bassin versant théorique et diamètre calculés des branches du collecteur secondaire.

Branches	Pente	Coef. de Manning-Strickler	Surf. cumulée (ha)	Débit cumulé (l/s)	Diamètre (mm)
Branche 1	0.010	70	11.59	13.91	163
Branche 2	0.005	70	9.24	11.09	171
Branche 3	0.005	70	7.08	8.50	155
Branche 4	0.005	70	3.94	5.11	124

Les diamètres calculés à partir de la formule de Manning-Strickler (Tableau IV.1) permettent donc d'évacuer la crue de projet sans mise en charge du collecteur secondaire, en supposant que la sortie du réseau n'est pas influencée. A partir de ces valeurs, nous avons choisi de réaliser une série de quatre simulations, l'une correspondant à un collecteur normalement dimensionné (diamètres standards le plus proche au dessus de la valeur calculée), deux autres correspondant à un collecteur sous-dimensionné (diamètres inférieurs aux valeurs calculées) et une correspondant à un collecteur surdimensionné (diamètres plus légèrement supérieurs aux valeurs calculées). Les données sont portées sur le Tableau IV.2 ci-dessous. Les diamètres choisis sont conformes à la norme NF U 51-101 de juillet 1987 pour le drainage agricole par des tubes en PVC. Les diamètres du collecteur, choisis pour le test 3, sont plus proches de ceux calculés suivant les règles de dimensionnement.

Tableau IV.2 : Critère de dimensionnement du collecteur enterré secondaire du bassin versant théorique : test 1 et test 2 pour un réseau sous-dimensionné, test 3 pour un réseau normalement dimensionné et test 4 pour un réseau surdimensionné.

	Diamètre calculé (mm)	Diamètre intérieur			
		Test 1	Test 2	Test 3	Test 4
Branche 1	163	91	148	182	242
Branche 2	171	91	148	182	242
Branche 3	155	91	148	182	242
Branche 4	124	91	91	148	242

3.3.2 Résultats des simulations

La recharge de la nappe (prise en compte par le module D2D) est calculée avec le module SISWHOC (figure IV.3) à partir des données de pluie du bassin versant de Goins (voir figure I.16, chapitre I). Les simulations sont effectuées sur la période comprise entre 28/01/2008 et 13/02/2008, soit 15 jours. Cette

période correspond aux événements 7 et 8 de mise en charge du réseau de drainage de Goins (figure I.16) avec, respectivement, des pluies de périodes de retour de 5 ans et 0.13 an, et des intensités moyennes journalières de 28 (mm/j) et 8.8 (mm/j) (Henine et al. 2010). On note que l'intensité de la pluie du premier événement (8) est supérieure à celle pour laquelle le réseau est dimensionné.

Le résultat des simulations est présenté sur les Figures IV.22 et IV.23 sous la forme de graphiques montrant les variations du débit spécifique (en $m^3/s/ha$), de pression (en m) dans le collecteur et de hauteur nappe à l'interdrain (en m). Pour montrer l'impact de la mise en charge de la sortie du réseau de collecteurs secondaires sur le comportement du réseau en fonction du paramètre de dimensionnement testé, nous avons choisi de représenter, sur des graphiques différents et pour les différentes valeurs du diamètre du collecteur, les variations de grandeurs du débit et de la pression : (1) à la sortie du réseau de collecteurs secondaire et (2) à la sortie de la parcelle 1 et (3) les hauteur de nappe à l'interdrain en trois points de la parcelle 1. Les différents points suivis sont montrés sur la figure IV.21. Les débits des parcelles 4 et 5, qui se trouvent à l'amont du réseau, ne sont pas influencés par la mise en charge du réseau de collecteurs. Le débit de drainage simulé par le modèle SIDRA (Lesaffre, 1988) ne varie pas en fonction du diamètre du collecteur enterré secondaire.

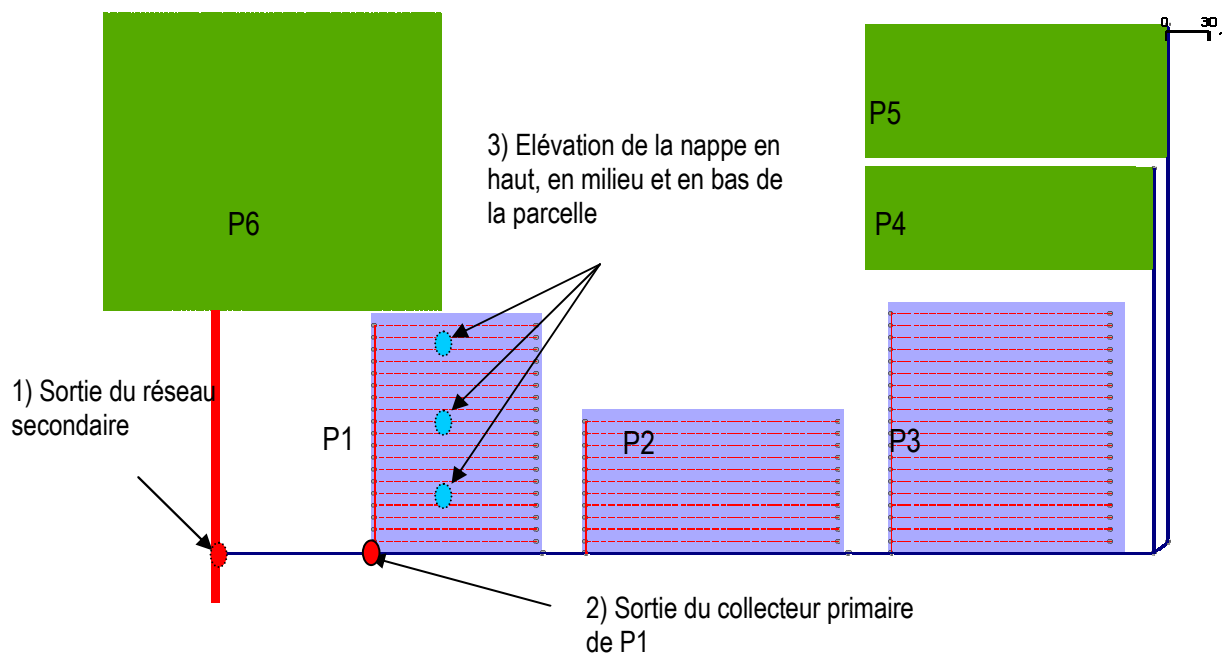


Figure IV.21 : Les points d'observation du comportement du bassin versant théorique : 1) à la sortie du réseau secondaire ; 2) à la sortie du collecteur primaire de la parcelle 1 ; 3) et en trois points de la parcelle 1.

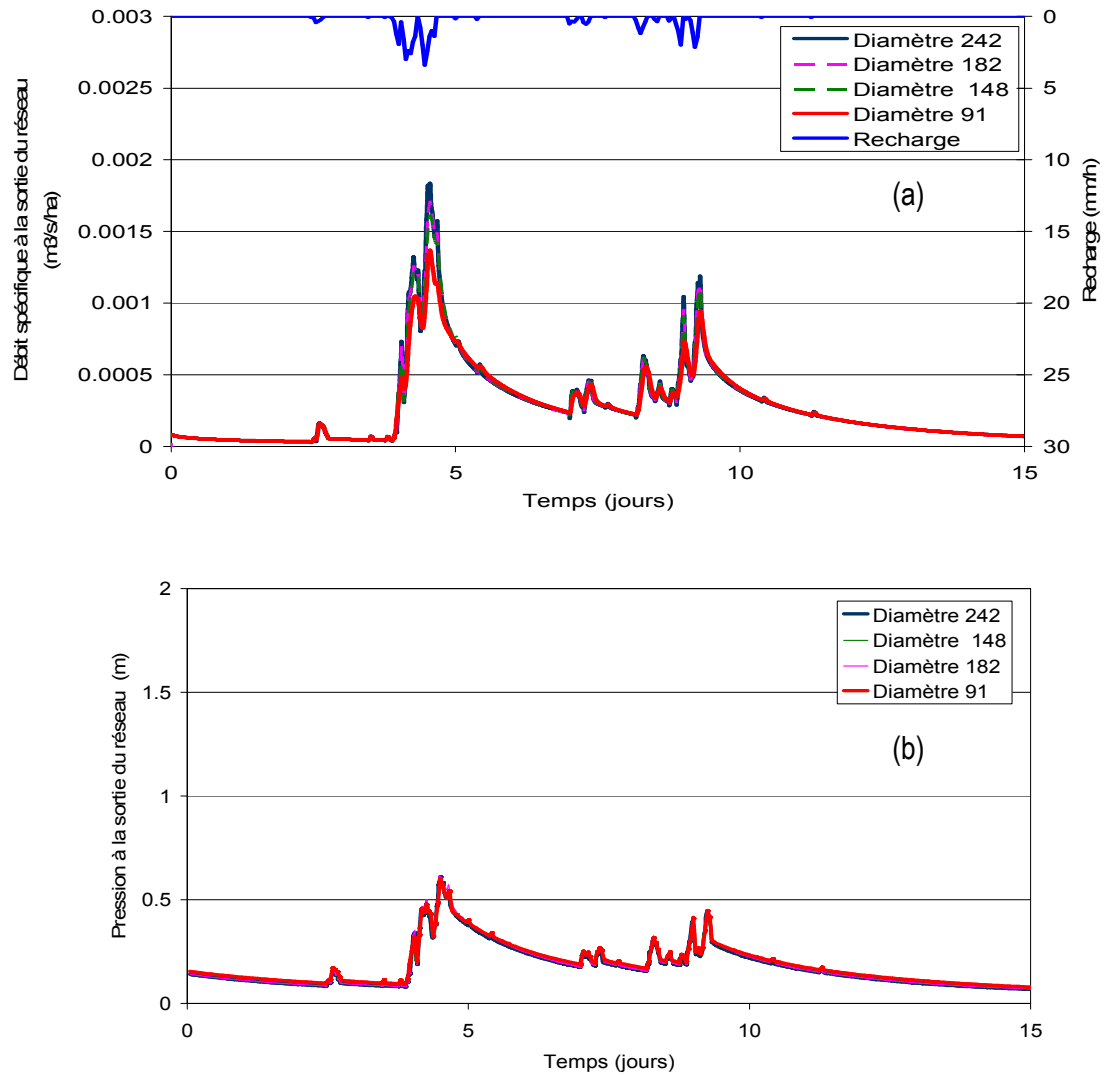


Figure IV.22 : Variations temporelles du débit et de la pression à la sortie du réseau secondaire, du bassin versant théorique pour les différents diamètres du collecteur secondaire

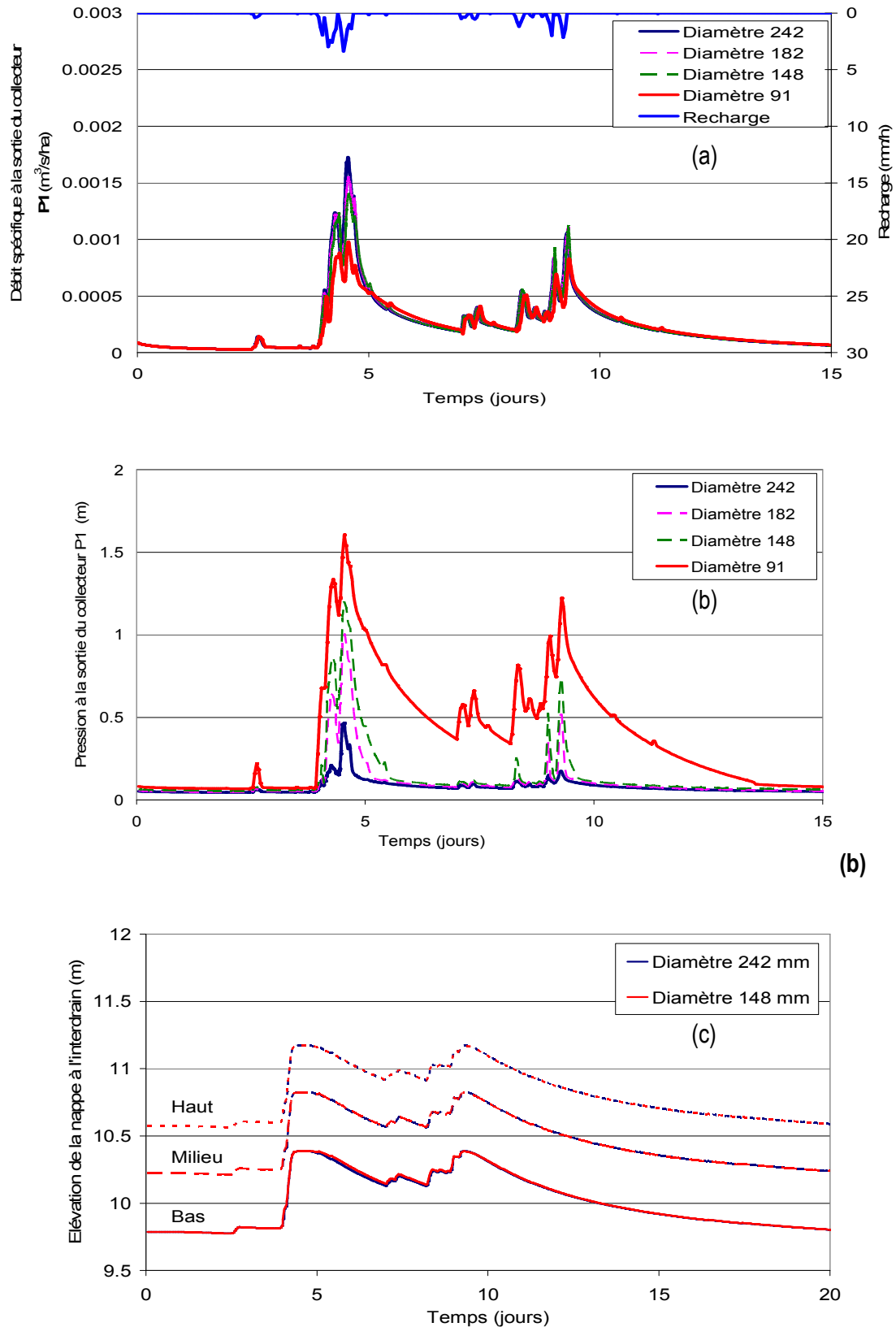


Figure IV.23 : Variations temporelles (a) du débit et (b) de la pression à sortie de la parcelle 1, et (c) de l'élévation de la nappe à l'interdrain au niveau de trois points de la parcelle 1, pour les différents diamètres du collecteur secondaire.

Chapitre IV

On remarque que plus le diamètre est grand plus le débit de pointe est important à la sortie du réseau secondaire et de la parcelle P1. On note aussi que l'influence du diamètre est plus importante au niveau de la parcelle qu'à la sortie du réseau secondaire. En effet, sur la figure IV.23.a, le débit de pointe est réduit de 0.0018 à 0.0014 m³/s/ha (soit de 22 %) à l'exutoire du réseau et de 0.0017 à 0.0010 m³/s/ha (soit de 41%) à la parcelle. Cette différence s'explique par le fait que la parcelle 1 se situe à l'aval du réseau ; elle est fortement influencée par la mise en charge de ce dernier. Cette influence est moins sensible à la sortie du réseau secondaire une fois que le rejet des parcelles influencées est ajouté aux autres apports (figure IV.22.a). En revanche, l'impact du diamètre du collecteur secondaire n'est pas important sur le comportement de la nappe au niveau de la parcelle P1 (figure IV.23.c). On remarque seulement une légère influence sur le niveau de la nappe en bas de la parcelle P1 que l'on peut considérer comme négligeable.

A la sortie du réseau secondaire, on remarque que la pression ne varie pas beaucoup en fonction du diamètre. Cela est dû au fait que le débit provenant de la parcelle P6 simulé par le module SIDRA impose les conditions d'écoulement à la sortie du réseau sans dépendre des conditions d'écoulement dans le fossé. Cela peut expliquer que la condition aval du réseau de drainage enterré dépend uniquement des conditions d'écoulement dans le fossé et non des conditions d'écoulement dans le réseau. En revanche, à la sortie de la parcelle 1 la pression varie sensiblement en fonction du diamètre. Elle est comprise entre 0.45 m, pour le diamètre de 242 mm, et 1.55 m, pour le diamètre de 91mm.

Oberlin (1981), dans une étude de résultats expérimentaux relatifs à l'impact du drainage agricole sur le débit à l'exutoire, estime qu'un réseau de drainage surdimensionné augmente les pics de crues à l'exutoire par rapport à un réseau normalement dimensionné. Cette hypothèse est confirmée par les tests réalisés dans cette section. En revanche, il estime qu'un réseau surdimensionné augmente le temps d'arrivée de la crue à l'exutoire du réseau, ce qui ne peut être confirmé par les simulations réalisées par le modèle couplé. En effet, le temps d'arrivée du pic de crue est le même pour les différents diamètres utilisés pour le collecteur enterré secondaire.

A partir de ces tests nous pouvons d'ores et déjà conclure que le diamètre du collecteur enterré secondaire est un paramètre qui peut influencer sensiblement le comportement du réseau de drainage en certaines parcelles, et peut être une clé pour contrôler le débit de drainage à la sortie du réseau lors des plus fortes crues.

Outre l'impact que peut avoir le réseau d'évacuation sur le pic de crue, le dimensionnement du réseau de collecte peut aussi jouer un rôle important. Nous allons tester dans la partie suivante l'impact de

l'écartement entre les drains sur le fonctionnement du réseau à l'échelle de la parcelle et à celle du groupe de parcelles.

3.4 Influence de l'écartement entre les drains sur le fonctionnement du drainage

Dans la littérature, l'objectif des études de réseaux de drainage agricole consiste à joindre le rendement des cultures aux paramètres de dimensionnement optimum du réseau de collecte. Par exemple le calcul de l'écartement et de la profondeur des drains a pour objectif un rabattement optimal de la nappe pour une pluie de projet donnée. Les calculs sont basés sur des formules mathématiques en régime transitoire ou en régime permanent (Mishra et Singh, 2007; Van Der Ploeg et al., 1999; Wiskow et Van Der Ploeg, 2003; Youngs, 1999).

D'un point de vue agricole, pour supprimer les excès de l'eau le plus vite possible de la zone racinaire des cultures, il est nécessaire d'utiliser un écartement entre les drains le plus petit possible. De même, pour évacuer cet excès d'eau collecté par les parcelles jusqu'au réseau de fossés le plus rapidement possible, et sans contrainte, il est nécessaire d'utiliser un réseau de collecteurs de dimensions supérieures à leur limite basse. En revanche, d'un point de vue hydrologique, une rétention maximale de l'eau de pluie au sol en période de fortes précipitations a une utilité majeure. Wiskow et Van Der Ploeg (2003), Skaggs (2007b), ont montré que le choix de l'écartement et de la profondeur des drains est variable selon la région pour optimiser le rendement des cultures et réduire le débit de drainage. Leur étude est toutefois basée sur des panneaux de drains uniformes à l'échelle du réseau de collecte (écartement et profondeur des drains constants).

Dans cette partie, nous allons analyser les effets combinés du dimensionnement du réseau de collecte et de celui du réseau d'évacuation sur le comportement du réseau de drainage. Pour un collecteur sous-dimensionné dans un cas et surdimensionné dans l'autre (voir dans ce chapitre, partie 3.3.2), nous avons réalisé un complément de trois simulations avec des valeurs différents pour l'écartement entre les drains. Les trois valeurs d'écartement testées sont de 7 m, 10 m et 20 m. En pratique, l'écartement est dépendant de la profondeur des drains. Celle-ci ne sera pas prise en compte dans cette opération et est supposée constante pour toutes les parcelles modélisées, et égale à 0.8 m. On suppose également que les drains reposent sur le substratum imperméable. Cela permet de négliger les erreurs de calcul dues à l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer (annexes II et III).

La première comparaison est réalisée avec un modèle classique de drainage agricole, utilisé sur l'ensemble du bassin ne prenant pas en compte les interactions entre la nappe et le réseau de drainage. Le transfert de l'eau de drainage des parcelles drainées à l'exutoire du réseau n'est pas non

plus pris en compte. Les variations du débit et de la hauteur de la nappe en fonction des trois valeurs de l'écartement entre les drains, simulées avec le modèle SIDRA (Lesaffre, 1988), sont portées sur les graphiques de la figure IV.24.

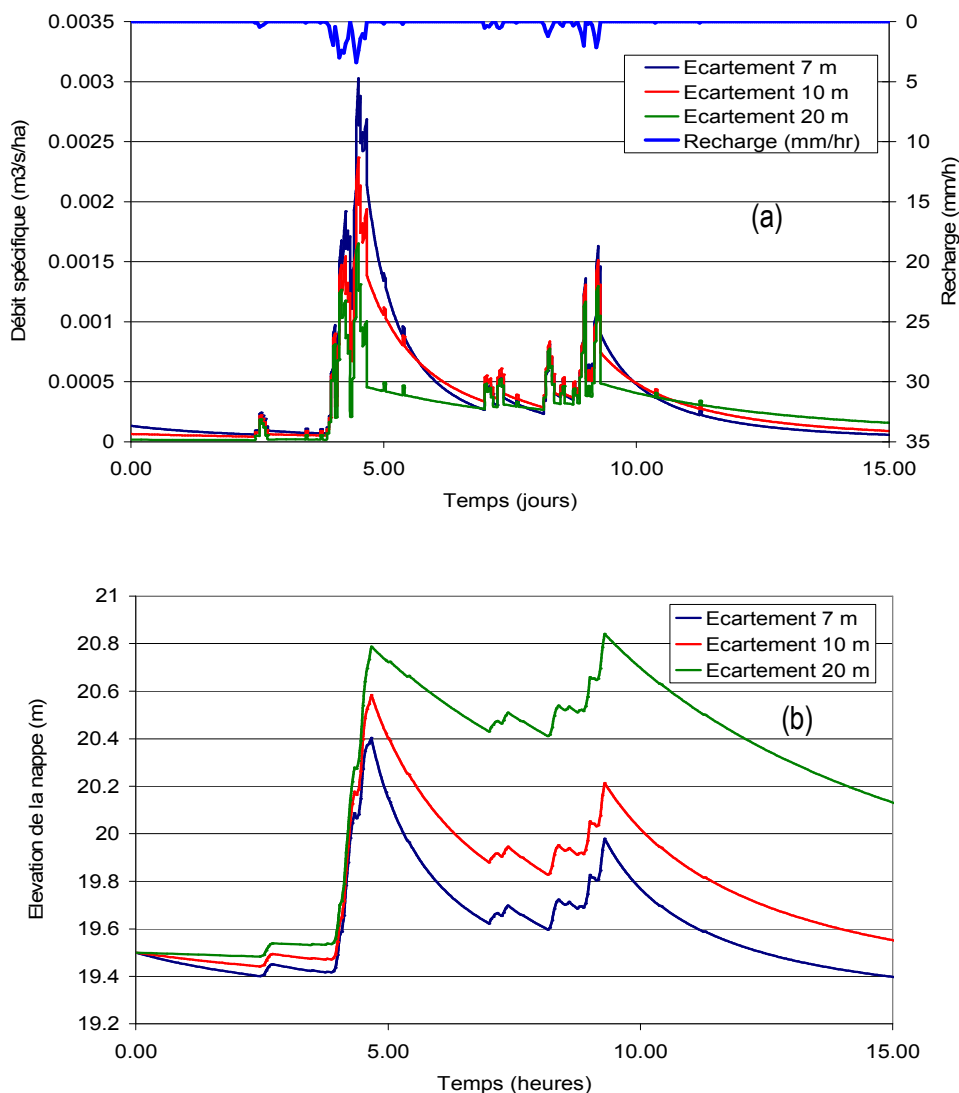


Figure IV.24 : Simulation du débit de drainage (m³/s/ha) en fonction de l'écartement entre les drains en utilisant le module SIDRA, sans prendre en compte l'impact de la mise en charge du réseau sur le comportement du drainage.

On remarque que le débit de pointe du drainage augmente lorsque l'écartement entre les drains diminue. On note également que le régime de tarissement n'est influencé pour aucun des trois types d'écartement, et aucun stockage temporaire de l'eau ne se produit dans le sol.

Au contraire, des simulations suivantes prennent en compte les deux effets majeurs pouvant influencer l'intensité du débit à l'exutoire et la hauteur de la nappe à la parcelle :

Chapitre IV

- 1- le transfert du débit des différentes parcelles drainées jusqu'à l'exutoire du bassin versant.
- 2- l'effet de la mise en charge du réseau de drainage pouvant réduire sa capacité d'évacuation et modifier le comportement du drainage à la parcelle.

Ces deux effets conduisent généralement au laminage du pic de crue à l'exutoire du réseau de drainage (Robinson, 1990; Robinson et Rycroft, 1999; Vernet, 1999). Les résultats des simulations que nous avons réalisées avec le modèle couplé, intégrant les deux effets cités plus haut, peuvent être comparés à ceux obtenus par le modèle SIDRA, pour un réseau de drainage non influencé par la mise en charge (Figure IV.24). Le changement d'écartement est opéré sur les parcelles P1, P2 et P3. L'écoulement dans les parcelles P4, P5 et P6 reste inchangé (écartement maintenu à 10 m) pour toutes les simulations. Ce choix est imposé par le fait que l'utilisation d'un écartement de 20 m par le modèle SIDRA conduit à des variations brutales du débit (Figure IV.24) qui elles-mêmes conduisent à la divergence du module numérique Elixir.

Les graphiques des figures IV.25 et IV.26 montrent les résultats obtenus pour un diamètre du collecteur secondaire de 242 mm. Ils montrent les variations temporelles de la pression et du débit, en IV.25.a et IV.25.b, à la sortie réseau secondaire et, en IV.26.a et IV.26.b, à la sortie du collecteur primaire de la parcelle P1, et les variations de la nappe à l'interdrain en trois niveaux dans de la parcelle P1 en IV.26, c.

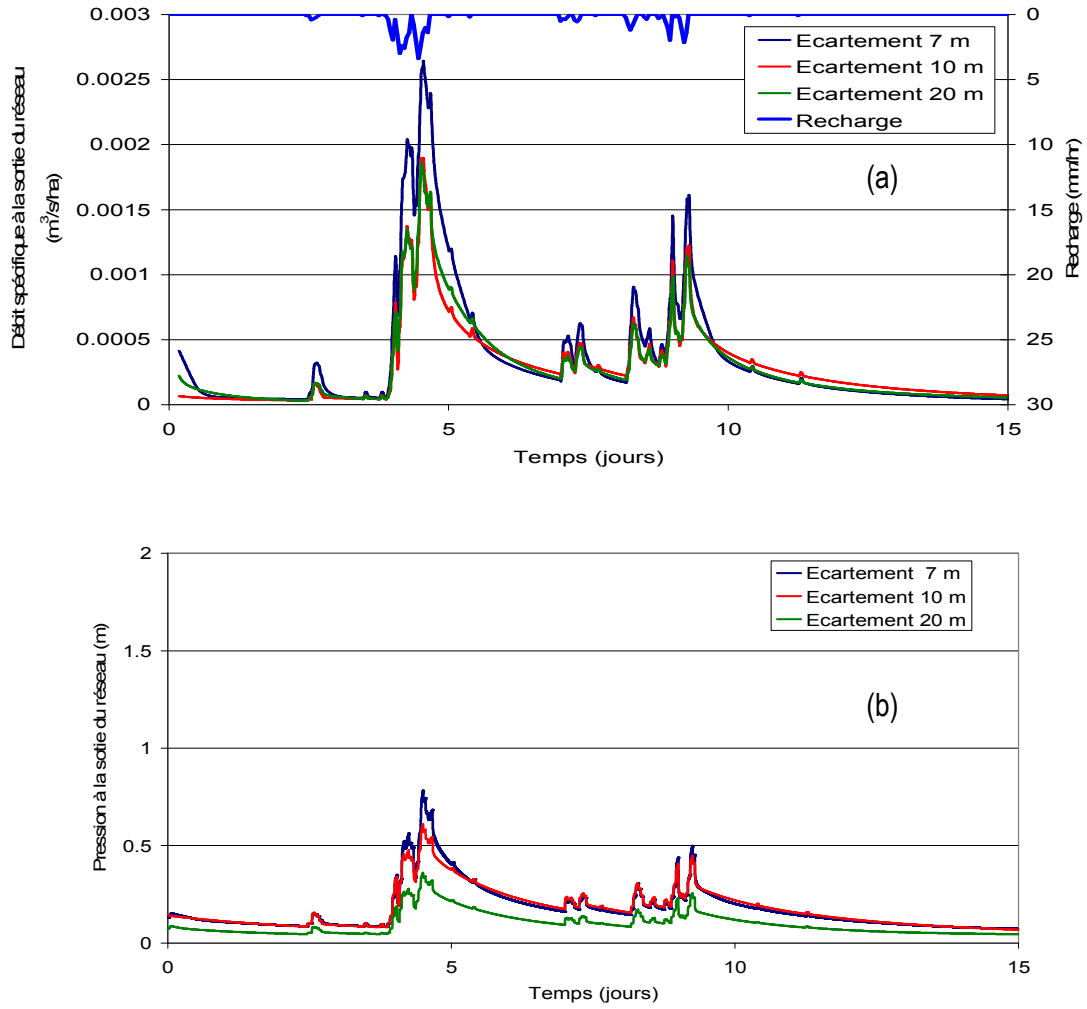


Figure IV.25 : Comparaison des variations du débit (a) et de la pression (b) à la sortie du collecteur secondaire en fonction des trois valeurs d'écartement entre les drains (7, 10 et 20 m), avec D (diamètre du collecteur enterré secondaire) = 242 mm

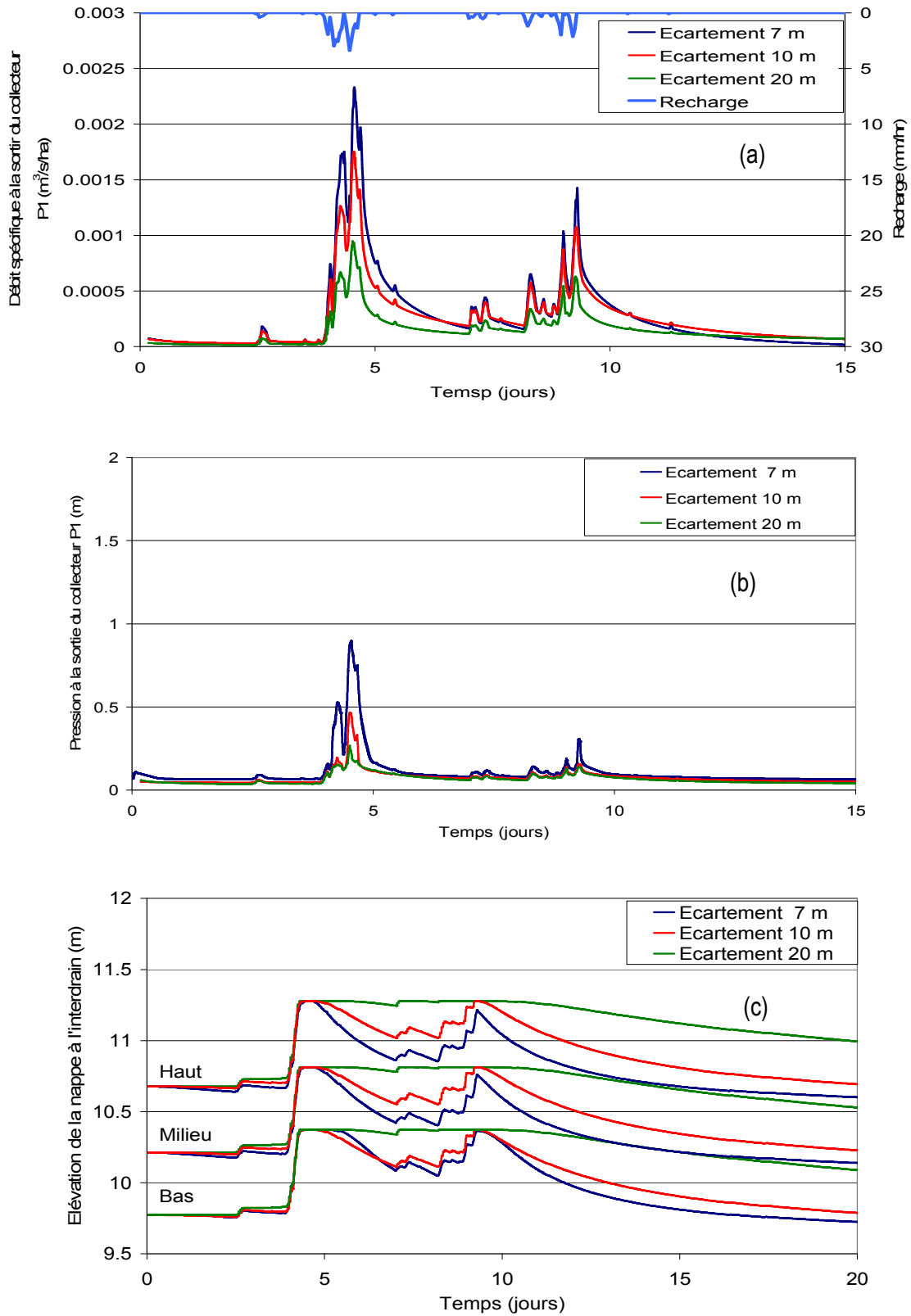


Figure IV.26 : Comparaison du débit (a) et de la pression (b) à la sortie du collecteur primaire de la parcelle P1 et (c) l'élévation de la nappe en trois point de la parcelle P1, en fonction des trois valeurs d'écartement entre drains (7, 10 et 20 m) avec D (diamètre du collecteur enterré secondaire) =242 mm

Les graphiques des figures IV.27 et IV.28 montrent les résultats obtenus pour un diamètre du collecteur secondaire de 148 mm. Ils montrent les variations temporelles de la pression et du débit à la sortie réseau secondaire (figure IV.27, a et b) et à la sortie du réseau primaire de la parcelle P1 (figure IV.28, a et b), et les variations de la nappe à l'interdrain en trois niveaux dans de la parcelle P1 (figure IV.28, c).

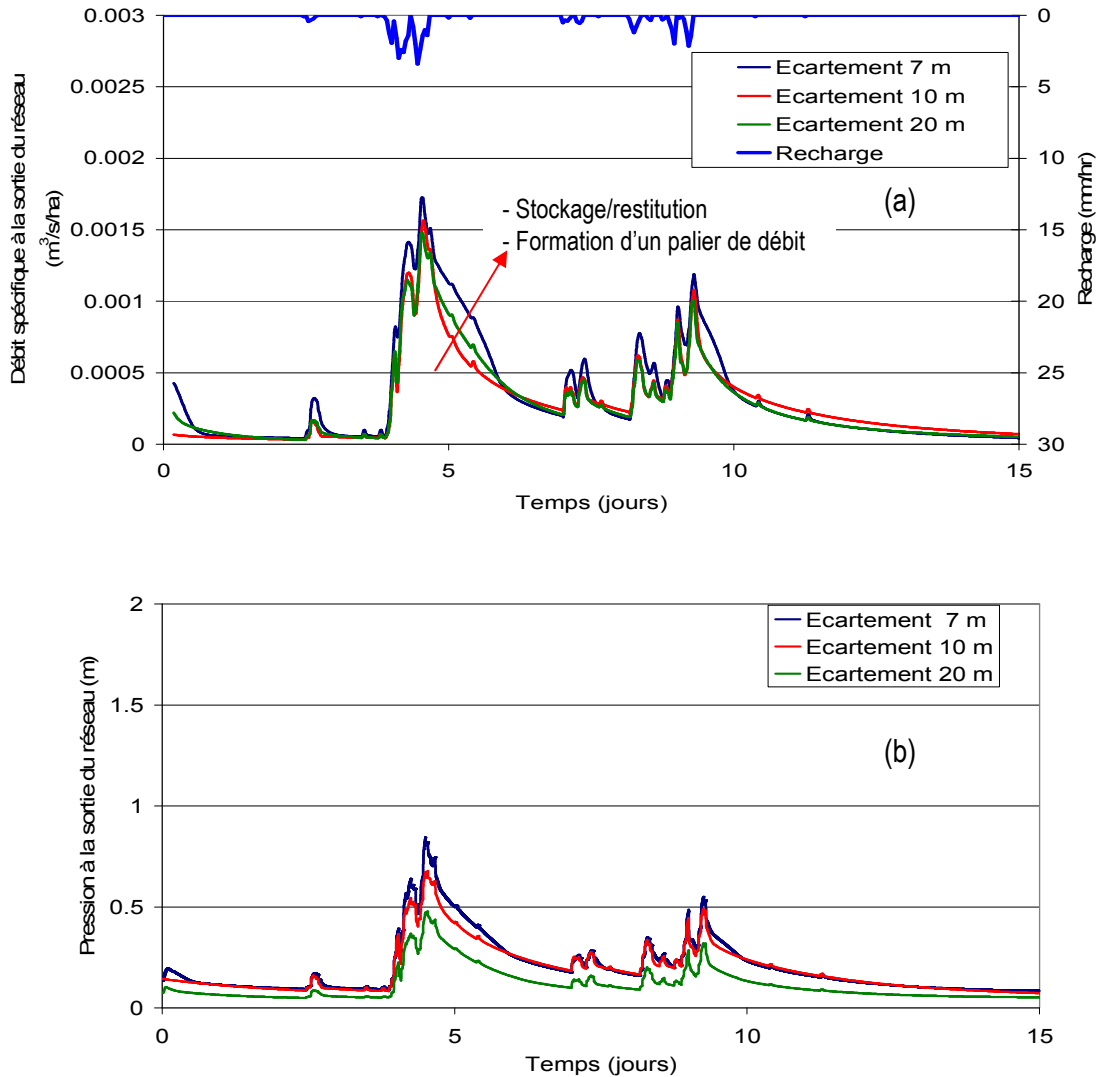


Figure IV.27 : Comparaison des variations du débit (a) et de la pression (b) à la sortie du collecteur secondaire en fonction des trois valeurs d'écartement entre les drains (7, 10 et 20 m), avec D (diamètre du collecteur enterré secondaire) = 148 mm.

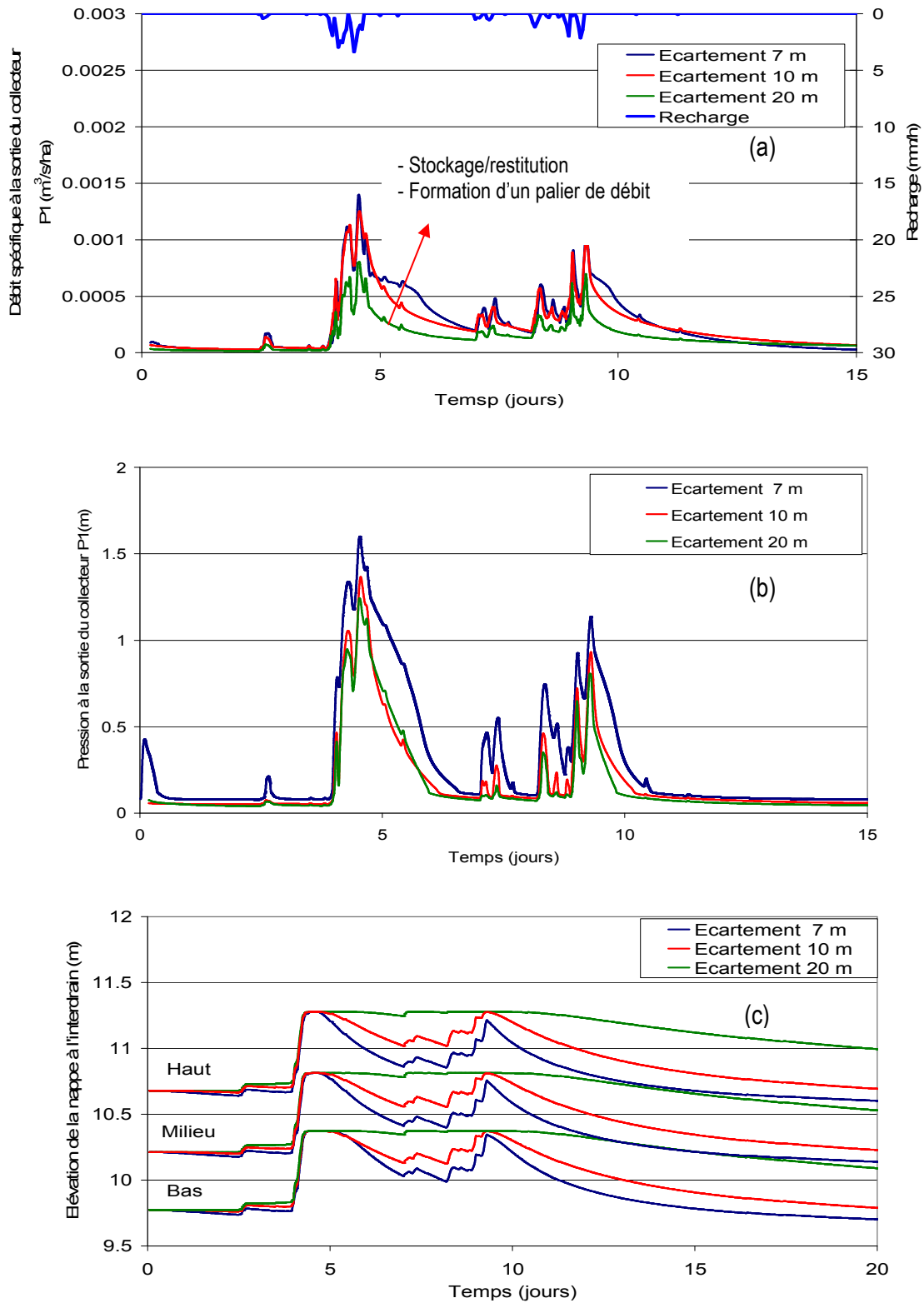


Figure IV.28 : Comparaison du débit (a) et de la pression (b) à la sortie du collecteur primaire de la parcelle P1 et (c) l'élévation de la nappe en trois points de la parcelle P1, en fonction des trois valeurs d'écartement entre drains (7, 10 et 20 m) avec D (diamètre du collecteur enterré secondaire) =148 mm

L'influence aval au réseau secondaire, imposée par le niveau d'eau dans le fossé à son point de rejet, est variable dans le temps (Figure IV.25.b et Figure IV.27.b). Pour les tests avec le diamètre de 242 mm du collecteur principal (Figure IV.25.b), le niveau d'eau dans le fossé atteint un maximum de 0.36 m pour l'écartement de 20 m, de 0.58 m pour l'écartement de 10 m, et de 0.75 m pour l'écartement de 7m. Ces valeurs diffèrent sensiblement de celles des tests avec un diamètre de 148 mm (Figure IV.27.b), qui sont de 0.48 m, 0.67 m et 0.8 m, respectivement. Cela confirme notre hypothèse précédente selon laquelle la condition aval du réseau enterré est contrôlée seulement par l'écoulement dans le fossé à ciel ouvert et ne dépend pas du dimensionnement du réseau (voir partie 3.4 de ce chapitre). Cependant, à l'intérieur du réseau, au niveau de la sortie de la parcelle P1, par le passage du diamètre de 242 mm au diamètre de 148 mm, la pression dans le collecteur passe de 0.26 m à 1.23 m, de 0.43 m (Figure IV.26.b) à 1.35 m et de 0.86 m à 1.6 m (Figure IV.28.b), pour les écartements de 20 m, 10 m et 7 m, respectivement. Cela montre que la pression à l'intérieur du réseau augmente lorsque le diamètre des collecteurs secondaires diminue. Cela revient à dire que la mise en charge du réseau secondaire dépend fortement de son dimensionnement.

En ce qui concerne le débit, on remarque qu'il est variable en fonction du diamètre du collecteur secondaire et de l'écartement à la sortie du réseau secondaire et du collecteur primaire de la parcelle P1 : (1) A la sortie du réseau secondaire, pour le réseau surdimensionné (diamètre de 242 mm), le débit de pointe est de 1.8 l/s/ha, 1.8 l/s/ha et 2.26 l/s/ha (Figure IV.25.a) pour les écartements de 20 m, 10 m et 7 m, respectivement. Et pour le réseau sous-dimensionné (Diamètre de 148 mm), le débit de pointe est pratiquement le même pour les trois valeurs de l'écartement (Figure IV.27.a). (2) A la sortie de la parcelle drainée, le débit de pointe est, pour le réseau surdimensionné (Figure IV.26.a), de 0.9 l/s/ha, 1.7 l/s/ha et 2.3 l/s/ha et pour le réseau sous-dimensionné (Figure IV.28.a) de 0.6 l/s/ha, 1.2 l/s/ha et 1.4 l/s/ha, pour les écartements de 20 m, de 10 m et de 7 m, respectivement. Ces valeurs montrent que le débit de pointe en sortie des parcelles drainées dépend lui aussi fortement du dimensionnement du réseau de collecte et du réseau secondaire d'évacuation.

Pour le cas du réseau sous-dimensionné ($D=148$ mm), on remarque aussi que les hydrogrammes de débit à la sortie de la parcelle et à la sortie du réseau secondaire présentent un palier durant la période de mise en charge (Figure IV.27.a et Figure IV.28.a). Ce dernier indique que la capacité de collecte des drains est supérieure à celle d'évacuation du réseau, ce qui conduit à un stockage de l'eau infiltrée dans le sol pendant la période de mise en charge du réseau, en ne laissant s'évacuer que la capacité maximale du réseau secondaire.

Généralement, pour diminuer l'impact du débit de rejet d'un réseau de drainage sur les débits de pointe, il est recommandé d'utiliser un écartement entre les drains le plus grand possible, à la limite de

l'acceptabilité de la contrainte du temps et de la profondeur de rabattement de la nappe (Skaggs, 2007a; Wiskow et Van Der Ploeg, 2003), mais cela sans prendre en compte l'influence du réseau secondaire. On constate pourtant ici que si le cas du réseau surdimensionné vérifie cette règle (Figure IV.25.a et Figure IV.26.a), le cas du réseau sous-dimensionné (Figure IV.27.a et Figure IV.28.a) occasionne un débit de pointe limité par un seuil pour les trois valeurs de l'écartement.

En outre, dans l'analyse du comportement du réseau de drainage en fonction de son dimensionnement, il faut considérer les variations du niveau de la nappe à l'interdrain (Figure IV.26.c et Figure IV.28.c). En effet, ces variations sont plus importantes et plus rapides pour un écartement de 7 m entre les drains, et très faibles et lentes pour l'écartement de 20 m. Dans ce dernier cas, le fonctionnement du réseau de drainage en termes de temps et de profondeur de rabattement de la nappe n'est pas efficace (Skaggs, 2007a; Wiskow et Van Der Ploeg, 2003).

On remarque aussi que le changement dans le diamètre du collecteur secondaire n'influence pas beaucoup le comportement de la nappe à l'interdrain.

A partir de ces résultats, nous pouvons tirer certaines conclusions sur le comportement du réseau de drainage en fonction du dimensionnement du réseau de collecte (panneau de drains et collecteur primaire) et du réseau d'évacuation (réseau de collecteurs secondaires et fossés à ciel ouvert) :

- 1- Le débit de pointe dépend du dimensionnement du réseau de collecte et d'évacuation : il augmente lorsque l'écartement entre les drains diminue, et diminue lorsque le diamètre du réseau primaire diminue ;
- 2- Le rabattement de la nappe, en temps et en hauteur, est fortement influencés par le dimensionnement du réseau de collecte, particulièrement par l'écartement entre les drains, et beaucoup moins par le dimensionnement du réseau secondaire ;
- 3- La combinaison des deux premiers points (écartement entre drains et diamètre des collecteurs secondaire) permet de réguler le débit à l'exutoire sans contrarier trop fortement le rabattement de la nappe.

Dans cette analyse du comportement du réseau, nous avons montré que la condition aval ne peut pas être influencée significativement par les conditions d'écoulement dans le réseau de collecte et d'évacuation. L'inverse, c'est-à-dire son influence sur les conditions d'écoulement dans le réseau, ne peut donc pas être testée à partir des tests de simulation montrés précédemment. Nous avons étudié cette influence dans la partie suivante, à travers l'effet d'une mise charge aval artificielle. Le fonctionnement du réseau de drainage dans ce cas est semblable à celui utilisé dans les techniques de

« drainage contrôlé » et de la « sub-irrigation » (Evans et al., 1995; Skaggs, 1999; Wesström et al., 2004).

3.5 Etude complémentaire de l'influence d'un contrôle aval artificiel

Le contrôle aval consiste à imposer artificiellement à la sortie du réseau enterré une charge supérieure au niveau du point de rejet. Cette pratique est utilisée pour limiter le débit de rejet et dans d'autres contextes, pour atténuer le transfert de polluants par le réseau de drainage enterré. Les possibilités d'application de cette technique sont strictement limitées par le type de sol et la topographie (Evans et al., 1995)

Ici, nous cherchons particulièrement à montrer comment cette influence aval peut influencer le comportement du réseau de drainage dans le cas d'un surdimensionnement par rapport à un réseau non-influencé (voir dans ce chapitre, partie 2).

Nous avons réalisé une même série de tests que dans la partie précédente, mais avec une charge aval plus importante et constante dans le temps.

Les variations temporelles du débit et de la pression à la sortie du réseau secondaire sont présentées sur la figure IV.29. Les autres résultats obtenus sont montrés sur des graphiques en annexe V.

Sur ces graphiques on remarque que :

- La pression à la sortie du réseau enterré est constante et de 1 m pour toutes les simulations, et variable à la sortie de la parcelle P1, avec une valeur minimale de l'ordre de 0.5 m. Cette valeur minimale est provoquée par la charge imposée en aval ;
- La comparaison entre un réseau non-influencé (partie précédente) et influencé (annexe 4) montre qu'il n'y a pas de variations significatives dans le maximum de pression à l'intérieur du réseau (à la sortie de la parcelle P1 par exemple) ;
- Pour le débit de pointe, dans le cas du réseau surdimensionné, le changement, n'est pas significatif par rapport aux tests précédents sans contrôle aval. Il en va de même pour le comportement de la courbe de tarissement ;

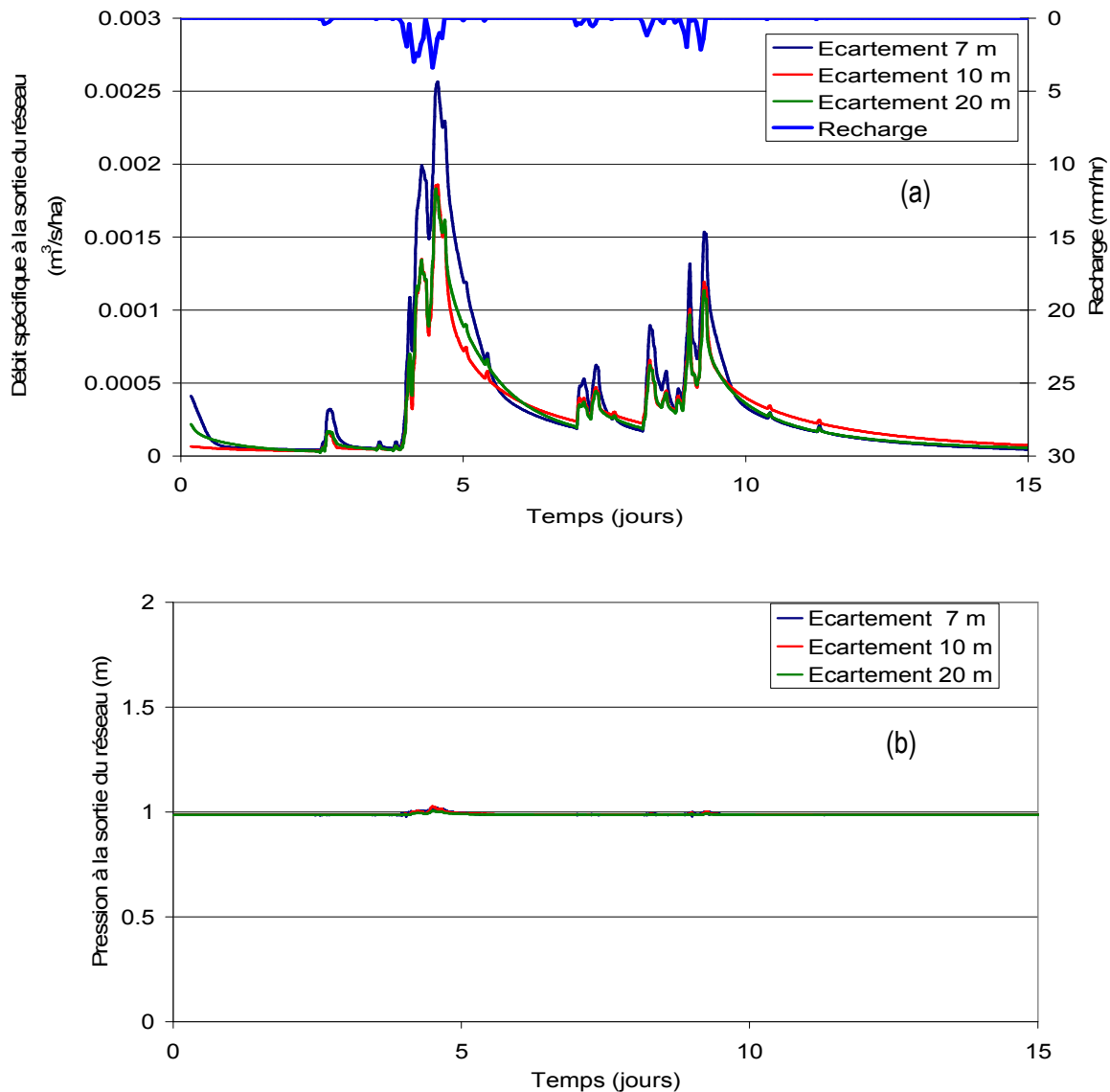


Figure IV.29 : Comparaison des variations du débit (a) et de la pression (b) à la sortie du collecteur secondaire en fonction des trois valeurs d'écartement entre les drains (7, 10 et 20 m), avec D (diamètre du collecteur enterré secondaire) = 242 mm, dans le cas d'une influence aval

Ces résultats ne sont donc pas concluant en terme de limitation du débit de pointe. En effet, ils se heurtent aux mêmes limitations que le drainage contrôlé, inapplicable pour des terrains avec des variations excessives de la pente. Pour le cas du bassin versant théorique par exemple, la pente du réseau varie entre 0.5 et 1% (Tableau IV.1) qui peuvent être considérées comme importantes vis-à-vis de la technique de contrôle aval. Par exemple à Goins, de pente moyenne du réseau de drainage de l'ordre de 1.2%, nous pouvons conclure que le réguler aval du réseau de drainage ne peut pas être efficace pour contrôler le débit à la sortie du réseau.

3.6 Impact de la mise en charge sur la lame d'eau ruisselée

Pour réaliser une étude plus complète de l'impact du drainage agricole sur le débit de pointe à l'exutoire d'un bassin versant, il est nécessaire de prendre en compte l'ensemble des processus de répartition et de transfert de l'eau depuis les parcelles (drainées et non-drainées) jusqu'à l'exutoire. En effet, la prise en compte du ruissellement de surface, en plus de l'écoulement dans le réseau de drainage enterré, est nécessaire pour quantifier précisément le débit de pointe réel.

Le ruissellement au niveau des parcelles drainées est dépendant du fonctionnement du drainage de ces parcelles (Augeard, 2006; Augeard et al., 2005b; Kao et al., 1998; Ponsaud, 2007; Robinson et Rycroft, 1999). Généralement, pour une parcelle drainée, la genèse du ruissellement dépend des conditions d'humidité du sol (ou de la profondeur de la nappe, si on suppose que celles-ci sont étroitement liées) au moment des précipitations. Si la nappe est proche de la surface du sol à cause de fortes précipitations ou de faibles performances du drainage (le cas de l'écartement de 20 m par exemple), le ruissellement se produit à la surface du sol et s'ajoute à l'écoulement dans les réseaux de drainage. Par contre, si la nappe est profonde, le ruissellement de surface sera retardé, le temps que la nappe remonte en surface.

Outre la complexité de la genèse du ruissellement de surface, il faut prendre en compte le temps de transfert de l'eau des parcelles vers l'exutoire (Robinson, 1990; Robinson et Rycroft, 1999). La combinaison des deux types d'écoulement lorsqu'ils parviennent à l'exutoire forme des séquences de débit très complexes, difficiles à simuler sans tenir compte des différents processus décrits plus haut, donc sans couplage de nouveaux modèles.

Dans le modèle D2D, nous avons introduit le processus de genèse du ruissellement sous la forme d'un refus d'infiltration lorsque la nappe affleure rigoureusement à la surface du sol. Pour les différents tests de simulation réalisés dans les deux dernières parties (Ce chapitre, parties 3.3 et 3.4), nous avons calculé la lame d'eau ainsi rendue disponible pour le ruissellement. Sur la figure IV.30 nous montrons un exemple de calcul de lame d'eau ruisselée, débit de drainage et recharge de la nappe au niveau de la parcelle P1. Les autres résultats sont illustrés sur des graphiques en annexe V.

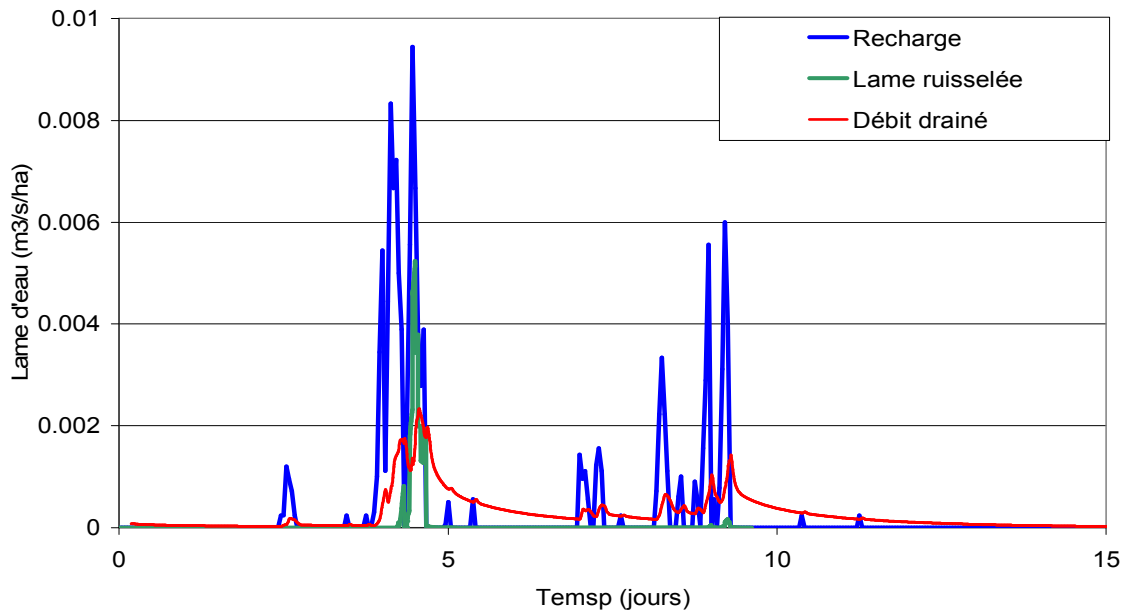


Figure IV.30 : Bilan d'écoulement au niveau de la parcelle P1 : lame d'eau ruisselée, débit drainé, et la recharge (en $m^3/s/ha$). Cas d'un diamètre du collecteur secondaire de 242 mm et d'un écartement entre les drains de 10 m.

Les résultats que nous avons présentés dans l'étude d'impact du dimensionnement du réseau de drainage sur son fonctionnement sont repris en termes de volumes globaux par unité de surface (1 ha) sur toute la période de simulation. Les résultats sont montrés sur les graphiques de la figure IV.31. Chaque graphique représente, sur un premier axe en m^3/ha , le volume total du rejet par le réseau de drainage secondaire, le volume total du ruissellement au niveau de la parcelle P1 et, sur l'axe vertical opposé en $m^3/s/ha$, le pic de crue. La recharge totale sur toute la durée de la simulation est de $478 m^3/ha$.

Les résultats de la figure 31 montrent que :

- Le volume ruisselé augmente lorsque l'écartement entre les drains augmente. Cela s'explique par la dynamique des fluctuations de la nappe en fonction de l'écartement entre les drains. En effet, plus l'écartement entre les drains est grand, plus le rabattement de la nappe à l'interdrain est lent, et la nappe reste près de la surface du sol pour une longue période, ce qui favorise la formation du ruissellement ;
- Le ruissellement augmente lorsque le diamètre du collecteur principal diminue dans le cas des petits écartements, comme par exemple pour une valeur de 7m ;
- Lorsque le diamètre du collecteur principal change, le débit de drainage du réseau ne varie pas beaucoup, par contre il permet de réduire significativement le pic de débit ;

- L'influence aval du réseau de collecteur secondaire ne change pas significativement le comportement de la parcelle.

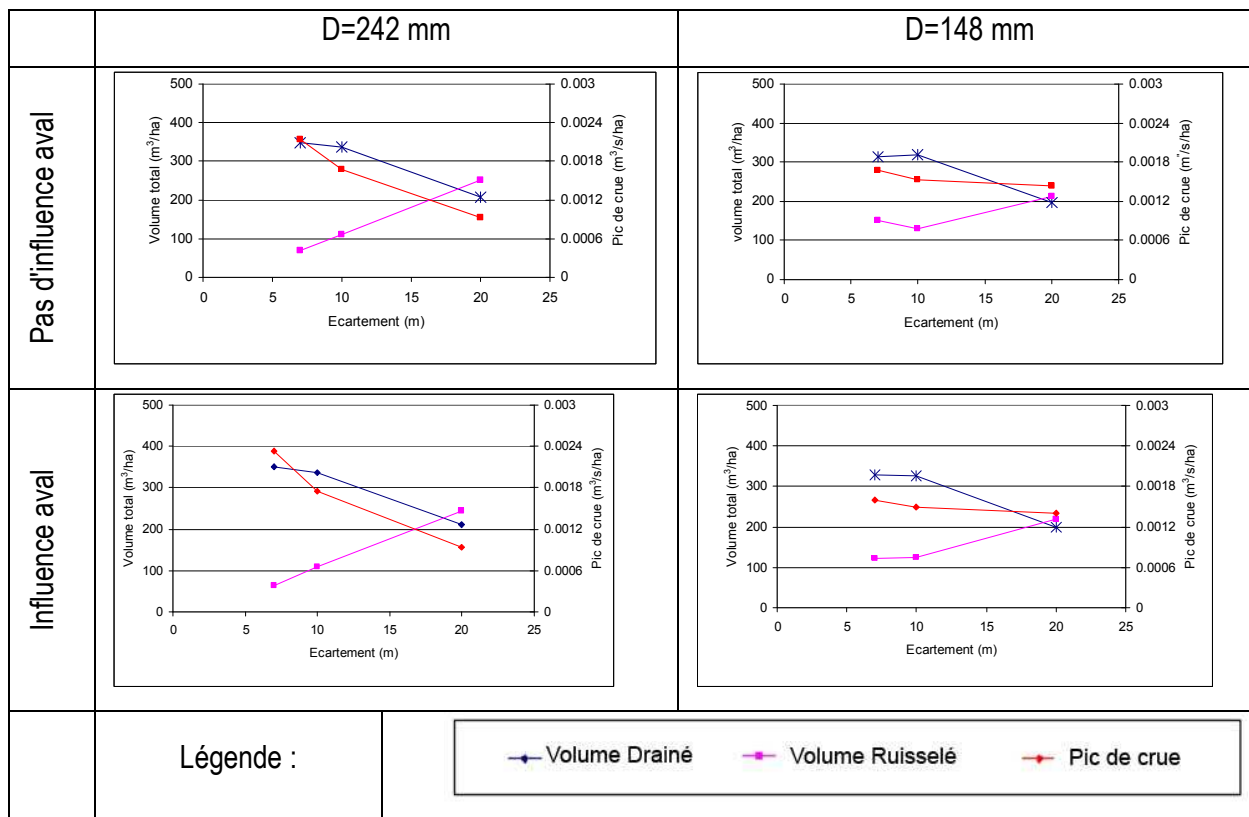


Figure IV.31 : Comparaison entre débit total drainé à l'exutoire du bassin versant(en m³/ha), lame d'eau ruisselée totale au niveau de la parcelle P1 (en m³/ha), et débit de pointe maximal à l'exutoire (m³/s/ha), pour différents dimensionnement durant toute la période de simulation.

A partir de ces remarques, on peut dire que la prise en compte du ruissellement et de sa combinaison avec le rejet du drainage est importante pour affiner l'étude quantitative de l'impact du dimensionnement du réseau de drainage sur les débits de pointe à l'exutoire. En particulier le transfert du ruissellement des parcelles drainées vers ce dernier doit être examiné.

4. Conclusions

L'application du modèle couplé D2D/Elixir pour la modélisation des écoulements dans le réseau de drainage agricole en périodes de crues nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- 1) A l'échelle de la parcelle

Le modèle couplé a été appliqué à la parcelle expérimentale de Goins, en tenant compte seulement de la nappe perchée et des drains connectés au collecteur latéral. Pour prendre en compte l'influence du

reste du réseau sur le collecteur de cette parcelle lorsqu'il est en charge, nous avons utilisé les mesures du niveau d'eau dans la fosse creusée à la sortie du collecteur. Cette hauteur, extrapolée pour déterminer les conditions de pression à la sortie du collecteur (voir paragraphe 2.1.4), est introduite comme condition limite aval au modèle de réseau (Elixir). L'application du modèle couplé, sur une période incluant des événements de pluie avec mise en charge du réseau et des événements habituels (sans mise en charge du réseau), a permis de caler les paramètres hydrodynamiques de nappe et de réseau, puis de valider le modèle sur deux événements de mise en charge du réseau. Les résultats obtenus lors de ces deux opérations sont tout à fait satisfaisants.

Le modèle calé et validé sur la parcelle expérimentale a ensuite pu être appliqué sur la même parcelle et pour les mêmes événements de pluie qui ont provoqué la mise en charge du réseau principal, mais sans influence aval, en supposant que le réseau n'est pas en charge. La comparaison entre les deux situations a montré que la mise en charge de la sortie de la parcelle influence le débit de pointe et qu'elle provoque un stockage temporaire de l'eau dans le sol pendant la crue. L'eau stockée pendant la période de crue est restituée ensuite, au moment de la décrue.

Au niveau de la parcelle expérimentale, la visualisation de l'état de la nappe sur le plan horizontal a montré également que la mise en charge dans la parcelle est limitée à sa partie inférieure seulement, et qu'une bonne partie de la parcelle reste non-influencée par la mise en charge du réseau. Cela indique que l'impact de l'influence aval peut être encore plus importante en cas de faible du terrain naturel, conduisant à une pente du réseau de drainage relativement faible (Evans et al., 1995). Cela peut aussi être observé si le diamètre des collecteurs secondaire est suffisamment petit (voir dans ce chapitre, partie 3.2).

2) A l'échelle d'un réseau de drainage complet

Le modèle ainsi validé à l'échelle d'une parcelle drainée, pour représenter le drainage en régime naturel et en régime influencé, a été appliqué à l'échelle d'un réseau de drainage complet théorique. Nous avons rajouté un troisième modèle de drainage (SIDRA) pour simuler le drainage au niveau des parcelles qui ne sont pas susceptibles d'être influencées par la mise en charge du réseau principal. Le but de cette application est d'analyser l'impact du dimensionnement (l'écartement entre les drains et le diamètre du collecteur secondaire) sur les conditions d'écoulement dans le réseau de drainage et dans la nappe. L'application du modèle couplé D2D/Elixir/SIDRA nous a amené aux conclusions suivantes :

- L'utilisation d'un écartement plus petit et d'un réseau de drainage secondaire sous-dimensionné diminue significativement le débit de pointe de rejet du réseau secondaire à l'exécutoire. Cela

permet d'augmenter le volume d'eau stockée dans le sol pendant la crue et de le restituer rapidement à la fin de la crue ;

- Les valeurs d'écartements plus petites engendrent des fluctuations de la nappe très rapides ;
- Dans les réseaux de drainage à forte pente le contrôle du niveau d'eau à la sortie du réseau (condition du drainage contrôlé, voir paragraphe 3.5) n'influence pas beaucoup le comportement du réseau de drainage.

Des simulations complémentaires seraient intéressantes sur un réseau de drainage plus étendu. L'application du modèle couplé Elixir/D2D/SIDRA à une échelle plus grande que celle du bassin versant théorique présenté dans cette application (d'une superficie de 11.6 ha) permettrait notamment de représenter des mécanismes internes au réseau lors de sa mise en charge à grande échelle inaccessible par le cas exposé précédemment. Une étude expérimentale a déjà été réalisée par Nedelec (2005) sur le bassin versant de Mélarchez (Orgeval, Seine et Marne, figure IV.29) pour étudier l'impact sur les débits de pointe de la mise en charge du point de rejet d'un collecteur drainant une superficie totale de 80 ha. La figure IV.30 montre les observations du débit à la sortie du réseau de drainage secondaire et à l'exutoire du bassin versant pour un épisode de mise en charge du point de rejet du 30 décembre 2001 (Nédélec, 2005).

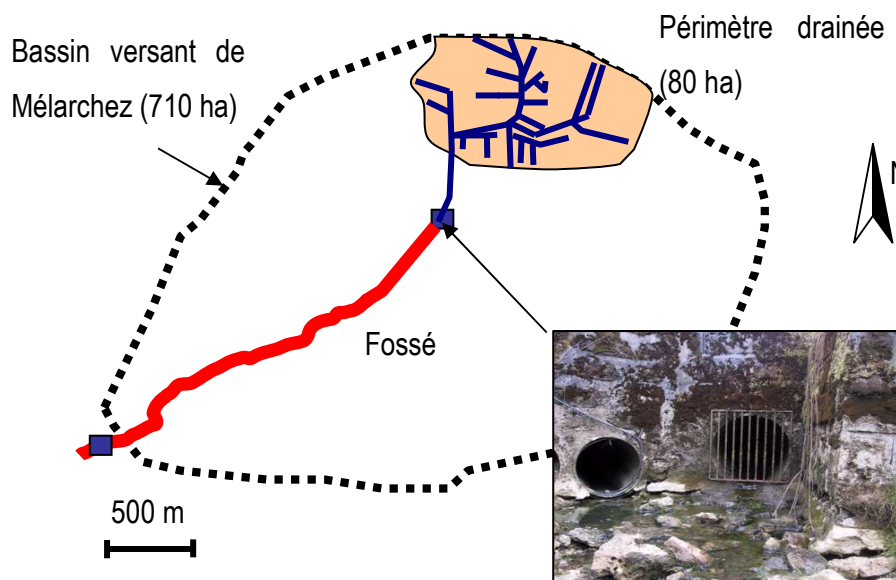


Figure IV.32 : Mesures du débit à l'exutoire du bassin versant et à la sortie du réseau de collecteur en tête du ruisseau à l'amont de Mélarchez (Orgeval)

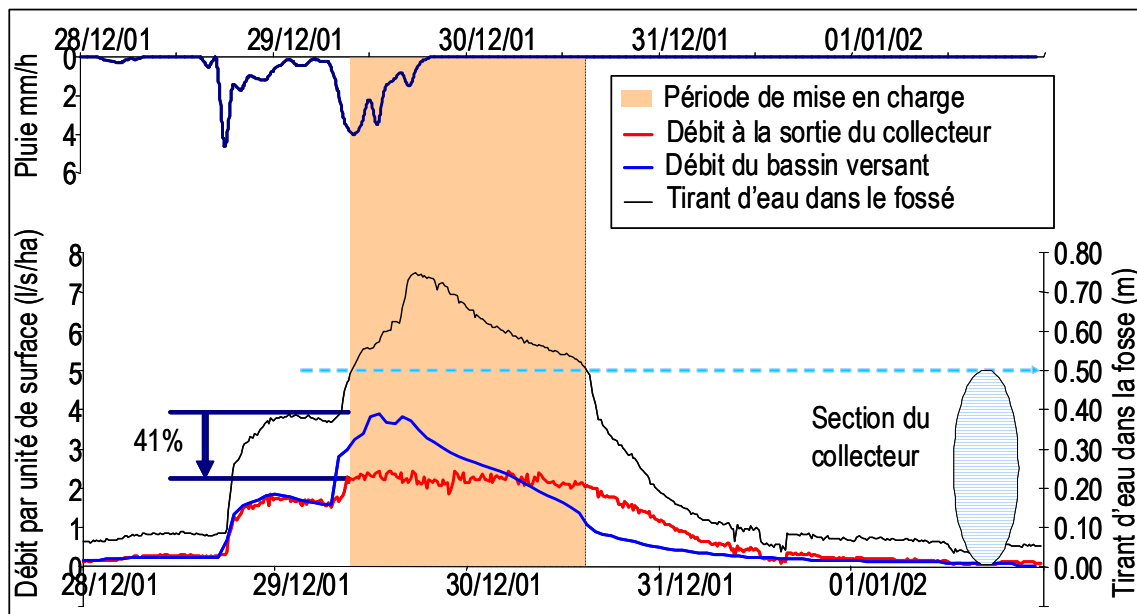


Figure IV.33 : Comparaison entre le débit à l'exutoire et le débit à la sortie du réseau de collecteur de Mélarchez en période de mise en charge de la sortie du collecteur (Nédélec, 2005)

Les résultats obtenus montrent clairement l'impact de la mise en charge du réseau de drainage à son point de rejet. Celui-ci se met en charge lorsque le niveau d'eau dans le fossé passe au-dessus du niveau de sa génératrice supérieure, période matérialisée par le fond de couleur orange sur la figure IV.33. Durant cette période, on remarque une discordance entre le débit spécifique mesuré à l'exutoire du bassin versant et celui mesuré à la sortie du collecteur enterré, qui est caractérisée par un débit limité et constant à la sortie du collecteur (150 l/s environ), tandis que le débit à l'aval (à l'exutoire du bassin versant) est variable et forme un pic de débit supérieur à celui du collecteur. Traditionnellement, l'effet d'échelle se traduit par une atténuation du débit spécifique (par unité de surface) de l'amont vers l'aval. Ici, les observations montrent le contraire, c'est-à-dire que le débit spécifique du collecteur (situé à l'amont) est inférieur au débit spécifique de l'exutoire à l'aval. Cela a été expliqué par le passage en charge du collecteur enterré qui engendre une limitation de la capacité d'évacuation du collecteur (Nédélec, 2005). À cette limitation du débit de rejet se rajoute l'occurrence du ruissellement de surface sur le débit total à l'exutoire, ce qui conduit à des séquences de débit très complexes à étudier lors des pluies les plus intenses.

Dans ce même contexte, et sur le même bassin versant (Mélarchez), Augéard et al. (2008) ont étudié le comportement à l'exutoire à partir des données de pluie et de débit des 20 dernières années. Une analyse statistique sur les pluies a permis de tracer la courbe de l'intensité de pluie en fonction de la période de retour sur un graphique semi-logarithmique (Figure IV.34.a). Simultanément, les débits de pointes correspondant à chaque pluie ont été tracés sur le même type de graphique (Figure IV.34.b).

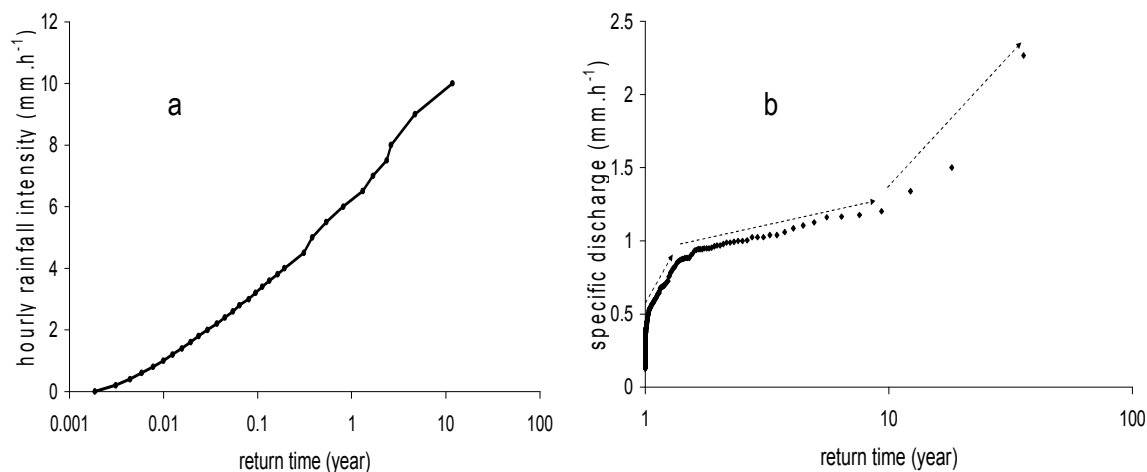


Figure IV.34 : Distribution de la pluie et du débit de pointe mesurés durant 20 années à l'exutoire du bassin versant de Mélarchez (Augeard, 2008)

On remarque une régularité de la relation entre la pluie et les périodes de retour, qu'on ne retrouve pas avec les débits de pointe, qui montrent deux variations de pente. On observe une première diminution de la pente (début de la deuxième flèche), indiquant que les débits de pointe augmentent très faiblement avec l'augmentation de la période de retour de la pluie au-delà d'un seuil. Cela est lié à la mise en charge du réseau de drainage et au stockage de l'eau temporairement dans le sol pendant la crue, sans qu'elle ne participe au débit de pointe. Ensuite, on remarque une augmentation de la pente (début de la troisième flèche), indiquant que les débits de pointe augmentent avec la pluie, pour des événements de période de retour supérieure à 10 ans. Cela est dû au dépassement de la capacité de stockage dans le sol et à la contribution du ruissellement de surface (Augeard, 2008).

L'application du modèle couplé sur un réseau de drainage d'un bassin de superficie plus importante, par exemple ce bassin versant de Mélarchez dans sa totalité (Figure IV.32), nous permettrait de tirer plus de renseignements sur les mécanismes intervenant à l'intérieur du réseau de drainage dans la fonction stockage temporaire/restitution, et dans la fonction de partage ruissellement/infiltration, et aussi d'étudier les critères de dimensionnement vis-à-vis de ces mécanismes. La possibilité de mettre en charge une grande partie du réseau est plus importante lorsque le réseau est étendu, et les tendances des variations du débit en différents points du réseau seront certainement plus visibles que celles présentées dans le réseau théorique de superficie modérée (11.6 ha).

Conclusion générale

La présence du drainage agricole par tuyaux enterrés modifie considérablement le comportement des bassins versants. Les conséquences à l'échelle de la parcelle concernent le partage entre le ruissellement et l'infiltration vers la nappe perchée puis les conditions de transfert vers l'exutoire. A l'exutoire du bassin versant, la présence de drainage agricole a un impact sur les volumes rejetés, sur le temps de réponse à la pluie et sur l'intensité des débits de pointe. Les paramètres déterminants vis-à-vis de ces conséquences sont l'intensité et la durée de la pluie, et aussi la capacité d'évacuation de la part infiltrée de la pluie par les tuyaux enterrés.

Afin d'étudier l'impact du réseau de drainage sur ce comportement, nous avons associé dans le travail de thèse l'expérimentation et la modélisation pour tenir compte de la mise en charge du réseau de drainage.

1. Les principaux résultats

Dans la littérature, il a été démontré que l'intensité des débits de pointe et le volume rejetée par le réseau de drainage dépend de la capacité d'évacuation du réseau, qui est étroitement lié aux critères utilisés lors de son dimensionnement, tels que l'écartement entre les drains au niveau des parcelles drainées et les diamètres des collecteurs secondaires enterrés (e.g. Nédélec, 2005 ; Wiskow et Van Der Ploeg, 2003). La formation du ruissellement au niveau des parcelles drainées peut elle aussi être influencée par la capacité d'évacuation du réseau. A l'exutoire, la combinaison entre ruissellement et débit de rejet des réseaux de drainage peut conduire à des variations de débit difficiles à expliquer (Augeard, 2008). A travers cette étude nous avons pu éclaircir certains de ces processus en observant le déroulement des mécanismes d'écoulement. Les principaux résultats obtenus sont expliqués ci-dessous :

1.1 Mise en charge du réseau de drainage : impact à l'échelle de la parcelle

Lors des évènements de pluie les plus intenses, les collecteurs peuvent passer en charge si leur débit est supérieur à leur capacité d'évacuation, ou si la sortie du réseau est submergée par le niveau d'eau dans le fossé. Ainsi les drains, influencés par la mise en charge, ont un impact sur le débit de collecte et modifient le comportement de la nappe perchée. Dans ces conditions, nous avons donc un phénomène de rétroaction entre les drains et la nappe qui se révèle dans certains cas important à prendre en compte dans la modélisation.

Conclusion générale

A travers l'expérimentation, lors de la mise en charge des drains, nous avons montré que le débit de drainage reste limité. L'hydrogramme de crue à la sortie de la parcelle ressemble alors à celui d'un drainage contrôlé (avec un contrôle aval du niveau d'eau), pour lequel l'eau est retenue temporairement dans la parcelle pendant cette période de mise en charge et restituée ensuite. Ce comportement à la sortie de la parcelle est confirmé par les observations des variations du niveau de la nappe sur un transect piézométrique (voir la partie 2.2.5 et 2.2.5 dans ce chapitre, et 4.3.3 chapitre I)

Une modélisation de l'impact du réseau de drainage, lors des crues les plus extrêmes, doit donc prendre en compte les différents comportements observés lors de cette expérimentation. On distingue deux phases essentielles à la modélisation : 1) premièrement, la phase de stockage de l'eau infiltrée dans le sol sous l'effet de la pression dans les drains ; 2) deuxièmement, la phase de restitution de l'eau stockée à la fin, lors du passage dans les drains d'un écoulement en charge à un écoulement à surface libre. Cette modélisation nécessite un couplage entre deux modèles, l'un simulant l'écoulement de nappe vers les drains, et l'autre simulant l'écoulement à l'intérieur des drains dans des conditions tant à surface libre qu'en charge.

1.2 Couplage entre un modèle de nappe et un modèle de réseau

Traditionnellement, les modèles de simulation du drainage reposent sur les équations d'écoulement dans la zone saturée du sol (écoulement de nappe), et leur application à des événements de pluies extrêmes suppose en général que l'influence du réseau de drainage sur le comportement de la nappe est négligeable (chapitre I). Notre démarche repose sur le même type de modélisation mais avec l'objectif de généraliser l'application aux événements de pluie extrêmes en tenant compte de la mise en charge des drains.

Afin de simuler correctement le comportement de la nappe drainée en régime naturel et en régime influencé, nous avons développé un modèle de nappe bidimensionnel D2D, présenté dans le chapitre II, partie 3, avec des conditions aux limites particulières permettant de prendre en compte toutes les conditions d'écoulement dans le réseau de drainage enterré (à surface libre et en charge). Pour prendre en compte la dynamique des variations de la pression dans les drains, nous avons réalisé un couplage entre le modèle de nappe et le modèle de réseau de tuyaux enterrés permettant de simuler les deux types d'écoulements (en charge et à surface libre) en se basant sur l'approximation de la fente de Preissmann (chapitre 2).

Ce modèle couplé permet ainsi de simuler l'écoulement dans la nappe drainée lors des épisodes les plus intenses, avec la prise en compte des conditions d'écoulement dans le réseau de drainage.

1.3 Application du modèle couplé

L'application du modèle est faite en deux temps, premièrement sur la parcelle expérimentale pour le calage et la validation, et ensuite sur un réseau de drainage complet pour tester l'impact du dimensionnement et des conditions aux limites sur le débit à l'exutoire et le comportement de ce réseau.

La validation du modèle couplé avec les données expérimentales à l'échelle de la parcelle a permis de comparer le comportement de cette parcelle en situation influencée et en situation non influencée. Nous avons remarqué que le débit est réduit pendant la période de mise en charge, conduisant à un stockage de l'eau dans le sol de la parcelle et à sa restitution ensuite à la fin de cette période.

A l'échelle d'un réseau de drainage complet, l'application du modèle couplé nous a permis de tirer des conclusions intéressantes en termes d'impact du dimensionnement du réseau de drainage et des conditions aux limites sur le débit de rejet. Nous avons remarqué que pour le réseau utilisé, le sous-dimensionnement du réseau secondaire combiné à un faible écartement en les drains permet de réguler le débit de rejet. Son influence sur la nappe, dans ce cas, n'est pas pour autant nuisible au fonctionnement du réseau de drainage vis-à-vis du rabattement de la nappe perchée, en période de fortes précipitations. En revanche, l'écartement entre les drains reste un paramètre important vis-à-vis de ces derniers.

Nous avons observé aussi que pour un réseau de drainage de faible étendu (11.6 ha seulement) certains mécanismes ne peuvent être totalement examinés. Des investigations à partir de périmètres de grande superficie restent nécessaires.

2. Recommandation et perspectives

Du point de vue d'une opération d'aménagement du territoire rural tourné vers la protection des ressources en eau et des milieux naturels, les objectifs consistent à intégrer à l'échelle d'un petit bassin versant, des ouvrages hydrauliques qui permettent d'une part de limiter les transferts de polluants, tels que des zones humides artificielles, et d'autre part de lutter contre les inondations comme des plaines d'inondation ou des retenues de laminage de crues. Leur dimensionnement est basé sur un hydrogramme de crue issu soit des observations expérimentales soit de la modélisation. Dans un contexte de drainage des terres agricoles, l'application des modèles de drainage usuels produit en général un hydrogramme de crue avec un débit de pointe très intense, comme il est démontré pour le modèle SIDRA dans la partie 3 du chapitre IV, et son utilisation généralement en tant que débit de projet peut conduire à un surdimensionnement des ouvrages. Dans ce cas, l'utilisation du modèle

Conclusion générale

couplé développé dans le cadre de ce travail peut améliorer la qualité de l'hydrogramme de crue en sortie des réseaux de drainages. Toutefois, l'application du modèle couplé n'est valable, dans la forme élaborée ici, que sur des bassins versants représentant des caractéristiques (drainage enterré, type du sol, pente, ...) proches de celles du bassin versant expérimental de Goins. Dans d'autres cas les résultats du modèle couplé peuvent être faits avec prudence, en menant selon les cas des études complémentaires (expérimentation, modélisation).

Du point de vue de la conception d'un système de drainage, les objectifs consistent à la mise en place de nouveau réseau de drainage ou à la restauration de réseaux anciens. Selon les caractéristiques du site de mise en place du réseau de drainage par tuyaux enterrés, il est possible de vérifier avec le modèle couplé la bonne configuration du plan établi et détecter des situations critiques ou anormales du disfonctionnement, et revoir ainsi le plan établi. On peut également accepter (ou même provoquer) des situations (telle que la mise en charge des tuyaux) si celles-ci permettent de réguler le débit de rejet lors des plus fortes crues sans perturber notablement le rôle agronomique du drainage.

D'un point de vue expérimental, les travaux de recherche visant à mettre en place des dispositifs permettant de suivre l'évolution de la nappe et du débit à l'intérieur du réseau. Des expériences complémentaires doivent être menées pour perfectionner la qualité des mesures, et permettre ainsi une meilleure calibration et validation du modèle couplé. Dans le cas de cette étude, l'expérimentation a été réalisée sur une seule parcelle, avec un suivi de débit à la sortie et de la nappe en deux endroits. Au moment de l'installation du dispositif expérimental, le choix est fait avec une prédiction limitée de signification des mesures qui seront obtenues (mauvaise connaissance des plans du drainage, caractéristiques des saisons très incertaines à l'échelle des systèmes d'observation). Pour cela, une étude préalable par la modélisation (application du modèle couplé) permettrait de mieux définir les sites de mesure et le type de dispositif à mettre en place.

En matière de modélisation, le modèle couplé doit être amélioré pour prendre en compte l'interaction entre les différents processus d'écoulement participants au débit à l'exutoire.

- La valeur faible du critère de calage des débits à la sortie de la parcelle expérimentale nous emmène à dire que le modèle peut encore être amélioré en incluant d'autres processus tels que la genèse du ruissellement, la ré-infiltration du ruissellement (Augeard, 2006; Kao, 2002) et les pertes par infiltration vers les couches profondes.
- L'écoulement dans le réseau de drainage simulé par le module Elixir est limité à son régime fluvial. Pour contraindre le module à garder ce régime, nous avons maintenu un débit faible et constant en aval de chaque drain, et les valeurs de Manning-Strickler sont différentes des

Conclusion générale

valeurs réelles. Pour cela, des améliorations devraient être apporté dans ce sens, à savoir l'utilisation d'un module permettant de simuler à la fois les écoulements à surface libre et en charge, le régime fluvial et torrentiel.

En terme d'échelle de modélisation, l'application du modèle couplé sur un réseau de drainage d'un bassin de superficie plus importante permettrait de tirer plus de renseignements sur les mécanismes intervenant à l'intérieur du réseau de drainage. La possibilité de mettre en charge une grande partie du réseau est plus importante lorsque le réseau est étendu.

Références bibliographiques

- Ababou, R., Bagtzoglo, A.C. et Nicholson, T.J., 1993. Bigflow : A Numerical Code for Simulating Flow in Variably Saturated, Heterogeneous Geologic Media. Theory and User's Manual version 1.1 U.S. Nuclear Regulatory Commission, Government Printing Office, Washington D.C., U.S.A. 139 p.
- Argent, R.M., Perraud, J.M., Rahman, J.M., Grayson, R.B. et Podger, G.M., 2009. A new approach to water quality modelling and environmental decision support systems. *Environmental Modelling and Software*, 24(7): pp. 809-818.
- Augeard, B., 2006. Mécanismes de genèse du ruissellement sur sol agricole drainé sensible à la battance. Etudes expérimentales et modélisation. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale du Génie Rural des Eaux et des Forêts - ENGREF, Paris, 213 p.
- Augeard, B., Kao, C., Chaumont, C. et Vauclin, M., 2005a. Mechanisms of surface runoff genesis on a subsurface drained soil affected by surface crusting: A field investigation. *Physics and Chemistry of the Earth*, 30(8-10): pp. 598-610.
- Augeard, B., Kao, C., Ledun, J., Chaumont, C. et Nédélec, Y., 2005b. Le ruissellement sur sols drainés : identification des mécanismes de genèse. Rapport, Cemagref. 16 p.
- Augeard, B., Nédélec, Y., Birgand, F., Chaumont, C., Ansart, P., Kao, C., 2008. Effect of a non linear runoff response on the flood statistical properties. The case of a tile drained watershed, *Surface Water-Groundwater Interactions: Process Understanding, Conceptualization and Modelling. Proceedings of Symposium HS1002 at IUGG2007, Perugia. Italy*, pp. 12.
- Billy, C., 2008. Transfert et rétention d'azote à l'échelle d'un bassin versant agricole artificiellement drainé. Thèse de Doctorat, Université Pierre et Marie Curie - UPMC, Paris, 234 p.
- Billy, C., Birgand, F., Sebilou, M., Billen, G., Tournebize, J. et Kao, C., 2008. Nitrate dynamics in artificially drained nested watersheds. *Physics and Chemistry of the Earth (Articles in Press)*: pp. 16.
- Bleuse, N., 1999. Influence de la forêt sur l'écoulement et la qualité des eaux de deux petits bassins versants ruraux. Mémoire de Maîtrise de géographie physique, Université Paris I, Institut de Géographie, 134 p.
- Borah, D.K., Xia, R. et Bera, M., 2002. DWSM - A Dynamic Watershed Simulation Model in chap. 5 *Mathematical Models of Small Watershed Hydrology and Applications*. Highlands Ranch, CO: Water Resources Publications.: pp. 113-166.
- Bouarfa, S., 1995. Drainage en périmètre irrigué. Prise en compte de l'évaporation dans la modélisation saturée du drainage. Thèse de Doctorat, Université Louis Pasteur Strasbourg, 253 p.
- Bouarfa, S. et Zimmer, D., 2000. Water-table shapes and drain flow rates in shallow drainage systems. *Journal of Hydrology*, 235(3-4): pp. 264-275.
- Bourdarias, C. et Gerbi, S., 2007. A finite volume scheme for a model coupling free surface and pressurised flows in pipes. *Journal of Computational and Applied Mathematics*, 209(1): pp. 109-131.
- Branger, F., 2007. Utilisation d'une plate-forme de modélisation environnementale pour représenter le rôle d'aménagements hydro-agricoles sur les flux d'eau et de pesticides. Application au bassin versant de la Fontaine du Theil (Ille et Vilaine). Thèse de Doctorat, Joseph Fourier, Grenoble, 238 p.

Références bibliographiques

- Branger, F., Braud, I., Debionne, S., Viallet, P., Dehotin, J., Henine, H., Nedelec, Y., and Anquetin, S., Soumis. Towards multi-scale integrated hydrological models using the LIQUID framework. Presentation of the concepts and first examples. Environmental Modelling and Software.
- Broadhead, R.G. et Skaggs, R.W., 1982. Drainage Strategies And Peak Flood Flows,. In: A. American Society of Agricultural Engineers (Editor), Summer Meeting Madison, WI, USA, paper N°. 82(2054), pp. 16.
- C.C.T.G., 1993. (Cahier des Clauses Techniques Générales) Application aux Etudes et à la Maitrise d'Oeuvre des Travaux d'Assainissement et de Drainage Agricoles (France). In: D.d.I.A. Ministère de l'Agriculture, Service de la Mise en Valeur de l'Hydraulique et du Développement Rural; Sous Direction de l'Eau et des Equipements Publics. (Editor), pp. 88.
- C.P.C.S., 1967. (Commission de Pédologie et Cartographie des Sols), Classification Française des Sols., ENSA Grignon (France), T. C.P.C.S. 96 p.
- Carlier, N. et De Marsily, G., 2004. Assessment and modelling of the influence of man-made networks on the hydrology of a small watershed: Implications for fast flow components, water quality and landscape management. Journal of Hydrology, 285(1-4): pp. 76-95.
- Cavelaars, J.C., Vlotman, W.F. et Spoor, G., 1994. Subsurface Drainage Systems. In: H.P. Ritzema (Editor), Drainage Principles and Applications. International Institute for Land Reclamation and Improvement. Publication 16, Seconde Edition, Wageningen, The Netherlands, pp. 827-927.
- Chabot, R., 2001. Influence des prélèvements racinaires sur le fonctionnement hydraulique du drainage. Application à une culture de canne à sucre. Doctorat spécialité Terre Océan Espace, Institut National Agronomique Paris-Grignon, INAPG, 240 p.
- Chapman, T.G., 1980. Modeling Groundwater Flow Over Sloping Beds. Water Resources Research, 16(6): pp. 1114-1118.
- Childs, E.C., 1971. Drainage of Groundwater Resting on a Sloping Bed Water Resources Research, 7(5): pp. 256-1263.
- Cimen, M., 2008. Discussion of "A new drain spacing formula". Hydrological Sciences Journal, 53(4): pp. 933-934.
- Cooke, R.A., Badiger, S. et Garcia, A.M., 2001. Drainage equations for random and irregular tile drainage systems. Agricultural Water Management, 48(3): pp. 207-224.
- Cunge, J.A., Holly, F.M. et Verwey, A., 1980. Practical Aspects of Computational River Hydraulics, 3. Pitman, 240 p.
- Dehotin, J., 2009. Prise en compte de l'hétérogénéité des surfaces continentales dans la modélisation hydrologique distribuée. Exemple d'application avec des données du haut-bassin de la Saône. Thèse de Doctorat, Institut national Polytechnique de Grenoble, 330 p.
- DHI, W.a.E., 2004. MIKE SHE Water Movement User Manual DHI Water and Environment, Hørsholm, Denmark., --- p.
- Dierickx, W., 1999. Non-ideal drains. In: R.W. Skaggs et J.V. Schilfgaard (Editors), Agricultural drainage. Agronomy. American Society of Agronomy, Inc. Crop Science Society of America, Inc. Soil Science Society of America, Inc., Madison, Wisconsin, USA, pp. 297-330.
- Djordjevic, S., Prodanovic, D., Maksimovic, A., Ivetić, M. et Savić, D., 2005. SIPSON - Simulation of interaction between pipe flow and surface overland flow in networks. Water Science and Technology, 52: pp. 275-283.

Références bibliographiques

- Dolezal, F., Kulhavy, Z., Soukup, M. et Kodesova, R., 2001. Hydrology of tile drainage runoff. *Physics and Chemistry of the Earth, Part B: Hydrology, Oceans and Atmosphere*, 26(7-8): pp. 623-627.
- El-Gammal, H., Abdel-Dayem, S. et Dierickx, W., 1995. The effect of standing water above drains on the water table height midway between drains. *Irrigation & Drainage Systems*, 9(1): pp. 59-72.
- Evans, R.O., Skaggs, R.W. et Gilliam, J.W., 1995. CONTROLLED VERSUS CONVENTIONAL DRAINAGE EFFECTS ON WATER-QUALITY. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering-Asce*, 121(4): pp. 271-276.
- Fipps, G., Skaggs, R.W., 1986. Drains as a Boundary Condition in Finite Elements. *Water Resources Research*, 22(11): pp. 16313-1621.
- Fouss, J.L., Evans, R.O., Thomas, D.L. et Belcher, H.W., 1999. Operation of controlled drainage and subirrigation facilities for water table management. In: R.W. Skaggs et J.V. Schilfgaarde (Editors), *Agricultural Drainage*. American Society of Agronomy, Inc. Crop Science Society of America, Inc. Soil Science Society of America, Inc., Madison, Wisconsin, USA, pp. 743-763.
- Fraser, H. et Fleming, R., 2001. Environmental Benefits of Tile Drainage - Literature Review -, LICO - Land Improvement Contractors of Ontario.
- Fuentes, C., Zavala, M. et Saucedo, H., 2009. Relationship between the storage coefficient and the soil-water retention curve in subsurface agricultural drainage systems: Water table drawdown. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 135(3): pp. 279-285.
- Giraud, F., Faure, J.B., Zimmer, D., Lefeuvre, J.C. et Skaggs, R.W., 1997. Hydrologic modeling of a complex wetland. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 123(5): pp. 344-353.
- Gomendy, V., 1996. Variabilités Spatiale et Temporelle des Propriétés Structurales et Hydriques des Horizons de Surface de la Couverture Limoneuse Du bassin Versant de l'Orgeval. Thèse de doctorat, Université Henri Poincaré, Nancy I, 216 p.
- Gregersen, J.B., Gijsbers, P.J.A. et Westen, S.J.P., 2007. OpenMI: Open modelling interface. *Journal of Hydroinformatics*, 9(3): pp. 175-191.
- Gury, M.B., F.; Burtin, G.; Gomendy, V., 1993. Carte des sols du bassin versant du Vannetin. , Document interne, CNRS-CPB.
- Guyomard, M., 2009. Amélioration d'un modèle de transfert de pesticides sur bassins versants agricoles drainés : le modèle PESTDRAIN. Mémoire de Stage Master 2, Université Pierre et Marie Curie, École des Mines de Paris & École Nationale du Génie Rural des Eaux et des Forêts, 50 p.
- Guyon, G., 1981. *Hydraulique des nappes perchées des sols drainés*, Cemagref, Antony, Bulletin Technique Du Génie Rural. 35 p.
- Hammani, A., 2002. Modélisation couplée du drainage souterrain et du drainage de surface: Application à la conception du drainage agricole dans le périmètre irrigué du Ghard (Maroc). Thèse de Doctorat, IAV Hassan II (Maroc), Engref (Paris, France), 245 p.
- Hartani, T., Zimmer, D. et Lesaffre, B., 2001. Drainage of sloping lands with variable recharge: Analytical formulas and model development. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 127(1): pp. 8-15.
- Henine, H. et Nédélec, Y., 2009. Effect of Overpressure on the Discharge of a Tile Drainage System: An Integrated Modeling Strategy, Proceedings of the 33rd Congress of IAHR, Water engineering for a sustainable environment, Vancouver, Canada, , pp. 4078-4085.

Références bibliographiques

- Henine, H., Nédélec, Y., Augeard, B., Birgand, F., Chaumont, C., Ribstein, P. et Kao, C., 2010. Effect of Pipe Pressurization on the Discharge of a Tile Drainage System. *Vadose Zone Journal*, 9(1): pp. 36-42.
- Istok, J. et Kling, G., 1983. Effect of Subsurface Drainage on Runoff and Sediment Yield from an Agricultural Watershed in Western Oregon, U.S.A *Journal of Hydrology* 65(4): pp. 279-281.
- Kalaidzidou-Paikou, N. et Karamouzis, D., 1995. Unsteady groundwater flow over sloping beds. Water resources management under drought or water shortage conditions. Proc. symposium, Nicosia, 1995: pp. 127-133.
- Kalaidzidou-Paikou, N., Karamouzis, D. et Moraitis, D., 1997. A finite element model for the unsteady groundwater flow over sloping beds. *Water Resources Management*, 11(1): pp. 69-81.
- Kao, C., 2002. Fonctionnement hydraulique des nappes superficielles de fonds de vallées en interaction avec le réseau hydrographique. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale du Génie Rural des Eaux et des Forêts - ENGREF, Paris, 218 p.
- Kao, C., Bouarfa, S. et Zimmer, D., 2001. Steady state analysis of unsaturated flow above a shallow water-table aquifer drained by ditches. *Journal of hydrology*, 250: pp. 122-133.
- Kao, C., Nédélec, Y. et Zimmer, D., 1998. Surface runoff mechanisms and modeling in subsurface drained fields. In: L.C. Brown (Editor), *Drainage in the 21st Century: Food Production and the Environment*. Proceeding of the 7th Annual Drainage Symposium. The Society for engineering in agricultural, food, and biological systems, Orlando, Florida, USA, pp. 258-266.
- Kerger, F., Archambeau, P., Erpicum, S., Dewals, B.J. et M., P., 2009. Simulation numérique des écoulements mixtes hautement transitoires dans les conduites d'évacuation des eaux. *La Houille Blanche*, 5: pp. 159-166
- Khan, S. et Rushton, K.R., 1996a. Reappraisal of flow to tile drains I. Steady state response. *Journal of Hydrology*, 183(3-4): pp. 351-366.
- Khan, S. et Rushton, K.R., 1996b. Reappraisal of flow to tile drains II. Time-variant response. *Journal of Hydrology*, 183(3-4): pp. 367-382.
- Khan, S. et Rushton, K.R., 1996c. Reappraisal of flow to tile drains III. Drains with limited flow capacity. *Journal of Hydrology*, 183(3-4): pp. 383-395.
- Kohler, A., Abbaspour, K.C., Fritsch, M. et Schulin, R., 2001. Functional relationship to describe drains with entrance resistance. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 127(6): pp. 355-362.
- Konyha, K.D. et Skaggs, R.W., 1992. A coupled, field hydrology - open channel flow model: Theory. *Transactions of the American Society of Agricultural Engineers*, 35(5): pp. 1431-1440.
- Konyha, K.D., Skaggs, R.W. et Gilliam, J.W., 1992. Effects of drainage and water-management practices on hydrology. *Journal of Irrigation & Drainage Engineering - ASCE*, 118(5): pp. 807-819.
- Kralisch, S.K., P.; Fink, M.; Fischer, C. & Flügel, W. Oxley, L. & Kulasiri, D., 2007. JAMS – A Framework for Natural Resource Model Development and Application, MODSIM 2007 International Congress on Modelling and Simulation. Session : Design, implementation, and application of software for model integration ; . Modelling and Simulation Society of Australia and New Zealand, pp. 812-818.
- Lagarde, T., Piacentini, A. et Thual, O., 2001. A new representation of data-assimilation methods: The PALM flow-charting approach. *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society*, 127(571): pp. 189-207.

Références bibliographiques

- Lennoz-Gratin, C., 1989. Hydraulique à la surface du sol-drain. Application à la prévision du risque de colmatage minéral des drains agricoles. Thèse de Doctorat, Université des Sciences et Techniques du Longeduc, Laboratoire d'Hydrologie.
- Lennoz-Gratin, C., Lesaffre, B. et Penel, M., 1993. Diagnosis of mineral clogging hazards in subsurface drainage systems. *Irrigation and Drainage Systems*, 6(4): pp. 345-354.
- Lesaffre, B., 1988. Fonctionnement hydrologique et hydraulique du drainage souterrain des sols temporairement engorgés. Thèse de doctorat, Université Pierre et Marie Curie, Paris VI, 334 p.
- Lesaffre, B., 1989. Drainage design practices in France. *Irrigation & Drainage Systems*, 3(2): pp. 181-191.
- Lesaffre, B. et Morel, R., 1986. Use of hydrographs to survey subsurface drainage : networks ageing and hydraulic operating. In: A.L.M. Van Wijk et J. Wesseling (Editors), *Symposium on agricultural water management*, Arnhem, NLD, 18-21 June 1985, pp. 175-189.
- Lesaffre, B. et Zimmer, D., 1988. Subsurface Drainage Peak Flows in Shallow Soil. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 114(3): pp. 387-406.
- Mishra, G.C. et Singh, V., 2007. A new drain spacing formula. *Hydrological Sciences Journal*, 52(2): pp. 338-351.
- Mishra, G.C. et Singh, V., 2008. Reply to discussion of "A new drain spacing formula". *Hydrological Sciences Journal*, 53(4): pp. 935-937.
- Motiee, H., 1996. Un modèle numérique pour la simulation des réseaux d'assainissement pluvial fondé sur le concept de stockage. Thèse de Doctorat, INSA de Lyon, LYON, 270 p.
- Moussa, R., Voltz, M. et Andrieux, P., 2002. Effects of the spatial organization of agricultural management on the hydrological behaviour of a farmed catchment during flood events. *Hydrological Processes*, 16(2): pp. 393-412.
- Nash J.E. et J.V., S., 1970. River flow forecasting through conceptual models part I — A discussion of principles. *Journal of Hydrology*, 10(3): pp. 282-290.
- Nédélec, Y., 2005. Interactions en crue entre drainage souterrain et assainissement agricole. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale de Génie Rural, des Eaux et Forêts de Paris, Cemagref, 445 p.
- Nédélec, Y. et Gay, B., 2008. Experimental study of a right-angled end junction between a pipe and an open channel. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(5): pp. 616-625.
- Neiber J. L., M. et Feddes, R.A., 1999. Solution for Combined Saturated and Unsaturated Flow In: R.W. Skaggs et J.V. Schilfgaard (Editors), *Agricultural drainage*. Agronomy. American Society of Agronomy, Inc. Crop Science Society of America, Inc. Soil Science Society of America, Inc., Madison, Wisconsin, USA, pp. 767-800.
- Oberlin, G., 1981. Influence du drainage et de l'assainissement rural sur l'hydrologie. *Cemagref - Informations techniques*: pp. 45-55.
- Poirson, M., 1998. Modélisation numérique unidimensionnelle en régime fluvial de réseau hydraulique à surface libre,, Cemagref, Antony. 87 p.
- Politano, M., Odgaard, A.J. et Klecan, W., 2007. Case study: Numerical evaluation of hydraulic transients in a combined sewer overflow tunnel system. *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 133(10): pp. 1103-1110.
- Ponsaud, C., 2007. Modélisation du ruissellement hivernal des sols agricoles drainés. Application du modèle STREAM sur le bassin versant de Goins (77). Stage d'Ingénieur de l'ENGEES et du Master 2 « Risques Technologiques et Naturels » Strasbourg, 67 p.

Références bibliographiques

- Raats, P.A.C. et Gardner, W.R., 1974. Movement of water in the unsaturated zone near a water table. In: J. van Schilfgaarde (Editor), *Drainage for Agriculture*, Agronomy Serie 17, pp. 311-357.
- Reeve, J.S., Scurr, A.D. et Merlin, J.H., 2001. Parallel versions of Stone's strongly implicit algorithm. *Concurrency Computation Practice and Experience*, 13(12): pp. 1049-1062.
- Richards, L.A., 1931. Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Journal of Applied Physics*, 1(5): pp. 318-333.
- Robinson, M., 1990. Impact of improved land drainage on river flows (IH Report no.113), Report - UK Institute of Hydrology 233 p.
- Robinson, M. et Rycroft, D.W., 1999. The impact of drainage on streamflow. In: R.W. Skaggs et J.V. Schilfgaarde (Editors), *Agricultural drainage*. American Society of Agronomy, Inc. Crop Science Society of America, Madison, Wisconsin, USA, pp. 767-800.
- Roque, J., 2003. *Référentiel régional pédologique de l'Île de France à 1/250 000, Régions naturelles, pédopaysages et sols*, INRA. 239 p.
- Salem, H.E. et Skaggs, R.W., 1998. Predicting Drainage Rates Under Varying Water Table Conditions. In: L.C. Brown (Editor), *Drainage in the 21st Century: Food Production and the Environment*. Proceeding of the 7th Annual Drainage Symposium. The Society for engineering in agricultural, food, and biological systems, Orlando, Florida, USA, pp. P168-175.
- Sartor, J., 1999. Simulating the influence of backwater effects in sewer systems using hydrological model components. *Water Science and Technology*, 39(9): pp. 145-152.
- Saylo, P.E., 1974. Second Order Strongly Implicit Symmetric Factorization Methods for the Solution of Elliptic Difference Equations. *SIAM Journal on Numerical Analysis*, 11(5): pp. 894-908.
- Simunek, J., Sejna, M. et Genuchten, M.T.v., 1999. *The Hydrus Software Package For Simulating the Two-dimensional Movement of Water, Heat, and Multiple Solutes in Variably-Saturated Media*. Version 2.0. IGWMC-TPS-53, Colorado School of Mines, Golden, CO.
- Skaggs, R.W., 1980. *Drainmod Reference Report. Methods for Design and Evaluation of Drainage-Water Management Systems for Soils with High Water Tables*, United States Department of Agriculture, North Carolina state University, Raleigh, North Carolina.
- Skaggs, R.W., 1999. *Water Table Management : Subirrigation and Controlled Drainage*. In: R.W. Skaggs (Editor), *Agricultural drainage*. Agronomy. American Society of Agronomy, Inc. Crop Science Society of America, Inc. Soil Science Society of America, Inc., Madison, Wisconsin, USA, pp. 695-718.
- Skaggs, R.W., 2007a. Criteria for calculating drain spacing and depth. *Transactions of the ASABE*, 50(5): pp. 1657-1662.
- Skaggs, R.W., 2007b. Simplified methods for determining drain spacing and depth: Inputs for Eastern United States, 2007 ASABE Annual International Meeting, Technical Papers.
- Skaggs, R.W., Breve, M.A. et Gilliam, J.W., 1994. Hydrologic and water quality impacts of agricultural drainage. *Critical Reviews in Environmental Science and Technology*, 24(1): pp. 1-32.
- Stillman, J.S., Haws, N.W., Govindaraju, R.S. et Suresh C. Rao, P., 2006. A semi-analytical model for transient flow to a subsurface tile drain. *Journal of Hydrology*, 317(1-2): pp. 49-62.
- Stone, H., L., 1968. Iterative Solution of Implicit Approximations of Multidimensional Partial Differential Equations. *SIAM Journal on Numerical Analysis*, 5(3): pp. 530-558.

Références bibliographiques

- Stuyt, L.C.P.M., Dierickx, W. et Martínez Beltrán, J., 2005. Materials for Subsurface Land Drainage Systems. Fao, Irrigation And Drainage Paper. Food And Agriculture Organization Of The United Nations - FAO, 202 p.
- Stuyt, L.C.P.M. et Oosten, A.J., 1987. Mineral and ochre clogging of subsurface land drainage systems in the Netherlands. *Geotextiles and Geomembranes*, 5(2): pp. 123-140.
- Van Der Ploeg, R.R., Horton, R. et Kirkham, D., 1999. Steady Flow to Drains and Wells. In: R.W. Skaggs et J.V. Schilfgaard (Editors), *Agricultural drainage*. Agronomy. American Society of Agronomy, Inc. Crop Science Society of America, Inc. Soil Science Society of America, Inc., Madison, Wisconsin, USA, pp. 213-263.
- Vernet, G., 1999. Analyse du fonctionnement du système de drainage dans un périmètre irrigué de la Province du Shandong (Chine). Mémoire d'Ingénieur des Techniques de l'équipement rural, ENGEES Strasbourg, 68 p.
- Viallet, P., Debionne, S., Braud, I., Dehotin, J., Haverkamp, R., Saâdi, Z., Anquetin, S., Branger, F. et Varado, N., 2006. Towards multi-scale integrated hydrological models using the LIQUID framework, 7th International Conference on Hydroinformatics, Nice, France, pp. 542-549.
- Viriot, D., 2006. Transferts d'eau et d'azote dans un bassin versant agricole drainé. 3ème année de diplôme d'ingénieur, Ecole Polytechnique, Université d'Orléans.
- Wesseling, J., 1964. A comparison of the steady state drain spacing formulas of Hooghoudt and Kirkham in connection with design practice. *Journal of Hydrology*, 2(1): pp. 25-32.
- Wesström, I., Ekbohm, G., Linner, H. et Messing, L., 2004. Application of recession analysis on subsurface outflow from controlled drainage, *Proceedings of the 8th International Drainage Symposium - Drainage VIII*, pp. 398-408.
- Wiskow, E. et Van Der Ploeg, R.R., 2003. Calculation of drain spacings for optimal rainstorm flood control. *Journal of Hydrology*, 272(1-4): pp. 163-174.
- Youngs, E.G., 1976. Determination of the variation of hydraulic conductivity with depth in drained lands and the design of drainage installations. *Agricultural Water Management*, 1(1): pp. 57-66.
- Youngs, E.G., 1980. The analysis of groundwater seepage in heterogeneous aquifers. *Hydrological Sciences Bulletin*, 25(2): pp. 155-166.
- Youngs, E.G., 1999. Non-Steady Flow to Drain. In: R.W. Skaggs et J.V. Schilfgaard (Editors), *Agricultural drainage*. American Society of Agronomy, Inc. Crop Science Society of America, Inc. Soil Science Society of America, Inc., Madison, Wisconsin, USA, pp. 265-296.
- Zavala, M., Fuentes, C. et Saucedo, H., 2007. Non-linear radiation in the Boussinesq equation of the agricultural drainage. *Journal of Hydrology*, 332(3-4): pp. 374-380.
- Zimmer, D., 1988. Transfert hydrique en sols drainés par tuyaux enterrés. Compréhension des débits de pointes et essai de typologie des schémas d'écoulement. Thèse de Doctorat, Université Paris VI, 327 p.
- Zimmer, D., 2000. Drainage in Western Europe, 8th ICID International Drainage Workshop New Delhi (India), pp. 107-127.
- Zimmer, D., 2001. Fonctionnement des nappes superficielles et du drainage. Habilitation à diriger des Recherches, Université Pierre et Marie Curie.
- Zimmer, D., Hartani, T. et Lesaffre, B., 1997. Transient saturated flow equations for sloping drainage systems, 6th international landfill symposium Sardinia 97, S. Margherita di Pula Cagliari, ITA, 13-17 octobre 1997, pp. 321-334.

Annexes

Annexe I : Impact de la mise en charge du réseau de drainage par tuyaux enterrés sur le débit (Article paru dans Vadose Zone Journal)

Effect of Pipe Pressurization on the Discharge of a Tile Drainage System

H. Henine,* Y. Nédélec, B. Augeard, F. Birgand, C. Chaumont, P. Ribstein, and C. Kao

Predicting the drainage impacts on downstream peak events is complex because it involves studying many physical processes at different interdependent scales: the individual field, the drainage network, and the catchment. This study focused on an experiment performed in a small subsurface-drained catchment (130 ha), east of Paris, France. The main objective was to study the influence of the temporary pipe pressurization of the drainage network on the field drainage discharge during intense rainfall events. The flow rates at one buried pipe collector within the drainage network and at the catchment outlet were monitored concurrently with the pressure head in the pipe. Water levels were recorded in rows of piezometers aligned between drains connected to the studied collector so that water storage in the water table could be investigated during pipe pressurization. Two years of observations showed that when a pipe pressurization condition existed, the collector discharge was limited or reversed and the infiltrated water was temporarily stored within the field soil as the water table rose. Between the usual stages of normal subsurface drainage (peak flow and recession), two additional behaviors appeared to occur, similar to those resulting from implementing controlled drainage and subirrigation practices, and with noticeable consequences on the discharge hydrograph. No strong relationship could be established between the collector discharge limitation and the catchment hydrology, probably because pressurization affected only a small part of the drainage network.

BYOND ITS AGRONOMIC purpose, subsurface drainage may affect the catchment's hydrologic response (Robinson, 1990; Skaggs et al., 1994). Studies on its downstream impact, especially on flooding, involve many flow processes taking place at different scales (Robinson and Rycroft, 1999). At the field scale, subsurface drainage draws the water table down, which consequently increases the storage capacity of the soil and significantly decreases surface runoff (Augeard et al., 2005; Kao et al., 1998; Konyha et al., 1992; Robinson and Rycroft, 1999; Skaggs et al., 1994). At the catchment scale, the transfer of drained water from the field to the outlet, through buried pipe collector networks, is subject to hydraulic resistance occurring (i) through the soil profile

(Dierickx, 1999; Stuyt et al., 2005) and (ii) in the buried pipe collector networks themselves (Dolezal et al., 2001; Oberlin, 1981).

First, resistance of water flow in the soil profile depends on the soil's hydraulic properties and the drainage system's design parameters (e.g., Lesaffre and Zimmer, 1988; Wiskow and van der Ploeg, 2003); both are used to describe the drainage discharge in relation to the inflating or deflating processes of the water table (Bouarfa and Zimmer, 2000) and in relation to the partial ponding conditions caused by the high water table (Salem and Skaggs, 1998). Around and along the drain pipe, the convergence of streamlines toward the inlet perforations of the drain induces radial and entrance resistance as well as a corresponding head loss (Dierickx, 1999; Kohler et al., 2001; Stuyt et al., 2005). For high drainage rates, these head losses can lead to the water table level rising above the drain and then throughout the soil profile. Head losses due to streamline convergence toward drain inlets have been taken into account using an equivalent drain diameter smaller than the actual one (Dierickx, 1999). Theoretical formulas for drainage rates and simulation models, such as DRAINMOD (Skaggs, 1980), SIDRA (Bouarfa and Zimmer, 2000), and HYDRUS-2D (Simunek et al., 1999), propose methods to compute drainage rates during high flows, taking into account head losses attributable to soil and drain resistance.

The drainage models assume free pressure conditions in the drain; however, water transfer in the buried pipe network can be constrained by pipe pressurization, which may significantly modify both drainage discharge and water table behavior. The pressurization may result from undersize pipes (e.g., Cavelaars et al., 1994; El-Gammal et al., 1995) or from submersion of the

H. Henine, Y. Nédélec, B. Augeard, F. Birgand, C. Chaumont, and C. Kao, Unité de Recherche Hydrosystèmes et Bioprocédés, Cemagref Antony, BP 44, 92163, France. F. Birgand, Biological & Agricultural Engineering, North Carolina State Univ., Raleigh, NC 27695-7625. P. Ribstein, Sisyphé, Université Pierre et Marie Curie, Paris, 75252, France. C. Kao, AgroParisTech, Direction Scientifique—Avenue du Maine, F-75732 Paris Cedex 15. *Corresponding author (hocine.henine@cemagref.fr).

Vadose Zone J. 9:36–42
doi:10.2136/vzj2008.0152
Received 28 Oct. 2008.
Published online 11 Jan. 2010.

© Soil Science Society of America
677 S. Segoe Rd. Madison, WI 53711 USA
All rights reserved. No part of this periodical may be reproduced or transmitted in any form or by any means, electronic or mechanical, including photocopying, recording, or any information storage and retrieval system, without permission in writing from the publisher.

outlet in the arterial channel (Konyha et al., 1992; Nédélec and Gay, 2008). An analog behavior of this case has been described in the literature on controlled drainage and subirrigation drainage techniques (Skaggs, 1999; Wesström et al., 2004). El-Gammal et al. (1995) showed that at the field scale, pipe pressurization leads to the water table rising above the drain, which then extends to the mid-drain. Their analysis was performed at the soil profile scale. The effects of collector pressurization on drainage discharge during a peak event at the field and catchment scales have not been investigated in detail.

The main objective of this study was to go further in the analysis of the hydrologic impact of pipe collector network pressurization on subsurface drainage discharge at the field scale compared with outflow at the catchment outlet using two years of measurements performed in a small drained catchment in France.

Experimental Setup

Experimental Site

The experimental site is located on the Goins catchment (130 ha), 70 km east of Paris, France. The mean annual temperature is 9.7°C, the mean annual precipitation is about 700 mm, and the mean annual potential evapotranspiration is about 760 mm. The wet season, from October to April, is characterized by an excess of precipitation, calculated as the amount of precipitation minus evapotranspiration, of about 320 mm. The dry season, from May to September, shows a precipitation deficit of about 290 mm. Except for a few years with rainy summers and strong runoff events, catchment discharge is mainly supplied by the drainage network, which operates during the precipitation excess period, defined as the intense drainage season (Lesaffre and Morel, 1986).

The soil of the experimental area (particle size distribution provided in Table 1) is a loess deposit (Quaternary formation) up to 10 m thick, overlying the Brie Limestone (Oligocene formation). Its upper layer (approximately 0.8 m in depth) has evolved into a silty glossic leached brown soil (a slightly fragic Oxyaquic Glossudalf). The layer underneath is enriched in clay, which causes a perched water table to appear in winter. A deeper aquifer is present under the loess deposit, in the Brie Limestone formation (Billy et al., 2009).

Most of the agricultural fields of the catchment are drained by buried pipes because of waterlogging. The drainage system consists in two main buried collector networks (N1, west, and N2, east), which discharge into the arterial drainage channel (Fig. 1).

TABLE 1. Particle size distribution of soil from the experimental field at three depths.

Particle size	0.3 m	0.8 m	1.5 m
	%		
Clay (<2 mm)	21.7	30.9	30.1
Silt (2–50 mm)	72.3	67.4	67
Sand (50–2000 mm)	6	1.7	2.9

The N1 and N2 networks drain a cumulative area of 72 and 18.5 ha, respectively. The two account for 73% of the total catchment area. The investigated drainage network N2 comprises three main collectors (perforated and corrugated polyvinyl chloride [PVC] pipes): the collectors C1 (inner diameter 148 mm) and C2 (inner diameter 91 mm) are connected to collector C3 (inner diameter 148 mm), as shown in Fig. 1. The C1 and C3 networks were installed in 1975, and in 2002 additional fields were drained with the C2 network. The cumulative drained areas for C1, C2, and C3 are 7.1, 7.8, and 18.5 ha, respectively. The collector slopes are 0.012, 0.012, and 0.024, respectively.

The experimental field is located in the downstream part of the N2 network. The drainage system of this field consists of corrugated and perforated PVC pipes (inner diameter 58 mm), regularly spaced every 10 m, buried 0.8 to 1 m deep, and connected to a perforated corrugated PVC field collector (inner

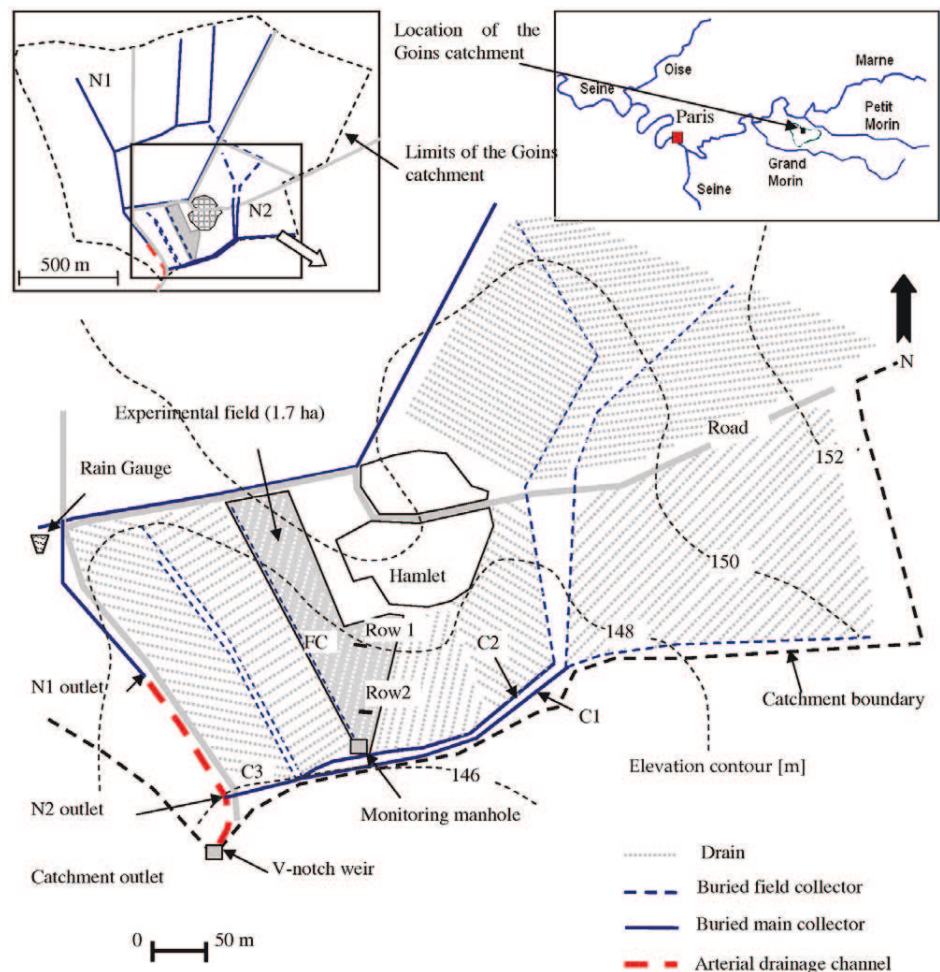


FIG. 1. Catchment outlet, drainage network, and drained field experimental setup.

diameter 91 mm), noted as FC in Fig. 1, buried 1 m deep. This collector drains a cumulative area of 1.7 ha and discharges into the main collector C2 (Fig. 1).

Monitoring

A V-notch weir at the catchment outlet and a tipping bucket rain gauge were installed in 1998 (Fig. 1). Both rainfall and out-flow data have been recorded on an hourly basis.

An experimental setup was used to detect the periods of pressurized flow in the FC collector and its influence on the measured discharge. A manhole was dug to reach the FC pipe before its junction with C2 (Fig. 1) so that drainage discharge from the buried experimental field collector could be recorded using an electromagnetic flow meter (Model MAG 8000, Siemens Flow Instruments A/S, Munich). This flow meter performs forward and reverse velocity measurements and was calibrated to reach a maximum uncertainty of $\pm 0.4\%$ at the velocity of $\pm 2 \text{ m s}^{-1}$.

Because the flow meter needs full-section flow, it was inserted in the middle of a U bend, as shown in Fig. 2. Because of this, this part of the pipe remains filled with water, while the collector may flow either with a free surface or pressurized.

A pressure sensor was used to measure the pressure head and calculate the water level in the manhole. Since the collector perforations still present in the manhole allowed hydraulic equilibrium between the pipe and the manhole, it was assumed that this water level was an adequate value for the hydraulic head inside the collector, below the maximum observable level of 1 m (depth of collector FC). It was also assumed that the equilibrium leakage rate between the collector perforations and the manhole was negligible.

A datalogger connected to the flow meter and the pressure sensor recorded data by 30-min intervals during the two winters (drainage seasons) studied: 2006–2007 and 2007–2008.

To show the influence of FC pressurization on the water table profile, two rows of piezometers with pressure sensors connected to a datalogger were installed perpendicularly to the drain (Fig. 1). Each row consisted of four piezometers, 2 m deep, spaced by 1.5 m and located from the drain vicinity to the mid-drain point. The water table data were recorded by 30-min intervals during the two winters (drainage seasons) studied: 2006–2007 (Row 1 only) and 2007–2008 (Rows 1 and 2).

Results and Discussion

Rainfall Runoff Characteristics

Daily rainfall and catchment discharge are shown in Fig. 3 and 4 between 1 November and 30 April for seasons 2006–2007 and 2007–2008, respectively. No snow event occurred during these periods. Following the method of Lesaffre and Morel (1986), the first drainage season started on 5 Dec. 2006 and lasted until 13 Mar. 2007, and the second started on 31 Dec. 2007, and lasted until 25 Apr. 2008. Before and after these dates, the catchment showed a much lower response to rain events, probably due to significant vertical flow from the soil to the bedrock.

Pressurization of collector FC was observed during 10 peak flow events (numbered 1–10 in Fig. 3 and 4).

A frequency analysis was conducted using daily rainfall amounts available from 1972 from a rain gauge located 3 km from the study site. Table 2 shows the maximum daily rainfall

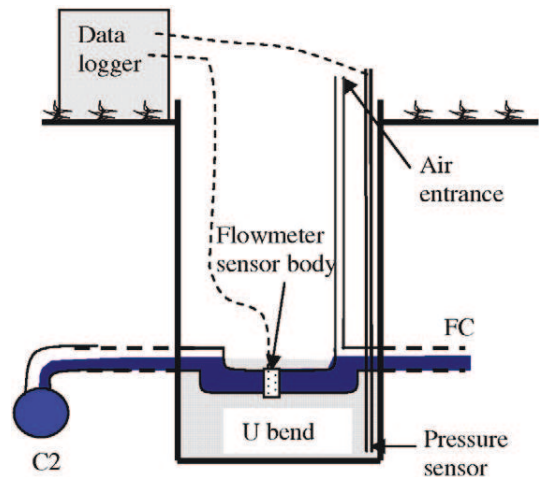


FIG. 2. Electromagnetic flow meter setup in the field collector (FC) (in the manhole in Fig. 1).

amount and corresponding return period for each event that led to FC pressurization. Only Event 7 shows a return period > 1 yr.

Analysis of Causes for Pipe Pressurization

The possible causes for pipe pressurization are numerous (Kohler et al., 2001; Nédélec and Gay, 2008). Some of them were investigated on the basis of available information on pipe design, visual observations, and experimental data.

The first possible cause is a pipe obstruction. In December 2007, a visual inspection of collector FC by temporary removal of the flow meter and of the free outlet of collector C3 showed no deposits of material that could have obstructed the pipes.

The second possible cause is an insufficient pipe capacity. Following Cahier des Clauses Techniques Générales (1993), Manning–Strickler's formula was used to determine the theoretical full-section discharge of collectors C1, C2, C3, and FC:

$$Q = 0.0269 \cdot 10^{-4} K d^{8/3} s^{1/2}$$

where Q is the flow rate (L s^{-1}), K is the Manning–Strickler roughness coefficient ($\text{m}^{1/3} \text{s}^{-1}$), d is the pipe diameter (mm), and s is the pipe slope (dimensionless). The value of $K = 70 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ for corrugated PVC pipes, according to French drainage practices (Cahier des Clauses Techniques Générales, 1993), was chosen for the four collectors. The full-section discharge was compared to a project design rate, calculated on the basis of a 1-yr return period, 3-d rainfall (Cahier des Clauses Techniques Générales, 1993; Lesaffre, 1989) and a drainage yield (expressed as a percentage of the rainfall) equal to 70%. For the area studied, the drainage design rate is approximately $1.3 \text{ L s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$. Table 3 shows that C2 and C3 are undersized, their theoretical full-section discharges being lower than the design rates (at 35 and 75%, respectively). Obviously, the diameter of collector C2 was not chosen using the current French drainage practices; the insufficiency of collector C3 stems from the addition of the C2 drainage network in 2002.

To demonstrate the probability of pipe pressurization during individual rainfall events, the discharge was calculated for all collectors and events as the maximum of rainfall amounts during 24-h moving periods, multiplied by the drained area

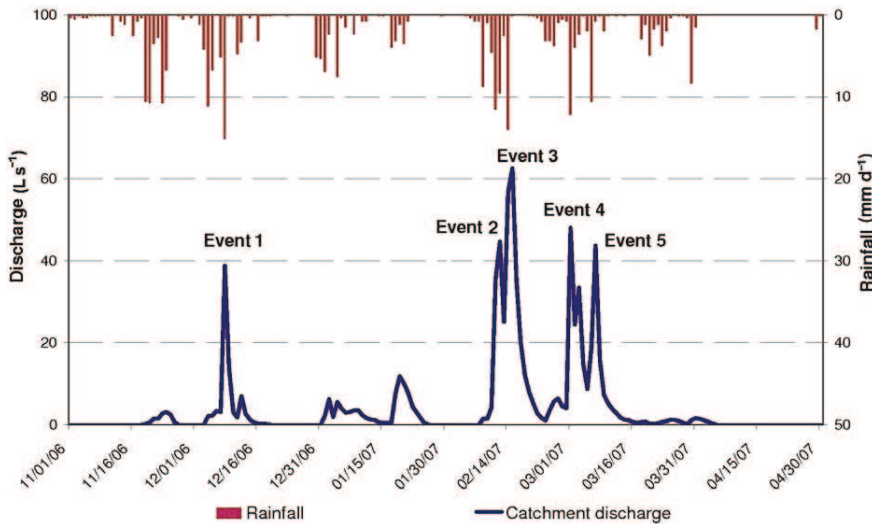


FIG. 3. Rainfall-runoff characteristics for season 2006–2007 and peak flow events with a pressurized field collector.

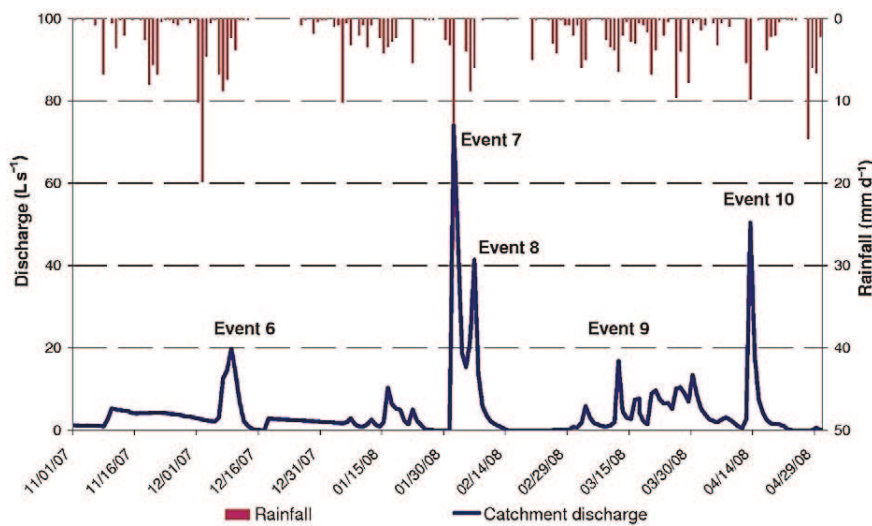


FIG. 4. Rainfall-runoff characteristics for season 2007–2008 and peak flow events with a pressurized field collector.

and a drainage yield of 70% (Table 3) and is referred to here as *required discharge*.

The comparison in Table 3 between the theoretical full-section discharge and the required discharges for each collector shows that the required discharge exceeded the collector capacity only once (at Event 7, which has the longest return period) in C1 and FC. On the other hand, the required discharge in C2 exceeded the collector capacity for all events. Events 1, 3, 4, and 7 also produced required discharges in excess of the collector capacity for C3. Thus, the probable insufficient capacity of collector C2, which receives discharge from FC, may be the origin of the latter's pressurization.

TABLE 2. Maximum daily rainfall amount and corresponding return period for Events 1 through 10 leading to collector pressurization.

Parameter	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Rainfall, mm d ⁻¹	15.2	11.6	14	12.2	10.6	8.8	28	8.8	6.4	9.8
Return period, yr	0.54	0.26	0.42	0.28	0.22	0.13	5.0	0.13	0.06	0.17

A high water level in the arterial channel may be a third possible cause of pressurization for the pipe network. Indeed, the base level of the outlet of network N2 into the arterial channel is located 5 cm above the bottom of the channel, so that this outlet can easily be submerged, even under low-flow conditions. Although such a submersion may limit the discharge capacity of the whole network (Nédélec and Gay, 2008), the slope and length of collector C3 are considered significant enough to protect the upper parts of network N2 from tail-water effects.

Pipe Pressurization and Backflow

To further investigate the effect of FC pressurization on drainage system behavior, the measured discharge from the experimental field was examined in detail during network pressurization.

The pressurization was shown to clearly modify the collector discharge compared with the catchment discharge. Therefore, pressurization periods may be identified either by the water level in the manhole or by the shape of the specific FC discharge hydrograph.

Events 9 and 10 are illustrated in Fig. 5 and 6. They represent two kinds of influence: a low-pressurization influence (Event 9), where FC flowed outward from the field throughout the event, and a strong-pressurization influence (Event 10), where FC flowed backward (backflow) to the field during part of the event. For each event, a single graph shows the specific flow rate measured at the field collector and at the catchment outlet, the water level in the manhole, and the rainfall rate.

The FC discharge was controlled in both cases by the network's pressurization.

The successive stages of the field drainage system behavior during this period can be compared to those encountered in conventional drainage, controlled drainage, and subirrigation systems (Fouss et al., 1999; Skaggs, 1999). The shape of the observed specific FC and catchment discharge hydrographs, together with the manhole water level, can define the different stages of influence on the field discharge during the pressurization period:

1. The first stage (first peak discharge) occurs when discharge from the FC collector increases as a response to rainfall and then decreases quickly (A in Fig. 5 and 6), while discharge from the catchment continues to increase. Obviously, this peak flow characterizes the beginning of the downstream influence on FC. As shown in Table 3, this influence can be explained by a pressurized flow in C2.

- A second intermediate stage (backflow stage) corresponds to an inverse discharge in FC (interval A' in Fig. 6). Backflow may occur when the pressure head in C2 is much higher than in FC, and may be related to the downstream location of the experimental field within the C2 network. Backflow was observed for all pressurization events except Event 9.
- The third stage (second peak discharge) starts when FC discharge increases again and ends at the second peak flow (B in Fig. 5 and 6). This increase of FC discharge, delayed after rainfall, corresponds to the gradual reduction in the downstream influence of FC by unpressurization of flow in the C2 pipes. The unpressurization of C2 stems from the decrease in drainage discharge from the upstream fields of network N2.
- The fourth stage is a recession stage (interval C in Fig. 5 and 6). The recession corresponds to the release of soil water and a return to free-surface conditions in collector FC.

Based on the explanation above, the influenced field discharge period obviously resulting from FC pressurization (A + B) is defined and symbolized by a gray background. Its duration for all events is given in Table 4.

The results and observations detailed above reveal that fields that are influenced by pipe pressurization operate under a succession of four drainage stages: first peak flow, backflow, second peak flow, and recession. Similar periods of pipe pressurization followed by these three or four stages may be encountered in other parts of the system.

The observed field discharge hydrograph also shows the occurrence of a secondary peak flow far later than any rainfall recharges. Measurements show a lag of 10 h for Event 9 and 25 h for Event 10 between the catchment's peak flow and the delayed field peak discharge. The consequences of this lag in the catchment hydrograph are difficult to identify other than a slight change in the hydrograph slope at the end of the influenced period. Nevertheless, these results demonstrate that pipe pressurization of subsurface drainage increases the lag time between the drained field and the catchment outlet and adds to the substantial impact of subsurface drainage on watershed hydrology.

Shallow Water Table Behavior during Pipe Pressurization

The piezometric data showed that the water table behavior was influenced by pressure conditions in the field collector. This influence is more noticeable in Row 2, which was located lower than Row 1. Figure 7 shows the variations in the water table elevation measured by the piezometers of Row 2 during rainfall Event 10. The figure is composed of

TABLE 3. Comparison between the discharge rate of each event and full-section discharge of the three main collectors of the N2 network (C1–C3) and the field collector (FC).

Parameter	C1	C2	C3	FC
Collector properties				
Cumulative drained area, ha	7.1	7.8	18.5	1.7
Diameter, mm	148	91	148	91
Slope	0.01200	0.01200	0.02437	0.01200
Manning–Strickler coefficient, $m^{1/3} s^{-1}$	70	70	70	70
Full-section discharge rate, $L s^{-1}$	12.64	3.46	18.02	3.46
Project design rate, $L s^{-1}$	9.23	10.14	24.05	2.21
Required discharge rates for individual rainfall events, $L s^{-1}$				
Event 1	8.7	9.6	22.7	2.1
Event 2	6.7	7.3	17.4	1.6
Event 3	8.1	8.8	20.9	1.9
Event 4	7	7.7	18.3	1.7
Event 5	6.1	6.7	15.9	1.5
Event 6	5.1	5.6	13.2	1.2
Event 7	16.1	17.7	41.9	3.9
Event 8	5.1	5.6	13.2	1.2
Event 9	3.7	4	9.6	0.9
Event 10	5.6	6.2	14.7	1.3

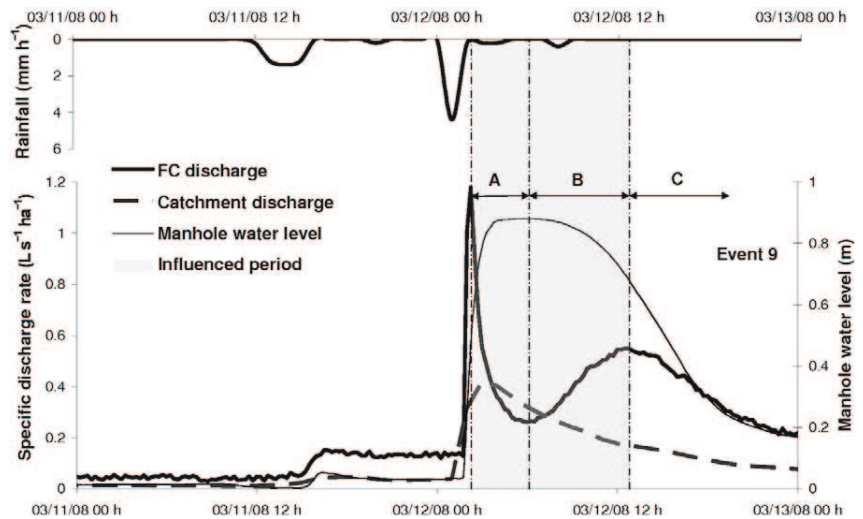


FIG. 5. Discharges from field (FC) and catchment for Event 9, the case of a low pressurization influence with three stages: first peak discharge (A); second peak discharge (B); and recession (C).

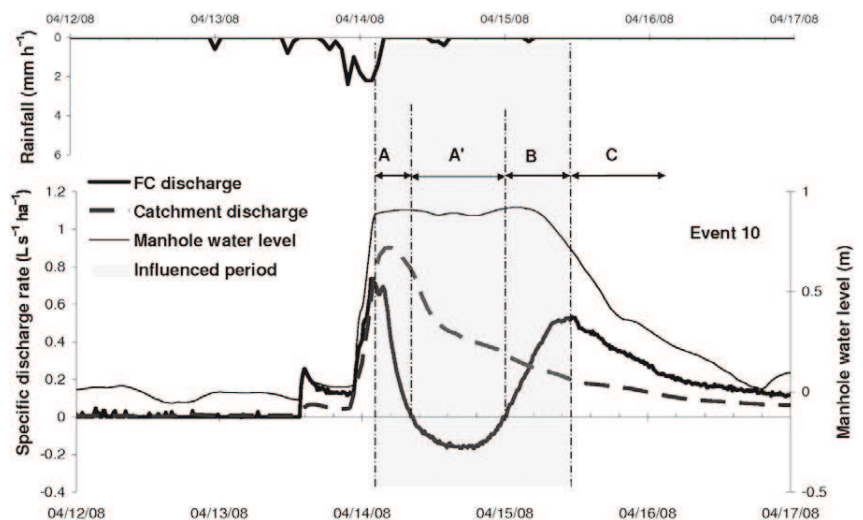


FIG. 6. Discharges from field (FC) and catchment for Event 10, the case of a strong influence on field discharge with four stages: first peak discharge (A); backflow (A'); second peak discharge (B); and recession (C).

TABLE 4. Summary of maximal discharge flow rate in the field collector (FC), the duration of pipe pressurization, and the maximal water table elevation for all events.

Event	Maximal discharge flow rate in FC $L s^{-1}$	Duration of pipe pressurization h	Maximal water table elevation† for Row 1		Maximal water table elevation‡ for Row 2	
			Drain vicinity	Between drains	Drain vicinity	Between drains
m						
1	1.5	20	NA§	NA	NA	NA
2	1.1	40	147.21	147.42	NA	NA
3	0.75	67	147.34	147.38	NA	NA
4	0.6	73	147.08	147.40	NA	NA
5	1.0	38	147.14	147.41	NA	NA
6	NA	NA	146.78	147.26	146.23	146.28
7	NA	NA	147.50	147.40	146.34	146.33
8	NA	NA	147.44	147.44	146.30	146.30
9	2.0	11	147.38	147.41	146.23	146.32
10	1.25	34	147.39	147.41	146.32	146.34

† Soil surface elevation for Row 1: 147.57 at the drain vicinity and 147.55 between drains.

‡ Soil surface elevation for Row 2: 146.34 at the drain vicinity and 146.40 between drains.

§ NA, no available data.

four plots depicting each field discharge stage presented above. When the field drains were free from any influence from the collector network, the water table operated as expected for subsurface drainage. During pipe pressurization, however, the water table system switched between the usual subsurface drainage, controlled drainage, and subirrigation modes of behavior (Fouss et al., 1999; Skaggs, 1999).

Figure 7a shows the effect of pressurized drains on the water table level at the beginning of the influenced period (A in Fig. 6). On the one hand, the high level of the water table resulted from intense rainfall recharge; on the other hand, the higher rise of the water table above the drains compared with the rise observed

midway between the drains was caused by the beginning of backflow in the drainage system.

The variations in the water table during the backflow stage (A' in Fig. 6), similar to subirrigation (Fouss et al., 1999; Skaggs, 1999), are shown in Fig. 7b. Although rain infiltration ceased at 0400 h, water brought by the drains into the water table was stored almost up to the soil surface at 1600 h, when the backflow intensity reached its maximum.

Then at the end of the influenced period marked by the transition stage (B in Fig. 5 and 6), the pressure head in the field drains decreased and resulted in an increasing field discharge.

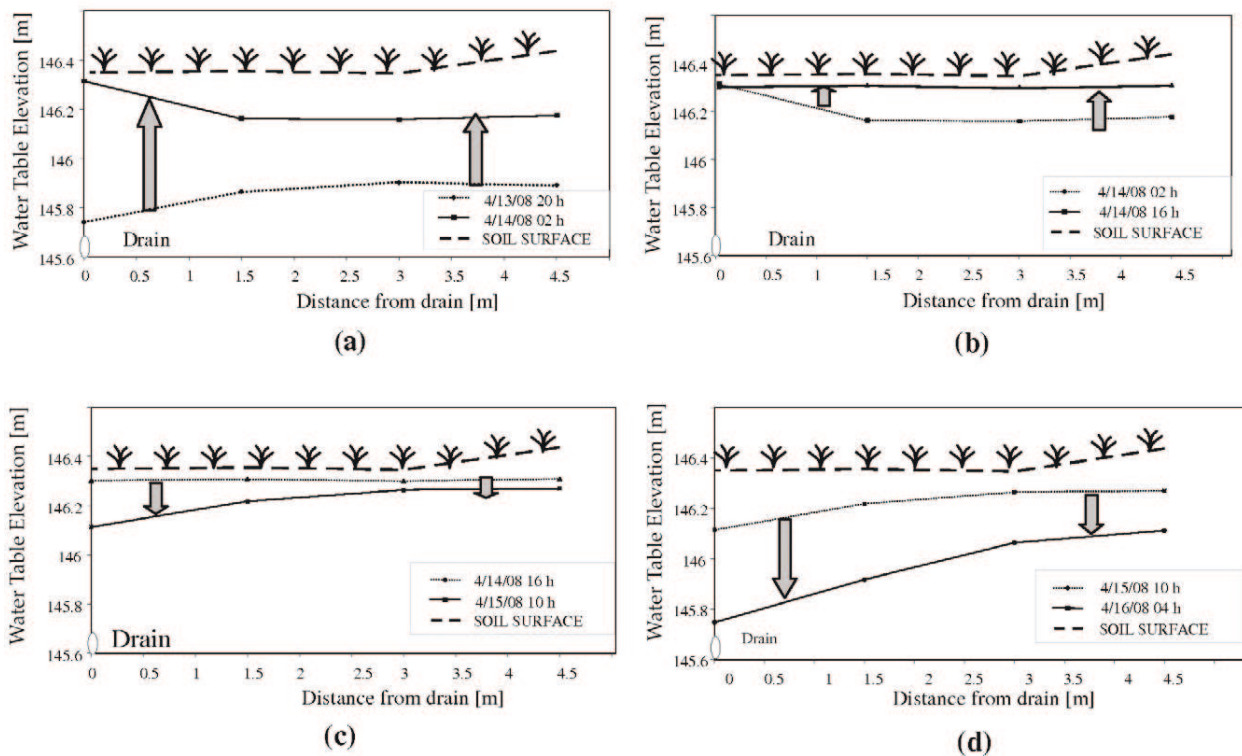


FIG. 7. Variations of water table elevation measured by the piezometers of Row 2 during rainfall Event 10: (a) variation during rainfall event and beginning of influenced discharge period (A in Fig. 6); (b) variation during backflow stage (A' in Fig. 6); (c) slow decrease above drain during 18 h of transition stage (B in Fig. 6); and (d) rapid decrease in variation during 18 h of recession stage (C in Fig. 6).

The water table returned to a controlled drainage profile, sloping toward pressurized drains (Fig. 7c).

The discharge increase stopped with the return to a free-surface flow at the FC outlet and was followed by a global recession stage (C in Fig. 5 and 6).

A set of summarized data quantifying the effects of pressurization described above is given for all events in Table 4. According to Table 4, Event 4 had the longest duration of pipe pressurization: 3 d. Despite unavailable data, this duration should have largely been exceeded during Event 7, which had the longest return period.

Conclusions

In this study, we analyzed an experimental set of data comprising flow rates at both the drained field and catchment outlets, as well as shallow water table elevations in the field and pressure head conditions in the collector pipe. This revealed that during an intense rainfall event leading to pressurization of the collector network, drainage discharge flow rates are limited or can even be reversed.

A given rainfall event creates successive conditions similar to those resulting from classical subsurface drainage, subirrigation, and controlled drainage practices, followed by a final recession period. Thus, such conditions allow temporary additional storage of water in the soil profile during the rainfall events and may delay recession after the end of pressurization.

The combination of water storage and delayed peak discharge from the field could have consequences on the catchment's hydrograph if the influenced fields account for a relatively large part of the watershed. In this particular case, the observations contributed to a better description of the discharge and water table behavior at the field scale, but at this time no strong relationship could be established between this information and a possible modification of the catchment's hydrology.

Although these measurements are difficult to generalize, modeling a coupled scheme including subsurface pipes and feedback linkage to the water table may show a way to improve currently used drainage models by introducing, at their specific scale, a validated temporary retention function under conditions exceeding design capacities. This coupled scheme will also broaden the scope of investigations of subsurface drainage hydrology under such conditions.

ACKNOWLEDGMENTS

The experiment was supported in part by the GIS-ORACLE project. Acknowledgements go to Mr. Patrick Ansart for his assistance in field work and to Mr. Perrin for letting us use one of his parcels for the study. Authors also thank the three anonymous reviewers for their contributions to the improvement of the manuscript

References

Augeard, B., C. Kao, C. Chaumont, and M. Vauclin. 2005. Mechanisms of surface runoff genesis on a subsurface drained soil affected by surface crusting: A field investigation. *Phys. Chem. Earth* 30:598–610.

Billy, C., F. Birgand, M. Sebilho, G. Billen, J. Tournebize, and C. Kao. 2009. Nitrate dynamics in artificially drained nested watersheds. *Phys. Chem. Earth* (in press), doi:10.1016/j.pce.2008.09.007.

Bouarfa, S., and D. Zimmer. 2000. Water-table shapes and drain flow rates in shallow drainage systems. *J. Hydrol.* 235:264–275.

Cahier des Clauses Techniques Générales. 1993. Application aux Etudes et à la Maitrise d'Oeuvre des Travaux d'Assainissement et de Drainage Agricoles (France). Ministère de l'Agriculture, Service de la Mise en Valeur de l'Hydraulique et du Développement Rural, Paris.

Cavelaars, J.C., W.F. Vlotman, and G. Spoor. 1994. Subsurface drainage systems. p. 827–927. In H.P. Ritzema (ed.) *Drainage principles and applications*. ILRI Publ. 16. 2nd ed. Int. Inst. for Land Reclam. and Improve., Wageningen, the Netherlands.

Dierickx, W. 1999. Non-ideal drains. p. 297–330. In R.W. Skaggs et al. (ed.) *Agricultural drainage*. Agron. Monogr. 38. ASA, CSSA, and SSSA, Madison, WI.

Dolezal, F., Z. Kulhavy, M. Soukup, and R. Kodesova. 2001. Hydrology of tile drainage runoff. *Phys. Chem. Earth B* 26:623–627.

El-Gammal, H., S. Abdel-Dayem, and W. Dierickx. 1995. The effect of standing water above drains on the water table height midway between drains. *Irrig. Drain. Syst.* 9:59–72.

Fouss, J.L., R.O. Evans, D.L. Thomas, and H.W. Belcher. 1999. Operation of controlled drainage and subirrigation facilities for water table management. p. 743–763. In R.W. Skaggs et al. (ed.) *Agricultural drainage*. Agron. Monogr. 38. ASA, CSSA, and SSSA, Madison, WI.

Kao, C., Y. Nédélec, and D. Zimmer. 1998. Surface runoff mechanisms and modeling in subsurface drained fields. p. 258–266. In L.C. Brown (ed.) *Drainage in the 21st Century: Food production and the environment*. Proc. Annu. Drain. Symp., 7th, Orlando, FL. 8–10 Mar. 1998. Am. Soc. Agric. Eng., St. Joseph, MI.

Kohler, A., K.C. Abbaspour, M. Fritsch, and R. Schulin. 2001. Functional relationship to describe drains with entrance resistance. *J. Irrig. Drain. Eng.* 127:355–362.

Konyha, K.D., R.W. Skaggs, and J.W. Gilliam. 1992. Effects of drainage and water-management practices on hydrology. *J. Irrig. Drain. Eng.* 118:807–819.

Lesaffre, B. 1989. Drainage design practices in France. *Irrig. Drain. Syst.* 3:181–191.

Lesaffre, B., and R. Morel. 1986. Use of hydrographs to survey subsurface drainage: Networks ageing and hydraulic operating. p. 175–189. In A.L.M. van Wijk and J. Wesseling (ed.) *Symp. on Agricultural Water Management*, Arnhem, the Netherlands. 18–21 June 1985. Balkema, Rotterdam.

Lesaffre, B., and D. Zimmer. 1988. Subsurface drainage peak flows in shallow soil. *J. Irrig. Drain. Eng.* 114:387–406.

Nédélec, Y., and B. Gay. 2008. Experimental study of a right-angled end junction between a pipe and an open channel. *J. Hydraul. Eng.* 134:616–625.

Oberlin, G. 1981. Influence du drainage et de l'assainissement rural sur l'hydrologie. *Cemagref Inf. Tech.* 285:45–55.

Robinson, M. 1990. Impact of improved land drainage on river flows. Rep. 113. Inst. of Hydrol., Wallingford, UK.

Robinson, M., and D.W. Rycroft. 1999. The impact of drainage on streamflow. p. 767–800. In R.W. Skaggs et al. (ed.) *Agricultural drainage*. Agron. Monogr. 38. ASA, CSSA, and SSSA, Madison, WI.

Salem, H.E., and R.W. Skaggs. 1998. Predicting drainage rates under varying water table conditions. p. 168–175. In L.C. Brown (ed.) *Drainage in the 21st Century: Food production and the environment*. Proc. Annu. Drain. Symp., 7th, Orlando, FL. 8–10 Mar. 1998. Am. Soc. Agric. Eng., St. Joseph, MI.

Simunek, J., M. Sejna, and M.Th. van Genuchten. 1999. The HYDRUS software package for simulating the two-dimensional movement of water, heat, and multiple solutes in variably-saturated media. Version 2.0. IGWMC-TPS-53. Colorado School of Mines, Golden.

Skaggs, R.W. 1980. Methods for design and evaluation of drainage-water management systems for soils with high water tables. DRAINMOD Ref. Rep. North Carolina State Univ., Raleigh.

Skaggs, R.W. 1999. Water table management: Subirrigation and controlled drainage. p. 695–718. In R.W. Skaggs et al. (ed.) *Agricultural drainage*. Agron. Monogr. 38. ASA, CSSA, and SSSA, Madison, WI.

Skaggs, R.W., M.A. Breve, and J.W. Gilliam. 1994. Hydrologic and water quality impacts of agricultural drainage. *Crit. Rev. Environ. Sci. Technol.* 24:1–32.

Stuyt, L.C.P.M., W. Dierickx, and J. Martínez Beltrán. 2005. Materials for subsurface land drainage systems. *Irrig. Drain. Pap.* 60. FAO, Rome.

Wesström, I., G. Ekbohm, H. Linner, and L. Messing. 2004. Application of recession analysis on subsurface outflow from controlled drainage. p. 398–408. In *Drainage VIII: Proc. Int. Drain. Symp.*, 8th, Sacramento, CA. 21–24 Mar. 2004. Am. Soc. Agric. Biol. Eng., St. Joseph, MI.

Wiskow, E., and R.R. van der Ploeg. 2003. Calculation of drain spacings for optimal rainstorm flood control. *J. Hydrol.* 272:163–174.

Annexe II : Hypothèses simplificatrices supplémentaire sur l'écoulement de nappe

1. La recharge de la nappe et porosité de drainage

La recharge de la nappe dépend essentiellement de l'écoulement dans la zone non-saturée du sol. Dans les modèles de nappe prenant uniquement en compte la zone saturée, la recharge, égale à la pluie nette ($P-ETP$), est appliquée instantanément et verticalement à la surface libre de la nappe. Ceci n'a de sens que si, par hypothèse, la vitesse de transfert dans la zone non saturée est relativement importante et l'écoulement est quasi-vertical jusqu'à la surface libre de la nappe. Dans le cas contraire, ces simplifications peuvent aboutir à une surestimation de la recharge et des flux transitant dans la nappe. En général le transfert dans zone non-saturée est ignoré par les modèles de nappe. Cependant, plusieurs études ont montré qu'en plus de l'écoulement vertical participant à la recharge de la nappe, il existe un écoulement horizontal dans une zone dite de transition (e.g. Kao, 2002). Cet écoulement quand il se produit près des points de rejet de la nappe hors du sol, tels que les fossés ou les drains enterrés, peut quitter le sol directement sans participer à la recharge de la nappe. Kao et al. (2001) ont estimés analytiquement l'écoulement horizontal au maximum à 18% de l'écoulement total pour des régimes d'infiltration supérieur à 5% de la conductivité à saturation. Localement, la part de l'écoulement transitant par la zone de transition est contrôlée par la pente de la surface libre de la nappe. Dans le cas des nappes superficielles drainées par tuyaux enterrés, la pente de la surface libre de la nappe est en général faible, excepté près des drains où elle est relativement importante. Par conséquent, on suppose négligeable cet écoulement et on considère que la recharge de la nappe est égale à la pluie nette ($P-ETP$) dans tout le domaine d'écoulement y compris près des drains.

Un autre concept important dans l'étude des variations du niveau de la nappe concerne la **porosité de drainage** du sol. Ce concept est amplement discuté dans la littérature, et ne sera pas étudié en détail dans ce travail de thèse. Par hypothèse, nous considérons que la porosité de drainage est constante dans le temps et dans l'espace et que nous avons un remplissage et une vidange instantanés de la porosité de drainage. Ce n'est pas le cas en réalité, car ce paramètre est considéré comme variable dans le temps et dans l'espace par plusieurs auteurs (e.g. Lesaffre, 1988; Raats et Gardner, 1974; Zimmer, 1988). En effet, lors d'un tarissement de la nappe par exemple, la teneur en eau dans la zone non saturée évolue au cours du temps, et présente un profil horizontal différent de son d'état d'équilibre (Zimmer, 1988). La porosité de drainage dépend aussi de la dynamique des variations de la position du

toit de la nappe, de l'évapotranspiration, et de la densité racinaire dans le sol (Bouarfa, 1995; Chabot, 2001).

2. Hypothèse de Dupuit-Forchheimer et prise en compte de l'effet de la pente

En utilisant les hypothèses simplificatrices **H1** (l'écoulement horizontal en deux dimensions est régi par la loi de Darcy) et **H2** (le tenseur de conductivité hydraulique est homogène et isotrope) et en négligeant la composante verticale v_z de la vitesse de l'écoulement, la loi de Darcy peut se réduire à ses deux composantes horizontales v_x et v_y . Afin d'obtenir un modèle d'écoulement avec des variables ne dépendant que de x et y , le principe de la dynamique de l'écoulement sera formulé par l'intégration verticale de la vitesse de Darcy entre l'imperméable et le toit de la nappe. L'intégration verticale des vitesses de Darcy v_x et v_y exprime respectivement les débits unitaires q_x et q_y , soit :

$$q_x = \int_{z_f}^{z_s} K \frac{\partial \varphi(x, y, z)}{\partial z} dz \quad \text{et} \quad q_y = \int_{z_f}^{z_s} K \frac{\partial \varphi(x, y, z)}{\partial z} dz \quad (1)$$

Avec $\varphi(x, y, z)$ fonction de potentiel ; Z_f et Z_s sont les altitudes du substratum et de la surface, respectivement. Pour aboutir à des expressions linéaires des deux expressions (1) simples à modéliser, il faut supposer une forme particulière des lignes de courant. Généralement, l'une des deux approximations de Boussinesq suivantes est utilisée :

- Hypothèse de Boussinesq (1877) (cité dans Chapman, 1980; Lesaffre, 1988) : dans le cas des sols en pente (Figure 1) on considère que les lignes de courant sont parallèles au substratum imperméable et que les équipotentiels sont orthogonales au substratum ;
- Hypothèse usuelle de Dupuit-Forchheimer (1904) : on considère une distribution parallèle et horizontale des lignes de courant. Ainsi, les équipotentiels seront verticales et ne dépendent pas de la pente du substratum.

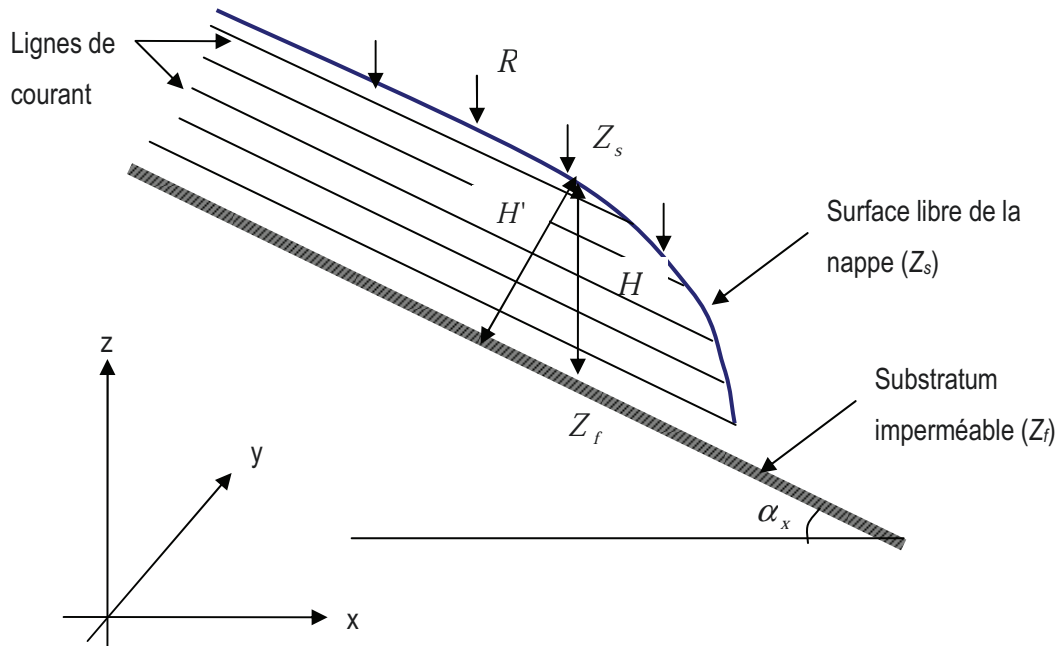


Figure 1 : Coupe suivant les axes ox et oz d'un écoulement en pente, avec l'hypothèse de lignes de courant parallèles au substratum de Boussinesq (1877)

L'application de l'une ou de l'autre des deux hypothèses précédentes a été approuvée par plusieurs auteurs dans la littérature (e.g. Childs, 1971; Kalaidzidou-Paikou et al., 1997; Lesaffre, 1989). Ces différentes études ont montrées que dans le cas des sols à faible pente, les deux approximations sont applicables, mais lorsque la pente devient plus forte, seule la première approximation de Boussinesq peut donner de bons résultats (Chapman, 1980; Childs, 1971).

La formulation du débit unitaire de Darcy (équations 1) sur une colonne verticale dépendra de la forme des lignes de courant et de la pente du substratum. Dans le cas où les lignes de courant sont parallèles, on peut aboutir à deux formes distinctes selon la pente du substratum :

- Dans le cas d'un substratum horizontal ($Z_f = \text{constante} = 0$) et d'un écoulement quasi-horizontale (hypothèse de Dupuit-Forchheimer), chaque équipotentielle $\varphi(x,y,z)$ est constante sur la verticale, et est égale à l'élévation de la surface libre de la nappe (Z_s). Les débits unitaires sont exprimés par :

$$q_x = \int_0^{Z_s} K \frac{\partial Z_s}{\partial x} dz = KH \frac{\partial Z_s}{\partial x} \text{ et } q_y = \int_0^{Z_s} K \frac{\partial Z_y}{\partial y} dz = KH \frac{\partial Z_y}{\partial y} \quad (2)$$

- Dans le cas d'un substratum pentu, où les lignes de courant et le substratum sont parallèle (hypothèse de Boussinesq) et forment un angle " α " avec l'horizontale (Figure 1), l'intégration des équations (1) se fera plus facilement suivant une ligne équipotentielle perpendiculaire au

substratum. Dans ce sens, Childs (1971) avait exprimé le débit unitaire en tenant compte des variations spatiales de la surface libre de la nappe. Ensuite, Chapman (1980) avait proposé une nouvelle approximation qui consiste à considérer que les variations de la surface libre de la nappe sont faibles, soit $\frac{\partial Z_s}{\partial x} \ll 1$. Kalaidzidou-Paikou et al. (1997) ont montrés que cette deuxième approximation peut donner des résultats satisfaisant pour des pentes du substratum inférieures à 15%. Ainsi, le débit unitaire peut s'écrire sous la forme suivante (Chapman, 1980) :

$$q_x = K \cos \alpha_x^2 H \left(\frac{\partial Z_s}{\partial x} \right) \text{ et } q_y = K \cos \alpha_y^2 H \left(\frac{\partial Z_s}{\partial y} \right) \quad (3)$$

Selon le type du système que l'on veut modéliser et du degré d'acceptabilité des hypothèses émises, on peut choisir l'une ou l'autre de ces formules. Dans le cas du système drainant que nous cherchons à modéliser, où l'effet de la pente est important, la deuxième formule du débit unitaire (3) est utilisée.

Toutefois, dans l'étude du drainage agricole par tuyaux enterrés, l'impact de la présence des drains sur la forme des lignes de courant (qui deviennent convergentes vers les drains) doit être pris en compte. Dans l'annexe suivante, nous proposons une étude d'un système drainant horizontal, tenant compte de cet effet et de mise en charge des drains, basée sur la correction des erreurs dues à l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer dans l'équation (2).

Annexe III : Formulation monodimensionnelle en régime permanent avec un drain en charge

1. Introduction

L'objectif de cette annexe consiste à établir une relation permettant de calculer le débit au drain en tenant compte de la convergence des lignes de courant vers les drains et de la surpression dans les drains (mise en charge). Dans cette partie, nous considérons un système de drainage simplifié, composé d'une demi-nappe dont le niveau aval est contrôlé par un drain enterré et d'un substratum horizontal (Figure 2). On prend le substratum comme origine de calcul de la hauteur de la nappe.

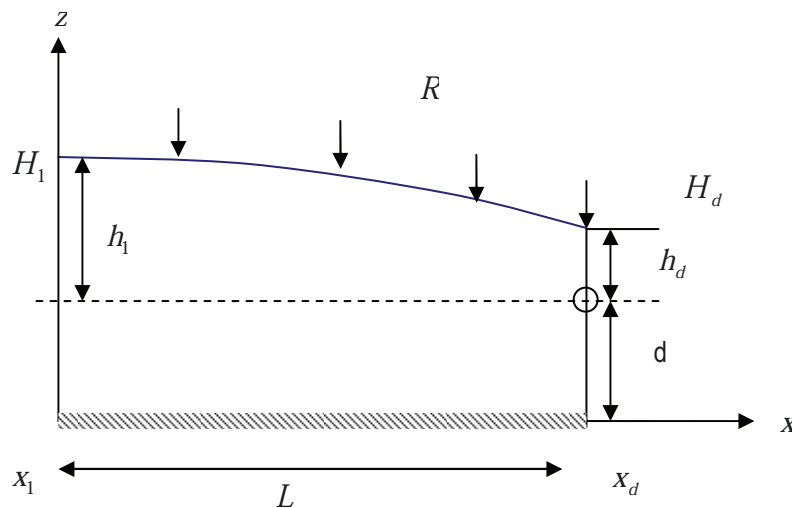


Figure 2: Système drainant monodimensionnel horizontal, avec $H(x) = Z_s(x)$: élévation de la nappe, égale à son épaisseur en tout point du domaine ; H_1 et H_d : hauteurs de nappe à l'interdrain et à l'aplomb du drain respectivement ; h_1 et h_d : niveau de la nappe par rapport au drain à l'interdrain et à l'aplomb du drain respectivement ; d : profondeur du substratum par rapport au drain ; L : demi écartement ; R : recharge homogène de la nappe.

L'élévation de la nappe (h_d) au dessus du drain est provoquée par des pertes de charge au voisinage du drain dues à la résistance à l'écoulement au tour du drain, à la convergence de l'écoulement vers les perforations du drain (Dierickx, 1999; Kohler et al., 2001) et à la pression dans le drain (Cavelaars et al., 1994; Henine et al., 2009; Khan et Rushton, 1996).

Dans le cas d'un substratum horizontal, l'erreur due à la non-validité de l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer peut être représentée par sa moyenne sur toute la verticale au niveau du drain par l'intégration de l'équation du débit unitaire (Annexe II, équation 1). En utilisant la règle de Leibnitz pour

l'intégration d'une différentielle, le débit unitaire suivant l'axe X s'écrit sous la forme suivante (Youngs, 1965) :

$$\begin{aligned}
 q_x &= -K \int_0^H \frac{\partial \varphi(x, z)}{\partial x} dz \\
 &= -K \left[\frac{\partial}{\partial x} \int_0^H [\varphi(x, z)] dz - H(x) \frac{\partial H(x)}{\partial x} \right] \\
 &= -K \left[\frac{\partial}{\partial x} \int_0^H [\varphi(x, z) - H(x)] dz + H(x) \frac{\partial H(x)}{\partial x} \right] \\
 &= -K \left[\frac{\partial}{\partial x} \varepsilon(x) + H(x) \frac{\partial H(x)}{\partial x} \right]
 \end{aligned} \tag{4}$$

avec,

$$\varepsilon(x) = \int_0^{z_s} [\varphi(z, x) - H(x)] dz \tag{5}$$

Le terme $\varepsilon(x)$ représente la charge hydraulique résiduelle sur la verticale à l'abscisse x et exprime l'erreur moyenne résultante. Si l'hypothèse d'un écoulement horizontal est rigoureusement vérifiée, on aurait $\varphi(z, x) = H(x)$ et $\varepsilon(x) = 0$.

Pour estimer la valeur de ε au niveau du drain (x_d) il faut procéder en deux étapes. Premièrement, il faut établir un modèle estimant le profil de la charge hydraulique $\varphi(z, x)$ au niveau du drain et ensuite, il faut procéder au calcul de la charge résiduelle totale $\varepsilon(x)$ (5). Dans cette étude, la forme du profil de la charge hydraulique sera estimée à partir des résultats obtenus au moyen du logiciel Hydrus 2D (Simunek et al., 1999). Ce modèle nous permet de réaliser des simulations d'un système drainant avec une représentation fine du drain. Quatre systèmes drainants avec des profondeurs du substratum différentes (voir tableau 1) ont été choisis pour réaliser des simulations permettant d'exprimer les erreurs dues à la convergence des lignes de courant vers le drain. La mise en charge du drain est imposée au niveau des nœuds situés sur la circonférence du drain. Trois valeurs de pression dans le drain sont utilisées (0 m, 0.5 m et 1 m). Ces simulations ont été déjà utilisées dans les travaux de Zimmer (2001), mais sans prendre en compte l'effet de mise en charge du drain.

Tableau 1: Caractéristiques des 4 systèmes drainants simulés sous Hydrus-2D®

Caractéristiques	Test 1	Test 2	Test 3	Test 4
Profondeur du substratum/drain	1m	3m	5m	10m
Ecartement	20m	20m	20m	20m
Rayon du drain	0.01m	0.01m	0.01m	0.01m
Conductivité hydraulique	0.25m/j	0.25m/j	0.25m/j	0.25m/j
Recharge	$3.9 \cdot 10^{-3}$ m/j	$9.9 \cdot 10^{-3}$ m/j	$1.59 \cdot 10^{-2}$ m/j	$3 \cdot 10^{-2}$ m/j

2. Estimation du profil de la charge hydraulique au niveau du drain

Avant de procéder à l'estimation des variations de la charge hydraulique dans les systèmes drainants présentés dans le Tableau 1, il faut d'abord observer comment évolue cette charge hydraulique. Pour le cas du test 3 par exemple, la figure 3 illustre la forme des équipotentielle (lignes iso-charge) sur toute la section et le graphique de la figure 4 représente les variations de la charge hydraulique le long de la verticale au niveau du drain pour un drain en charge ($P=0.5$ m) et un drain à pression atmosphérique.

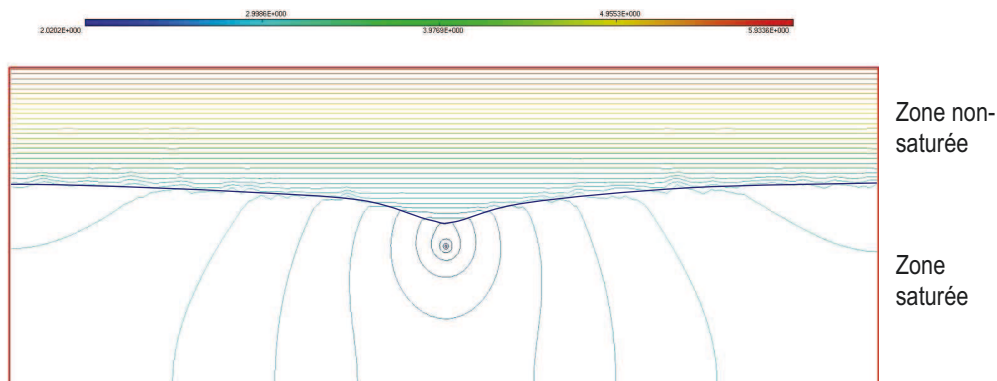


Figure 3: Profil des équipotentielles en régime permanent, cas du test 3

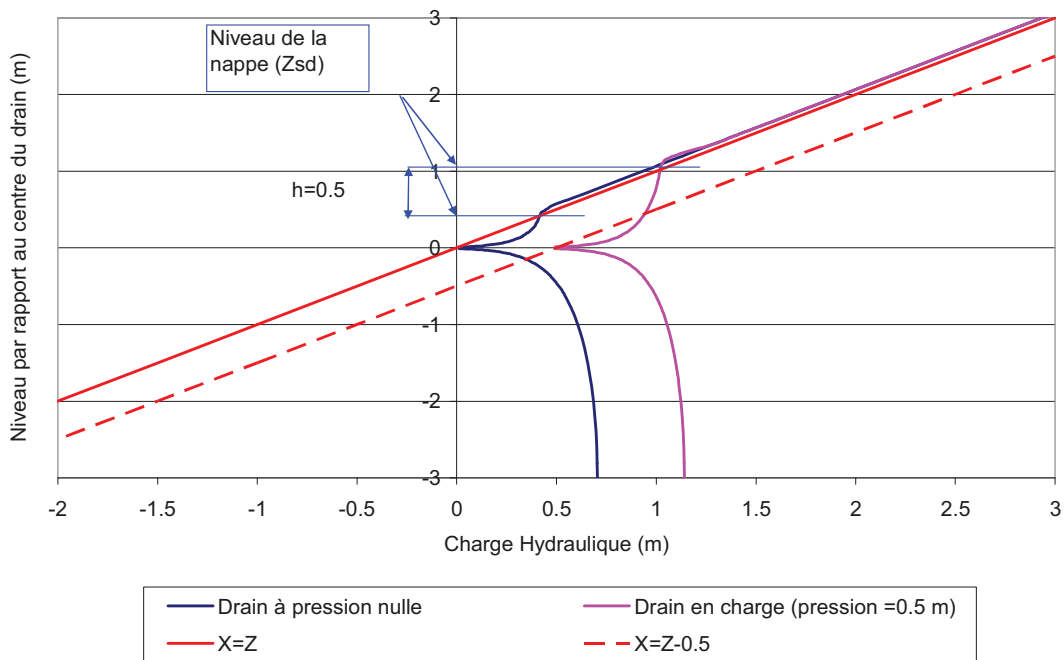


Figure 4: Visualisation du profil de charge hydraulique au niveau du drain pour un drain à pression nulle et en charge ($P=0.5$ m), cas du test 3

On remarque que les équipotentielles aux alentours du drain se rapprochent d'une forme de cercles concentriques (Figure 3), et que le profil de la charge hydraulique $\varphi(z)$ au niveau du drain présente une forme symétrique par rapport au drain dans le cas d'un drain en surpression (0.5 m) et à pression atmosphérique (Figure 4). A première vue, nous remarquons que, sous l'effet de cette surpression, la charge hydraulique augmente de 0.5 m le long de la verticale.

A partir de ces remarques, on peut supposer que les équipotentielles sont concentriques autour du drain, et l'effet de la pression dans le drain engendre une augmentation homogène le long de la vertical, comme montré sur la figure 4.

Notre objectif consiste donc à établir un modèle du profil permettant de reproduire les variations de la charge hydraulique. Ensuite, il s'agit de confronter aux résultats numériques obtenus avec le logiciel Hydrus-2D des différents tests présentés dans le Tableau 1.

2.1 Modèle du profil de charge au niveau du drain

L'estimation du profil de charge hydraulique repose principalement sur l'hypothèse d'un écoulement radial vers le drain. Les lignes de courant forment des lignes normales à la circonférence du drain et les équipotentielles forment des cercles concentriques à proximité du drain. La référence du calcul de la charge hydraulique sera prise au centre du drain. L'équation de Darcy en coordonnées cylindriques peut s'écrire sous la forme suivante :

$$v(r) = -K_r \frac{\partial \phi(r)}{\partial r} \quad (6)$$

avec,

$\phi(r)$: charge hydraulique [L] ;

K_r : perméabilité radiale [LT⁻¹]. On suppose que la perméabilité est homogène : Kr est égal à K ;

r : rayon [L]. Le centre du drain étant l'origine de calcul de la charge hydraulique.

Du fait du régime permanent, l'intégrale de la vitesse du darcy sur chaque équipotentielle cylindrique, à une distance r du drain, est une constante et égale à la recharge totale du système :

$$Q = 2\pi r v(r) = 2RL \quad (7)$$

avec,

L : demi-écartement entre deux drains [L] ;

R : recharge de la nappe [LT⁻¹] ;

En combinant les deux équations 6 et 7, on obtient :

$$Q = 2R.L = -2\pi r K \frac{\partial \phi(r)}{\partial r} \quad (8)$$

L'intégration de cette équation permet d'exprimer la charge hydraulique à une distance r du drain. Si on ne s'intéresse qu'aux variations de la charge hydraulique sur la verticale passant par le drain, on peut remplacer r par z , et exprimer z par la puissance carré pour tenir compte des valeurs négatives :

$$\begin{aligned} - \phi(r) &= \frac{RL}{\pi K} \ln(r) + C \\ - \phi(z) &= \frac{RL}{2\pi K} \ln(z^2) + C \end{aligned} \quad (9)$$

avec, C : constante d'intégration.

Pour tenir compte des conditions aux limites à flux nul du système (voir le schéma de la Figure 5), on utilise le principe des images et de superposition (Zimmer, 2001). On suppose que l'influence des deux limites à flux nul à l'interdrain est négligeable. Seul le substratum est pris en compte. L'équation (9) devient :

$$\varphi(z) = \frac{RL}{2\pi K} \ln(z_1^2 z_2^2) + C \quad (10)$$

avec,

z_1 : La distance du point z par rapport au drain réel ;

$z_2 = (2d - z_1)$: La distance du point z par rapport au drain imaginaire.

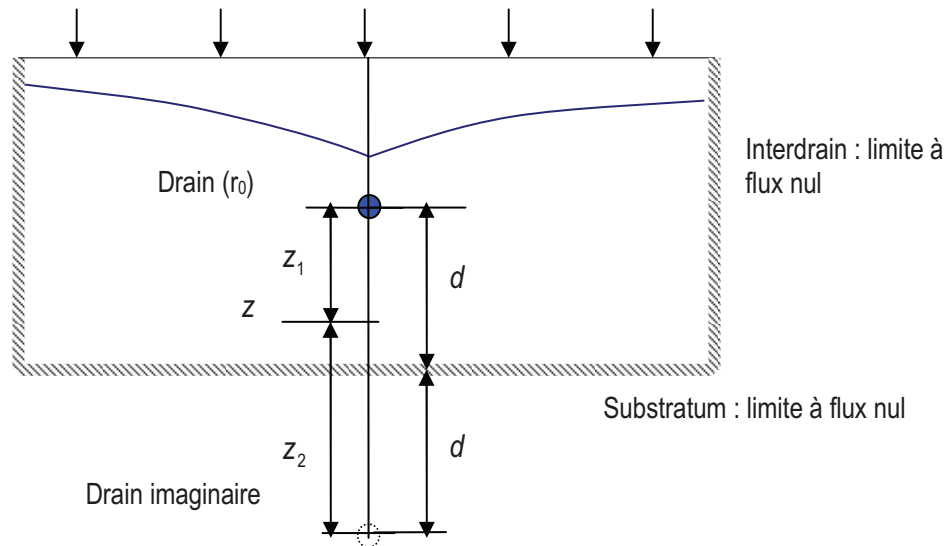


Figure 5 : Limite du système drainage et principe du puits imaginaire

Comme conditions aux limites, au niveau de la circonférence du drain ($z = r_0$) la charge hydraulique est exprimé par : $\varphi(r) = Y_d + r_0$. Cette condition permet d'exprimer la constante d'intégration C :

$$C = \frac{RL}{2\pi K} \ln\left(\frac{1}{r_0^2(r_0 + 2d)^2}\right) + (Y_d + r_0) \quad (11)$$

avec,

- Y_d : pression au niveau de drain [L]. $Y_d = 0$ si le drain n'est pas en charge.

- d : profondeur du substratum [L].

On remplace la constante d'intégration C dans l'équation (9), et on obtient l'expression du profil de la charge hydraulique suivante :

$$\varphi(z) = \frac{RL}{2\pi K} \ln\left(\frac{z^2(z + 2d)^2}{r_0^2(r_0 + 2d)^2}\right) + (Y_d + r_0) \quad (12)$$

Cette formule exprimant la charge hydraulique au voisinage du drain pour un écoulement concentrique vers le drain est semblable à celle obtenue par Zimmer (2001) et Hammani (2002). Elle ajoute la possibilité de prendre en compte la pression à l'intérieur du drain (Y_d). Nous remarquons que la charge hydraulique varie linéairement avec la pression dans le drain. Cela est en accord avec ce que nous avons remarqué précédemment sur la Figure 4.

La comparaison entre les profils de charge hydraulique obtenus par la relation (12) et les différents tests correspondant sous le logiciel Hydrus-2D (Tableau 1) dans le cas d'un drain sous la pression atmosphérique sont présentés sur la figure 6, et dans le cas d'un drain en surpression (0.0, 0.5 et 0.1 m) pour le cas du test 1 sont présentés sur la figure 7. Nous remarquons que les courbes du modèle proposé par la relation (12) reproduisent bien les variations verticales de la charge hydraulique obtenues avec le logiciel Hydrus-2D. Nous remarquons toutefois une légère différence des valeurs de la charge hydraulique entre deux courbes due aux erreurs d'approximation du modèle proposé. Ces erreurs augmentent avec la profondeur du substratum (cas du test 4 par exemple).

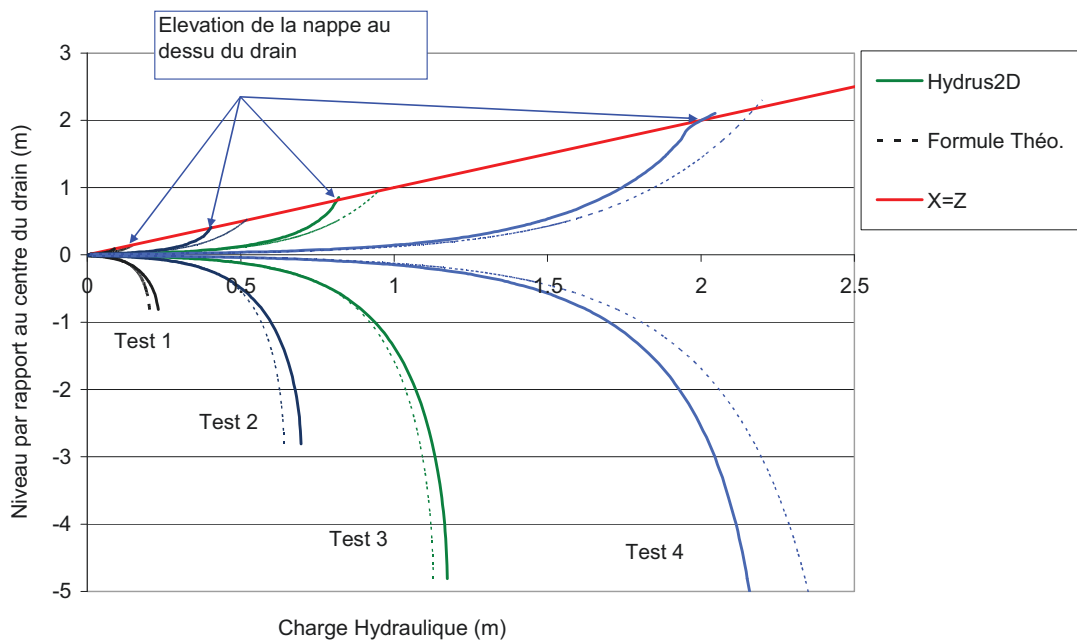


Figure 6 : Comparaison des résultats du modèle proposé à ceux obtenus avec Hydrus2D.

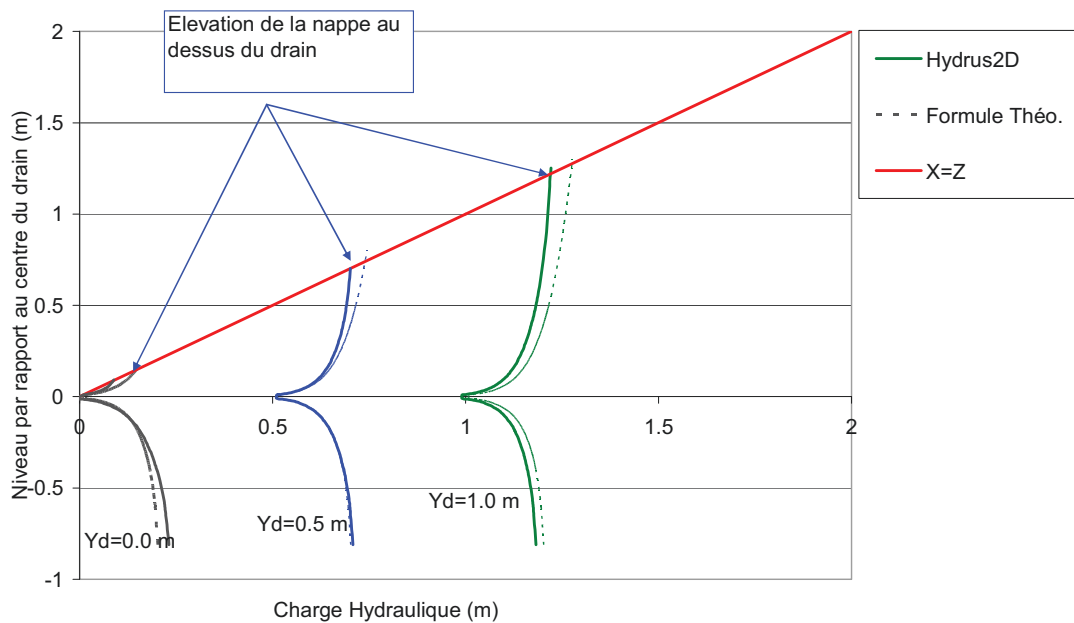


Figure 7 : Profils de charge pour trois valeurs de pression dans le drain (cas du test 1)

2.2 Hauteur de la nappe au dessus du drain et relation débit / hauteur de nappe

Dans cette partie nous nous intéressons aux variations du débit au drain en fonction de l'élévation de la surface libre de la nappe à l'aplomb du drain (notée h_d). La surface libre de la nappe est caractérisée par une pression nulle et une charge hydraulique égale à l'élévation de la nappe h_d par rapport au niveau de référence (centre du drain) :

$$h_d = \varphi(h_d) = \frac{RL}{2\pi K} \ln\left(\frac{h_d^2(h_d + 2d)^2}{r_0^2(r_0 + 2d)^2}\right) + (Y_d + r_0) \quad (13)$$

Le débit total au drain (Q) en régime permanent est égal à $2RL$ (voir la relation 7). Ce débit peut être exprimé en fonction de la hauteur de la nappe au dessus du drain en inversant l'équation de la charge hydraulique (13). Ainsi l'expression débit / hauteur de nappe au niveau du drain s'écrit sous la forme suivante :

$$Q = \frac{(h_d - (Y_d + r_0))}{\frac{1}{4\pi K} \ln\left(\frac{h_d^2(h_d + 2d)^2}{r_0^2(r_0 + 2d)^2}\right)} \quad (14)$$

Les hauteurs de la nappe à l'aplomb du drain (h_d) calculées pour les différents tests (Tableau 1) sont illustrées sur les figures précédentes (4, 6 et 7) au niveau de l'intersection de la courbe de la charge hydraulique avec la diagonale (la courbe $x = z$). L'expression débit / hauteur de nappe (14) a été vérifiée

pour le cas du test 1 (Tableau 1), où deux séries de tests ont été réalisées avec différentes recharges : une avec drain à pression atmosphérique et l'autre avec un drain en charge ($Y_d=0.2m$). Pour différentes valeurs de la recharge, les hauteurs de la nappe à l'aplomb du drain obtenues avec le logiciel d'Hydrus-2D et par la relation 14 sont présentées sur la Figure 8. Nous remarquons que la courbe déduite de l'expression 14 reproduit bien les variations de la hauteur de nappe en fonction du débit obtenus avec Hydrus-2D, mais elle n'est pas en bonne correspondance. Pour mieux ajuster cette courbe avec les valeurs obtenues avec Hydrus-2D, nous avons tracé sur un même graphique le débit calculé avec l'expression proposée (14) et le débit obtenu par Hydrus-2D, et nous avons remarqué que le premier varie suivant une fonction puissance par rapport au deuxième. Une fonction de forme aQ^σ a été ajustée sur ce graphique, avec $a \approx 1$ et $\sigma = 1.12$.

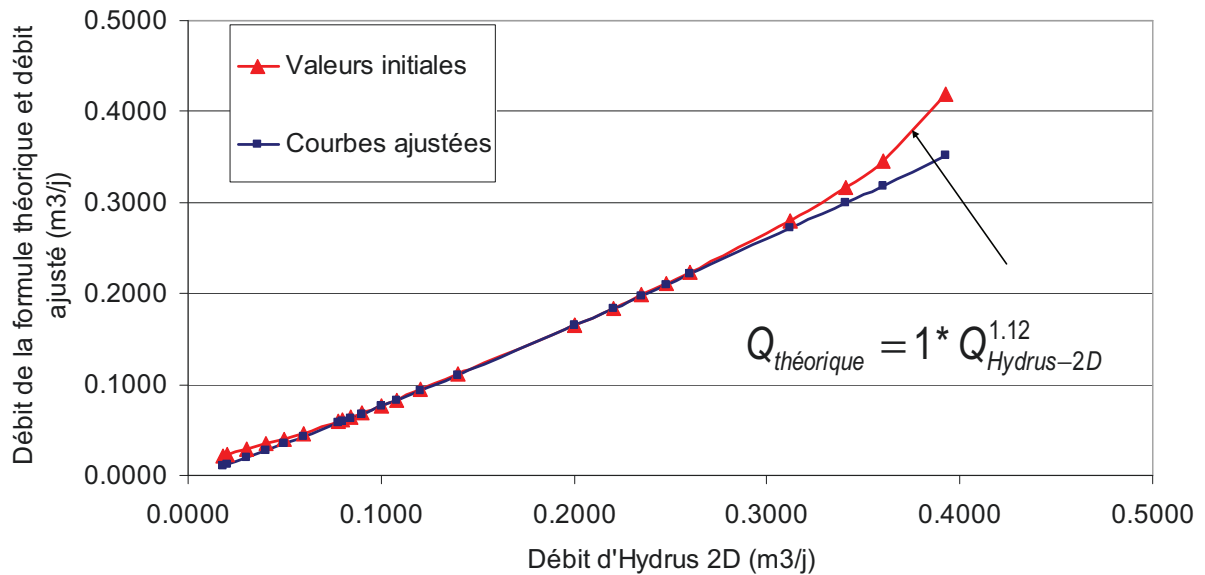


Figure 8 : Ajustement de la courbe théorique avec les valeurs obtenues avec Hydrus-2D.

Le facteur puissance σ est alors appliqué à la formule 14 pour aboutir à la relation 15. Le résultat obtenu avec cette nouvelle formule (15) est montré sur la Figure 10. Nous remarquons qu'elle s'ajuste mieux avec les valeurs obtenues par Hydrus-2D. Toutefois, des différences entre ces deux courbes apparaissent lorsque la nappe commence à remonter à la surface du sol ou lorsque la nappe est entièrement rabattue au niveau du drain.

$$Q = \left(\frac{(h_d - (Y_d + r_0))}{\frac{1}{4\pi K} \ln \left(\frac{h_d^2 (h_d + 2d)^2}{r_0^2 (r_0 + 2d)^2} \right)} \right)^\sigma \quad (15)$$

avec :

$Q = 2RL$: débit total sortant du drain ;

σ : paramètre de correction de la formule théorique.

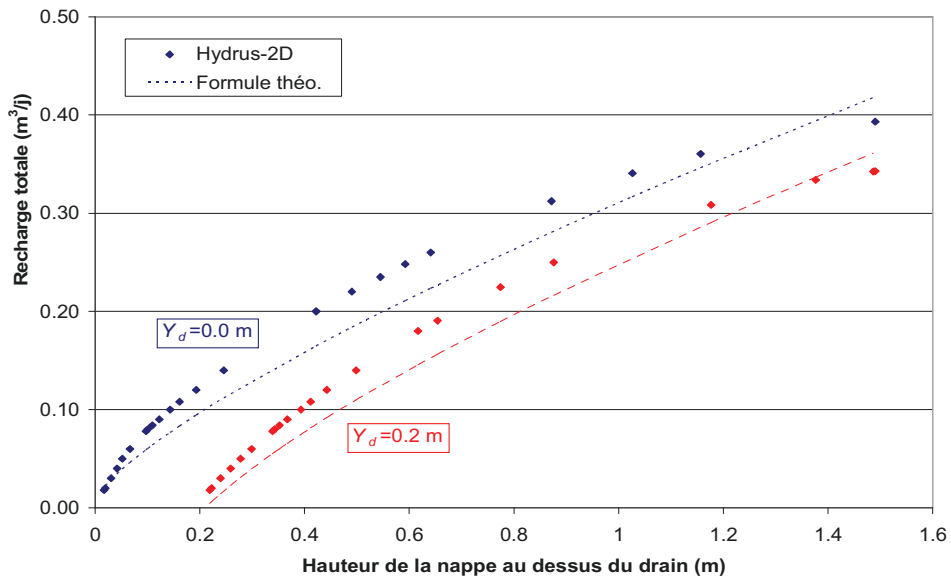


Figure 9 : Comparaison entre la formule théorique 14 et les résultats numériques obtenus avec le logiciel Hydrus2D en régime permanent.

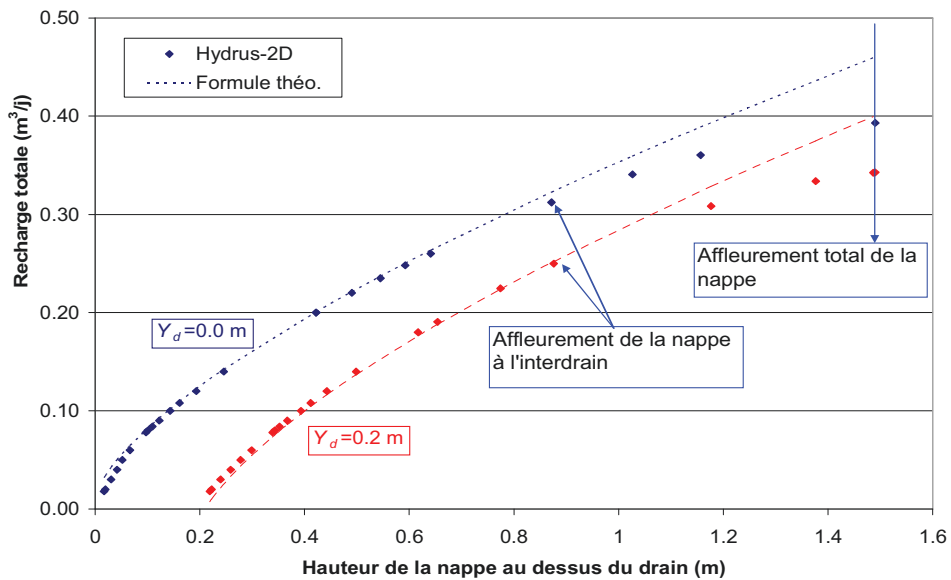


Figure 10 : Comparaison entre la formule théorique 15 et les résultats numériques obtenus avec le logiciel Hydrus2D en régime permanent ($\sigma=1.12$).

Les incertitudes dans l'estimation de la hauteur de nappe et du débit peuvent être associées à ce que les équipotentielles autour du drain ne sont pas exactement concentriques, qui est une condition essentielle pour la formule établie. D'autres tests de comparaison réalisés par Zimmer (2001) et Hammani (2002) avec le logiciel Hydrus-2D montrent que les incertitudes de la formule théorique essentiellement des rapports r/L , d/L et R/K . Elles augmentent avec les rapports d/L et r/L , et diminuent avec le rapport R/K .

3. Application en régime transitoire

En réalité, la recharge de la nappe et la pression dans le drain sont variables dans le temps. En supposant qu'au niveau du drain la nappe se comporte comme une succession d'écoulements en régime permanent, l'application de la formule 15 à un régime transitoire est illustrée sur la Figure 11. La hauteur de la nappe à l'aplomb du drain est calculée par la formule théorique à partir du débit simulé avec le logiciel Hydrus-2D et de la pression dans le drain introduite dans le logiciel (voir la Figure 11). Nous remarquons que les résultats obtenus par l'expression théorique sont en bonne correspondance avec ceux obtenus par Hydrus-2D.

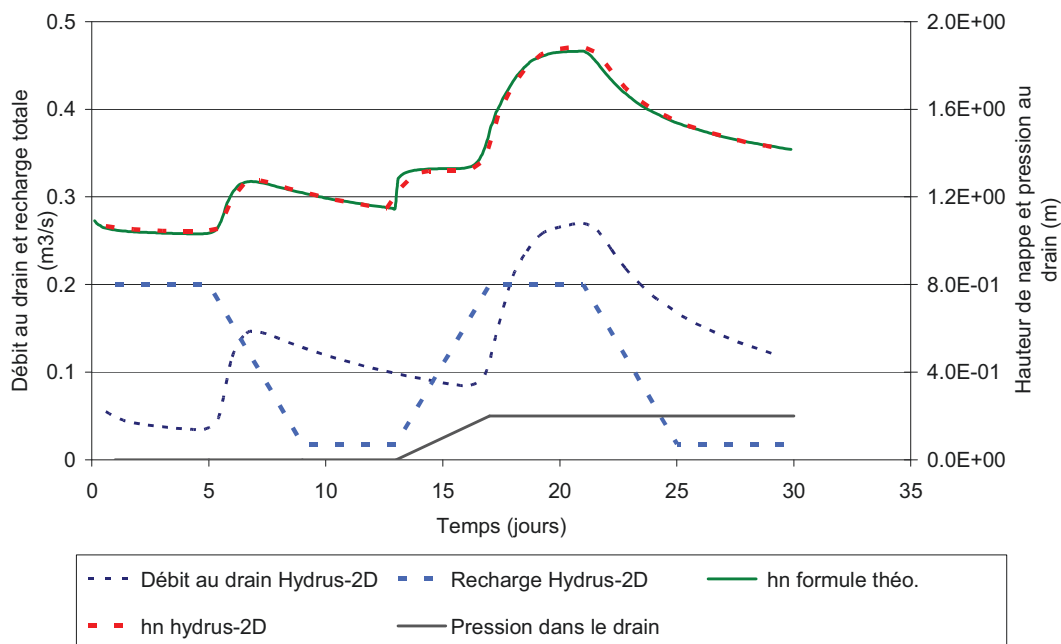


Figure 11: Comparaison entre les hauteurs de la nappe théorique et simulée Hydrus-2D à l'aplomb du drain dans le cas d'un écoulement variable dans le temps. Variation dans le temps du débit drainé, de la recharge de la nappe et de la pression dans le drain.

3.1 Expression de l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer au niveau du drain

L'expression de l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer dans le système drainant monodimensionnel consiste à exprimer le terme d'erreur ε_x dans l'équation d'écoulement de Darcy (4). Hooghoudt (1940, cité par Van Der Ploeg et al., 1999) a proposé le concept de la profondeur équivalente, traduisant les pertes de charges en moyenne sur la distance entre le drain et l'interdrain. Celui-ci consiste à remplacer le système drainant réel par une nappe drainée par un fossé reposant sur un substratum imaginaire de profondeur inférieure à la profondeur réelle (Figure 12).

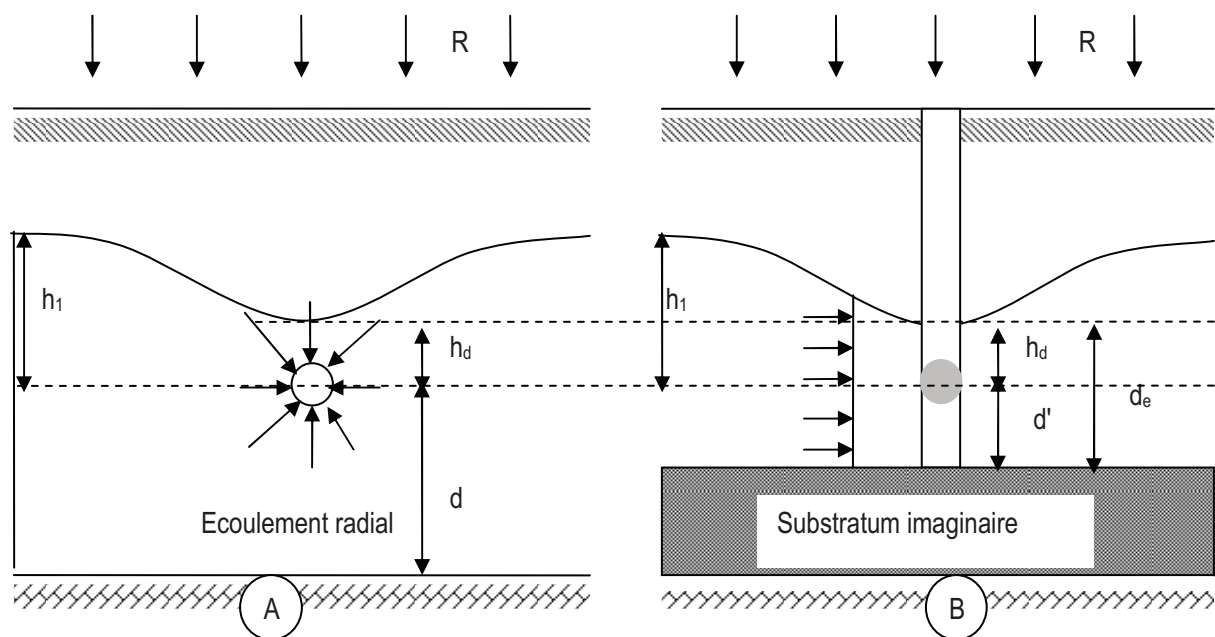


Figure 12: Le concept de la profondeur équivalente de Hooghoudt (1940).

Dans la formule de Hooghoudt (1940), l'écoulement est supposé radial dans le voisinage du drain jusqu'à une distance du drain égale à " $d/\sqrt{2}$ ", et horizontal dans la zone à l'interdrain. Ces deux types d'écoulement sont illustrés sur la Figure 13. Mishra et Singh (2007) ont pris en compte ces deux types d'écoulement, et en superposant l'équation de l'écoulement radial autour du drain et l'équation de l'écoulement horizontal, ils ont estimé la distance de l'écoulement radial du drain à " $4d/\pi$ ". Dans une autre étude initiée par Guyon (1964, cité par Zimmer, 2001) et reprise par Zimmer (2001) il a été démontré, en utilisant l'approche du "potentiel de débit unitaire", que pour prendre en compte les erreurs dues à l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer, il suffit de calculer la moyenne des erreurs sur les deux bords du système drainant (Figure 12, a). Les équipotentielles sont considérées comme concentriques au niveau du drain et suivent une fonction monotone à l'interdrain (Guyon, 1981).

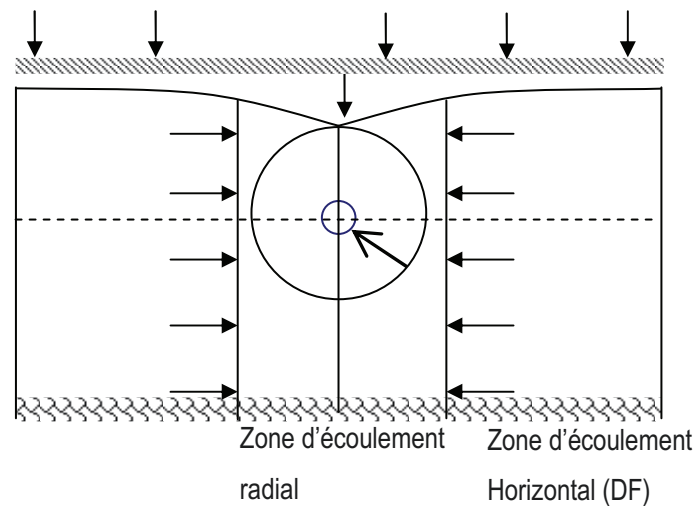


Figure 13: Système drainant monodimensionnel, zone avec un écoulement radial et la zone avec un écoulement horizontal.

Dans cette étude, nous suivons donc la méthode développée par Zimmer (2001). Pour calculer l'erreur due à l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer dans le système drainant nous procédons par étapes, nous commençons par l'intégration verticale de l'équation de profil de charge (12) et ensuite, nous exprimons la profondeur équivalente qu'on note " d_e ".

3.1.1 Expression générale de l'erreur liée à l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer

En utilisant l'approche du "potentiel de débit unitaire" (Youngs, 1965), l'intégration horizontale du débit unitaire entre le drain ($x=x_d$) et l'interdrain ($x=x_1$) s'exprime de la façon suivante :

$$\int_{x_1}^{x_d} q(x) = \frac{K}{2} (H_1^2 - H_d^2) + \varepsilon_1 - \varepsilon_d \quad (16)$$

avec ε_1 et ε_d représentent l'erreur liée à l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer à l'interdrain et au drain, respectivement.

Avec cette approche, l'erreur liée à l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer dans tout le système drainant peut être ramenée aux deux bornes du système drainant qui sont l'interdrain et le drain exprimée par ε_1 et ε_d , respectivement.

3.1.2 Expression de l'erreur à l'interdrain ε_1

A l'interdrain, qui est une limite à flux horizontal nul, l'écoulement est vertical et la charge hydraulique décroît avec la profondeur. La formule exprimant cette erreur est donnée par (Zimmer, 2001), pour un sol homogène et isotrope, comme suit :

$$\varepsilon_1 = -Rh_1^2 \Delta \quad (17)$$

avec, Δ : un coefficient dépendant du profil vertical de la vitesse d'écoulement. En général, la valeur de "0.3" permettra d'estimer correctement l'erreur ε_1 (Zimmer, 2001).

3.1.3 Expression de l'erreur au drain ε_d

Au niveau du drain, l'estimation de l'erreur ε_d devrait prendre en compte la convergence de l'écoulement vers le drain et la surpression à l'intérieur du drain (Y_d). L'intégration du profil de charge de l'équation (12) nous donne :

$$\int_d^{h_d} (z) = \int_d^{h_d} \frac{RL}{2\pi K} \ln\left(\frac{z^2(z+2d)^2}{r_0^2(r_0+2d)^2}\right) dz + \int_d^{h_d} (Y_d + r_0) dz \quad (18)$$

Tout calcul fait, nous trouvons :

$$\begin{aligned} \int_d^{h_d} (z) = & \frac{RL}{2K\pi} h_d \left[\ln\left(\frac{h_d^2(h_d+2d)^2}{r_0^2(r_0+2d)^2}\right) - 4 \right] \\ & + \frac{RL}{2K\pi} d \left[\ln\left(\frac{(h_d+2d)^4}{r_0^2(r_0+2d)^2}\right) - 4 \right] + (Y_d + r_0)(h_d + d) \end{aligned} \quad (19)$$

Nous remplaçons la variable " h_d " par son expression dans l'équation 13, nous obtenons :

$$\int_d^{h_n} (z) = h_d^2 + \frac{RL}{2K\pi} \left[d \ln\left(\frac{(h_n+2d)^4}{r_0^2(r_0+2d)^2}\right) - 4(d+h_d) \right] + d(Y_d + r_0) \quad (20)$$

Nous procédons au changement du repère pour prendre le substratum comme référence de calcul de la charge hydraulique totale :

$$\varepsilon_d = \frac{RL}{2\pi} \left[d \ln\left(\frac{(h_d+2d)^4}{r_0^2(r_0+2d)^2}\right) - 4(d+h_d) \right] + K_h d(Y_d + r_0 - h_d) \quad (21)$$

3.1.4 Combinaison des erreurs au drain et à l'interdrain

La combinaison des expressions des erreurs ε_1 (17) et ε_d (21) avec l'équation (16) donne :

$$\int_0^L q(x) dx = \frac{K}{2} [(d+h_1)^2 - (d+h_d)^2] + \varepsilon_1 - \varepsilon_d \quad (22)$$

En régime permanent $\int_0^L q(x,t)dx = \int_0^L R x dx = \frac{RL^2}{2}$ ($x=0$ à l'interdrain, et L au drain). L'expression de

la recharge en fonction de la hauteur de la nappe au drain et à l'interdrain est alors donnée par :

$$R = K_h \frac{h_1^2 - h_d^2 + 2d(h_1 - h_d)}{L^2} + \frac{2(\varepsilon_1 - \varepsilon_d)}{L^2} \quad (23)$$

3.1.5 Expression de la profondeur équivalente

Pour introduire le concept d'un écoulement horizontal Hooghoudt (1940, cité par Van Der Ploeg et al., 1999) on remplace le drain par un fossé à ciel ouvert reposant sur un substratum imaginaire (Figure 12-B). Le niveau de l'eau dans le fossé sera égale à d_e' , tel que :

$$d_e = d' + h_d \quad (24)$$

avec d' : profondeur du substratum imaginaire par rapport au drain ;

h_d : hauteur de nappe à l'aplomb du drain. Cette hauteur exprime les pertes de charges totales provoquées par la convergence de l'écoulement et de la surpression dans le drain (Y_d).

Dans le système équivalent (Figure 12-B) l'écoulement est supposé quasi-horizontal et les erreurs liées à l'hypothèse de DF sont nulles. L'intégration verticale du débit unitaire donne alors :

$$\int_{x_1}^{x_d} q(x)dx = \frac{K}{2} ((d' + h_1)^2 - (d' + h_d)^2) \quad (25)$$

En fonction de la recharge, cette relation devient :

$$R = \frac{K}{L^2} [h_1^2 - h_d^2 + 2d'(h_1 - h_d)] \quad (26)$$

En combinant les deux équations (26) et (23), et en exprimant le terme de la profondeur équivalente " d' " en fonction des autres variables, on trouve :

$$d' = d + \frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)}{K(h_1 - h_d)} \quad (27)$$

Cette expression définit le système équivalent dont lequel l'hypothèse de Dupuit-Forchheimer est valide. Dans le cas d'un drain à pression atmosphérique, une comparaison avec d'autres formules de la littérature de cette expression a été réalisée et discutée avec plus de détails par Zimmer (2002).

Annexe IV : Réalisation du maillage pour le modèle D2D : Utilisation de POSTGIS et GRASS

1. Objectif

L'objectif de cette annexe est de présenter une méthode pour la réalisation d'un maillage rectangulaire pour le modèle de nappe D2D de sorte que les nœuds du modèle de réseau de drainage coïncident avec les nœuds du modèle de nappe. Ce travail est réalisé en vue de l'application du modèle couplé D2D/Elixir. La réalisation du maillage se fait sous le système d'information géographique QGIS¹. Toutes les formes géométriques (Parcelles et drains) sont définies dans un système de coordonnées correspondant au type de la projection choisi (Lambert II étendu dans le cas de cette étude).

Le maillage du modèle D2D est défini sur une autre base orthogonale (O', X', Y'), dont l'un des deux axes est orienté dans la direction des drains. Les pas d'espace suivant les deux directions sont $\Delta X'$ et $\Delta Y'$, et les coordonnées des nœuds du maillage sont exprimées par $i\Delta X'$ et $j\Delta Y'$, avec i, j : rangs d'un nœuds dans le domaine.

Pour positionner les points du maillage, définis sur la nouvelle base, dans la base d'origine, nous allons utiliser des transformations géométriques : rotation vectorielle et translation. Dans chaque étape de constitution du maillage, nous illustrons graphiquement la transformation géométrique effectuée et nous présentons le script POSTGIS/SQL ² utilisé.

Les données initiales nécessaires pour la réalisation du maillage sont :

1. Le domaine physique de la parcelle (en forme polygone) ;
2. Le réseau de drainage de la parcelle (en forme polyline) ;
3. Un modèle numérique de terrain (MNT).

Pour la réalisation du maillage du modèle D2D, nous allons utiliser l'exemple de la parcelle expérimentale de Goins (Figure 14) pour illustrer les différentes étapes.

¹ Quantum GIS - Open Source Geographic Information System www.qgis.org :

² : Module spatial qui confère à PostreSQL le statut de SGDB spatial, <http://www.postgis.fr>

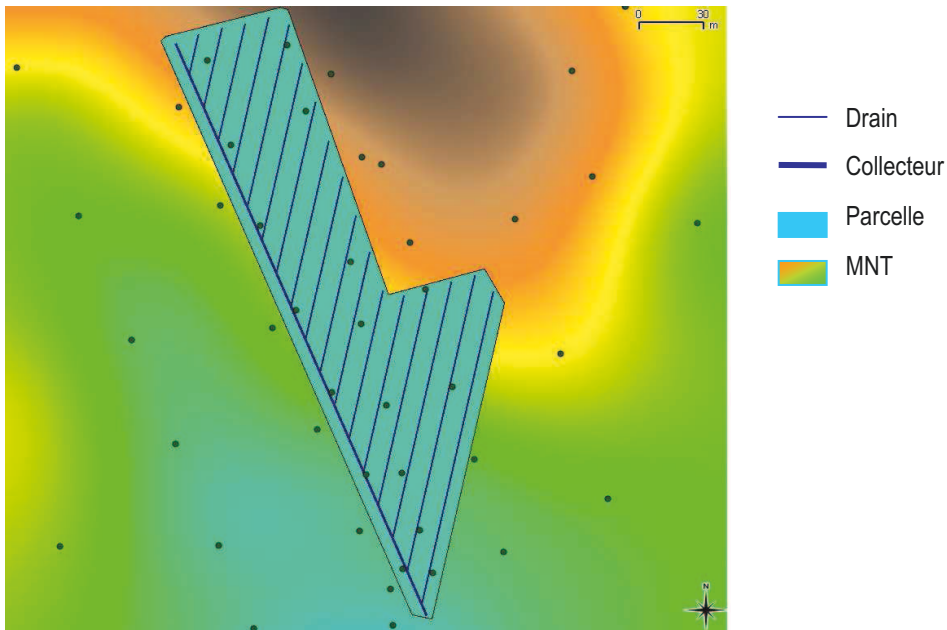


Figure 14 : Domaine à mailler : Parcelle expérimentale sur le bassin versant de Goins (Parcelle de Mr Perrin)

2. Définition des axes (X' et Y') de la nouvelle base

La première étape consiste à définir l'axe $O'X'$. En supposant que cet axe est perpendiculaire aux drains, il est défini comme étant le vecteur unitaire d'un drain dans la base d'origine (Figure 15), soit :

$$O'X' = \bar{u}_{Drain} \begin{pmatrix} \frac{x_2 - x_1}{L_d} \\ \frac{y_2 - y_1}{L_d} \end{pmatrix} = \bar{u}_{Drain} \begin{pmatrix} x'_{drain} \\ y'_{drain} \end{pmatrix} \quad (1)$$

avec: $P(x_1, y_1)$ le point aval et $P(x_2, y_2)$ le point amont du drain, et L_d la longueur du drain.

L'axe $O'Y'$ sera directement perpendiculaire à l'axe $O'X'$, soit :

$$O'Y' = \bar{v}_{Drain} \begin{pmatrix} -\frac{y_2 - y_1}{L_d} \\ \frac{x_2 - x_1}{L_d} \end{pmatrix} = \bar{v}_{Drain} \begin{pmatrix} -y'_{drain} \\ x'_{drain} \end{pmatrix} \quad (2)$$

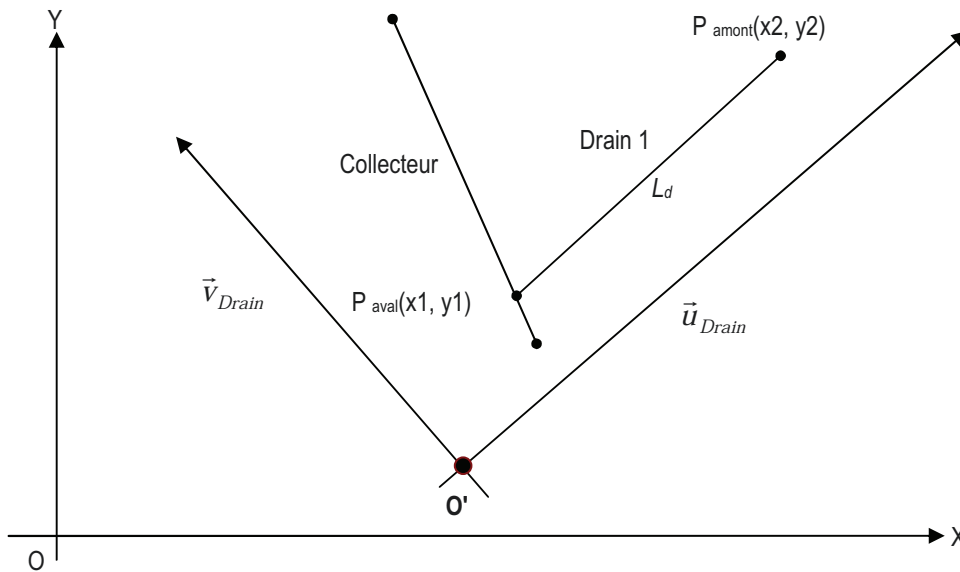


Figure 15: Définition de la nouvelle base (O'X', O'Y') dans la base d'origine (OX, OY)

Ci-dessous le script POSTGIS/SQL permettant de réaliser cette opération.

```

-----Détermination du Vecteur unitaire (même direction que le drain) ---
UPDATE TEMPS SET      Xunit_dr= (ST_xmax(d.the_geom) -ST_xmin(d.the_geom))/ST_Length(d.the_geom),
                      Yunit_dr= (ST_ymax(d.the_geom) -ST_ymin(d.the_geom))/ST_Length(d.the_geom)
FROM
  test_d2d__drains AS d
WHERE
  d.id = 2; ----- Identificateur du premier Drain
    
```

Script POSTGIS/SQL 1 : Définition des nouveaux axes (O'X' et O'Y') de la nouvelle base

Ainsi, les deux axes (O'X' et O'Y') de la nouvelle base sont définis. Il reste à présent à définir son origine O', mais pour cela nous aurons besoins des pas d'espace ΔX et ΔY .

3. Choix de des pas d'espace ΔX et ΔY

Dans un premier temps, on choisit une valeur pour le pas d'espace ΔY suivant l'axe O'Y'. Comme les drains sont parallèles entre eux, le pas d'espace ΔY doit être un diviseur de l'écartement entre drains. Cela permet aux nœuds du maillage de passer par tous les drains. Ensuite, on calcule la valeur de ΔX en fonction de ΔY permettant aux nœuds du maillage de passer par le collecteur (comme montré sur la figure 16).

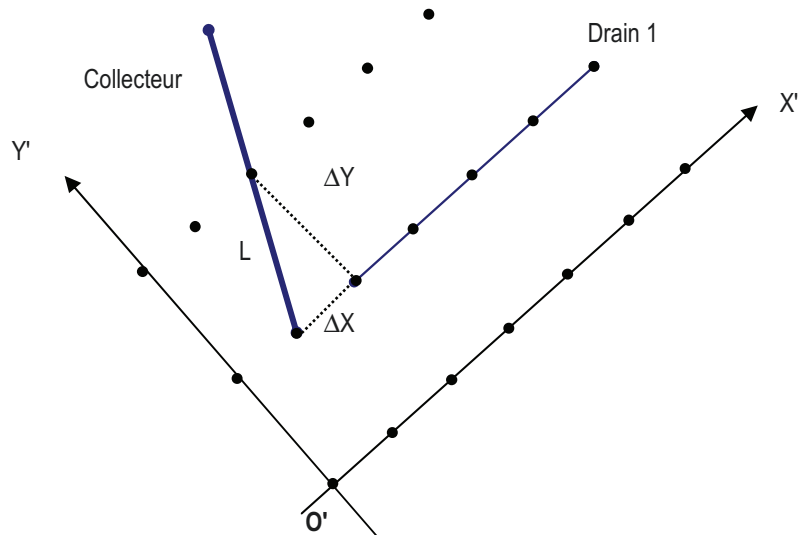


Figure 16: Maillage du domaine : choix de OX , OY

A partir de du pas d'espace ΔY , on calcule le pas d'espace ΔX de sorte que le nœud du maillage coïncide avec le collecteur (voir la figure 16). Pour cela, on définit L une longueur d'un tronçons du collecteur, tels que ΔX , ΔY et L forme un triangle rectangulaire, et $\vec{u}_{Coll}(x'_{coll}, y'_{coll})$ le vecteur unitaire du collecteur. Le tronçon du collecteur L sera alors défini dans le repère $(O'X', O'Y')$ par le produit $L \cdot \vec{u}_{Coll}$.

Donc, on a :

- ΔY est la projection orthogonale $L \cdot \vec{u}_{Coll}$ sur l'axe perpendiculaire au drain (défini par le vecteur \vec{v}_{Drain} , relation 2), soit :

$$- \quad \Delta Y = (L \cdot \vec{u}_{Coll}) \cdot \vec{v}_{Drain} \quad \rightarrow \quad L = \Delta Y / (\vec{u}_{Coll} \cdot \vec{v}_{Drain}) \quad (3)$$

- De la même manière, ΔX est une projection orthogonale du tronçon L sur l'axe du drain, défini par le vecteur unitaire \vec{u}_{Drain} (relation 1), soit :

$$- \quad \Delta X = (L \cdot \vec{u}_{Coll}) \cdot \vec{u}_{Drain} \quad \rightarrow \quad \Delta X = \Delta Y \cdot (\vec{u}_{Coll} \cdot \vec{u}_{Drain}) / (\vec{u}_{Coll} \cdot \vec{v}_{Drain}) \quad (4)$$

Ci-dessous le script POSTGIS/SQL permettant de réaliser cette opération.

```

----- Détermination du vecteur unitaire du collecteur
UPDATE TEMPS SET      Xunit_Coll =(ST_xmax(d.the_geom)-ST_xmin(d.the_geom))/ST_Length(d.the_geom),
                      Yunit_Coll = (ST_ymax(d.the_geom)-ST_ymin(d.the_geom))/ST_Length(d.the_geom)
FROM
  test_d2d__drains AS d
WHERE
  d.id = 1; ----- Identificateur du collecteur
----- Calcul de DX en fonction de DY et du vecteur unitaire du collecteur
UPDATE test_d2d__main SET deltaX = deltaY*((xunit_coll)*xunit_dr + (yunit_coll)*yunit_dr)/
                      (-xunit_coll)*yunit_dr + (yunit_coll)*xunit_dr);

```

Script POSTGIS/SQL 2 : Définition de ΔX et ΔY , tels que les drains et le collecteur coïncident avec les nœuds du maillage.

4. Définition de l'origine de la nouvelle base

Une fois ΔX et ΔY ont été définis, il faut définir l'origine de sorte que, d'une part, le point d'intersection entre le premier drain et le collecteur coïncide avec un point du maillage et d'autre part, le maillage inclut toute la parcelle. Pour cela, au départ, nous devons introduire un point arbitraire qui indiquera, à un espacement près, le positionnement du point de l'origine. Ensuite, à l'aide d'un script POSTGIS/SQL, ce point sera repositionné pour qu'il respecte les conditions imposées au départ.

Ci-dessous le script POSTGIS/SQL permettant de réaliser cette opération.

```

----- Redéfinition de l'Origine du nouveau repère -----
UPDATE TEMPS SET
  n= (((ST_x(ST_PointN(d.the_geom, 1))-ST_x(g.the_geom))*x_unit_dr +
      (ST_y(ST_PointN(d.the_geom, 1))-ST_y(g.the_geom))*y_unit_dr)/deltaX)::Integer,
  m= (((-ST_x(ST_PointN(d.the_geom, 1))-ST_x(g.the_geom))*y_unit_dr +
      (ST_y(ST_PointN(d.the_geom, 1))-ST_y(g.the_geom))*x_unit_dr)/deltaY)::Integer,

  X_Origine = ST_x(ST_PointN(d.the_geom, 1))-((m)*(y_unit_dr*deltaY) + (n)*(x_unit_dr*deltaX)),
  Y_Origine = ST_y(ST_PointN(d.the_geom, 1))-((m)*(x_unit_dr*deltaY) + (n)*(y_unit_dr*deltaX))
FROM
  test_d2d__drains AS d,
  test_d2d__nodes AS g,
  (SELECT deltaX,deltaY FROM test_d2d__main) AS Main
WHERE
  d.id =2 AND ----- Le premier drain
  g.id =0; ----- le nœud indiquant la position approximative de l'origine du repère

```

Script POSTGIS/SQL 3 : Définition de l'origine du nouveau repère, telle que l'intersection du premier drain et le collecteur coïncide avec le maillage.

5. Réalisation du maillage

Maintenant que la nouvelle base est définie, il est possible de réaliser le maillage et d'afficher les nœuds dans la base d'origine.

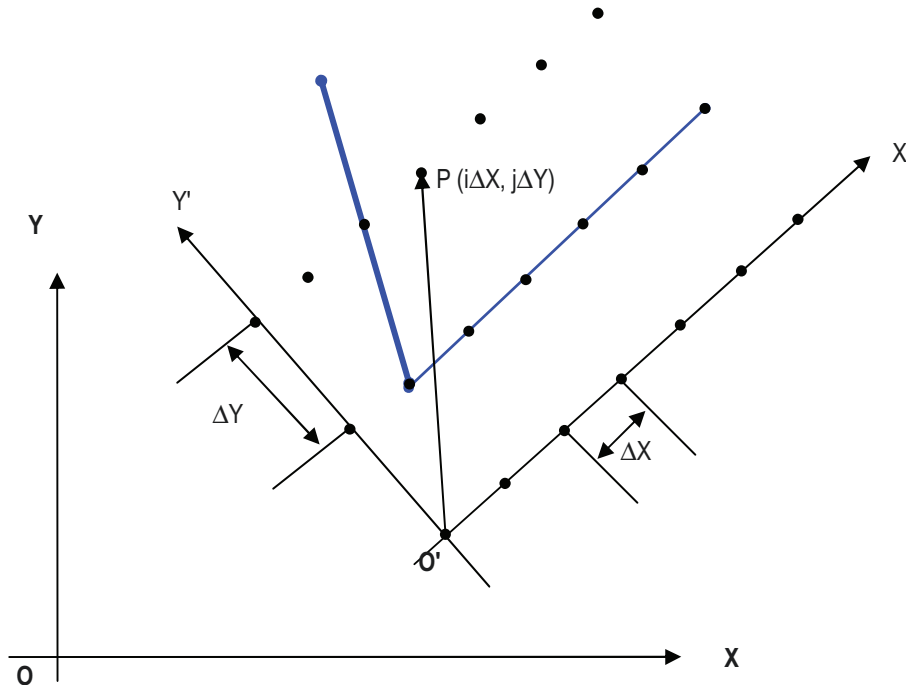


Figure 17 : Maillage du domaine

Soit un point $P(i, j)$ du maillage (Figure 17). Ses coordonnées dans la nouvelle base $(O'X', O'Y')$ sont $i\Delta X$ et $j\Delta Y$. Les coordonnées de ce point dans la base d'origine seront définies à l'aide de la transformation géométrique suivante :

$$OP = OO' + O'P$$

Soit :

$$\begin{aligned} (X_i, Y_j)_{\text{base d'origine}} &= (X_{O'}, Y_{O'})_{\text{base d'origine}} \\ &+ (i\Delta X, j\Delta Y)_{\text{nouvelle base}} * \begin{bmatrix} X'_{\text{drain}} & -y'_{\text{drain}} \\ y'_{\text{drain}} & X'_{\text{drain}} \end{bmatrix} \end{aligned}$$

Ci-après le script POSTGIS/SQL permettant de réaliser cette opération.

```

-----Suppression de nœuds existant de la table Nodes -----
DELETE FROM test_d2d__nodes;
-----Initialisation du compteur ID de la table Nodes -----
SELECT setval('test_d2d__nodes_id_seq',0);
-----Réalisation du maillage ==> enregistrement dans la table "Nodes"-----
INSERT INTO test_d2d__nodes (id,field_id, lineX, ColumnY, the_geom)

SELECT
  Nextval('test_d2d__nodes_id_seq'::regclass)-1, B.id, I, J,
  ST_SetSRID(
    st_makepoint(X_Origine+(-((J-1)*(y_unit_dr*M.deltaY))+ (I-1)*(x_unit_dr*M.deltaX)),
      Y_Origine+(((J-1)*(x_unit_dr*M.deltaY)) +(I-1)*(y_unit_dr*M.deltaX))),27582)

FROM
  (SELECT x_unit_dr,y_unit_dr, X_ORIGINE,Y_ORIGINE FROM TEMPS) AS T,
  (SELECT deltaX,deltaY FROM test_d2d__main) AS M,
  generate_series(1,(SELECT nblines FROM test_d2d__main ),1) AS I,
  generate_series(1,(SELECT nbcolumns FROM test_d2d__main ),1) AS J,
  test_d2d__main AS B

WHERE ST_DWithin( B.the_geom, ST_SetSRID (
  st_makepoint(X_Origine+(-((J-1)*(y_unit_dr*M.deltaY))+ (I-1)*(x_unit_dr*M.deltaX)),
    Y_Origine+(((J-1)*(x_unit_dr*M.deltaY)) +(I-1)*(y_unit_dr*M.deltaX))),27582), 0.01);

```

Script POSTGIS/SQL 4 : Maillage du domaine, et enregistrement des nœuds interne à la parcelle.

Une fois que le maillage est défini dans la base d'origine (projection) correspondant au type de la projection utilisée, il est possible de récupérer l'altitude des nœuds en le superposant avec le modèle numérique du terrain (MNT).

En suivant ces différentes opérations, le maillage réalisé sur la parcelle drainée du Goins est illustré sur la Figure 18.

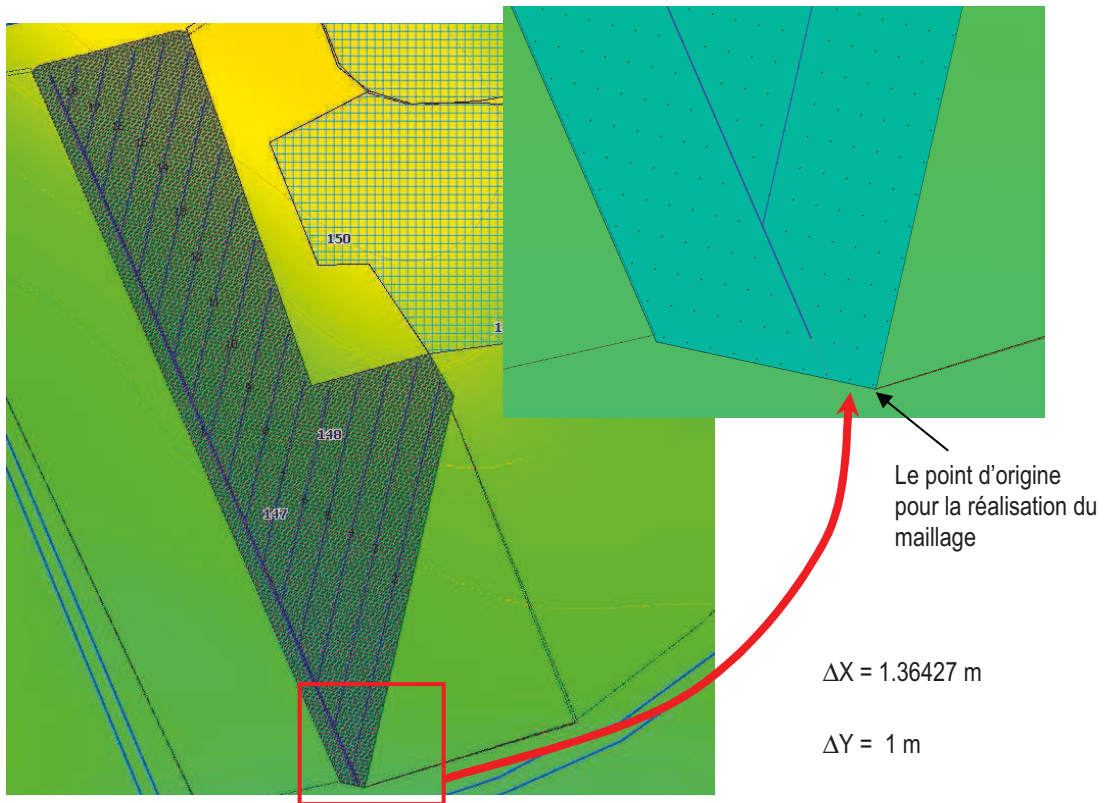


Figure 18 : Maillage de la parcelle drainée

Annexe V : Résultats des simulations sur le bassin versant théorique

Dans cette annexe nous présentons des graphiques illustrant les résultats des simulations effectuées sur le bassin versant théorique.

1. Impact de l'influence en aval sur le fonctionnement du réseau

Les graphiques de cette partie correspondent aux simulations effectuées sur le bassin versant théorique avec le cas d'une influence aval du réseau de collecteurs secondaires.

Nous avons testé le modèle couplé sur le bassin versant théorique pour deux diamètres du collecteur secondaire et pour trois valeurs d'écartèlement entre les drains. Les résultats numériques obtenus (débit, pression dans les tuyaux et hauteur de nappe) à la sortie du réseau secondaire et au niveau de la parcelle 1 sont montrés sur les figures 19, 20, 21 et 22.

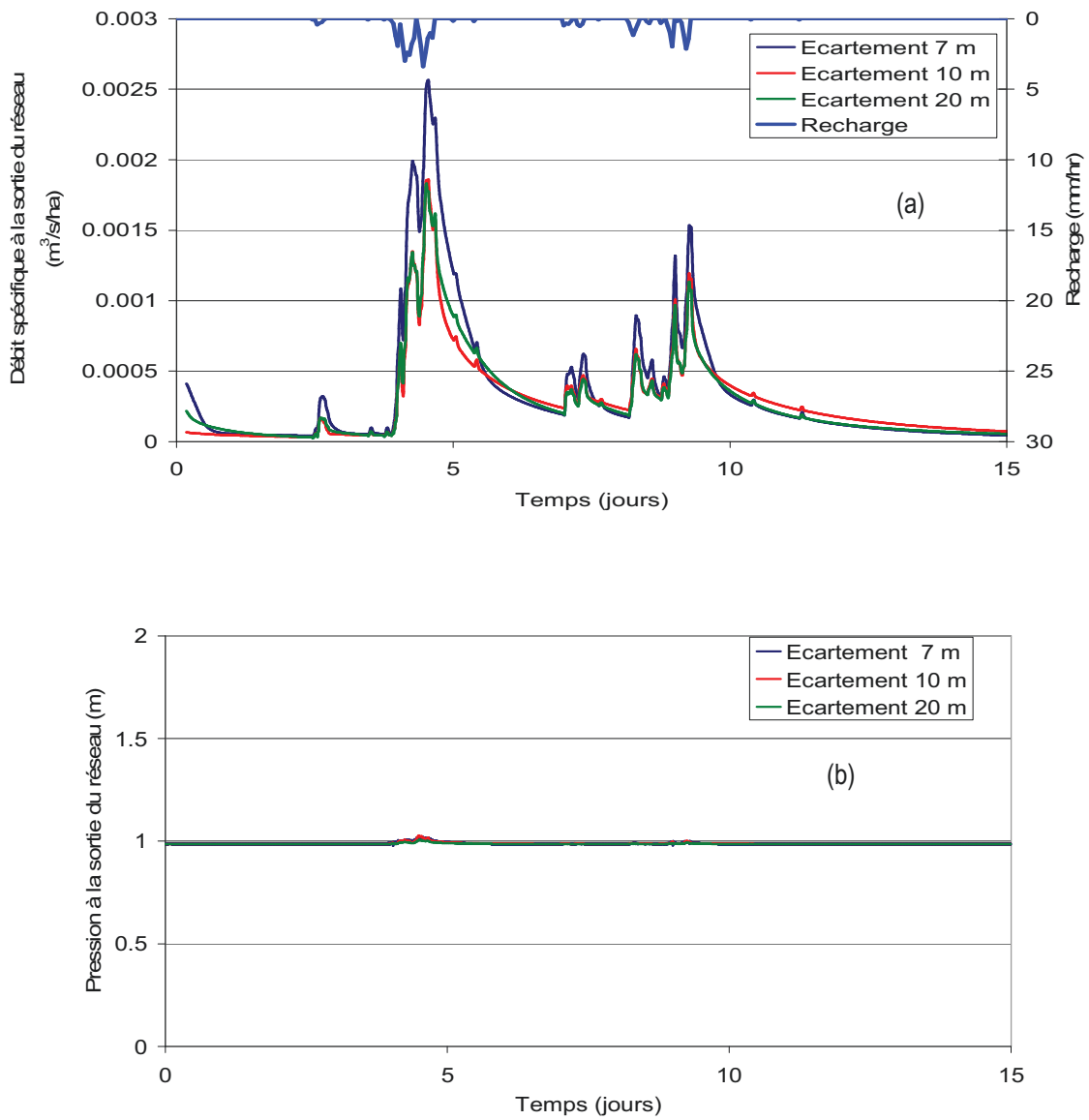


Figure 19 : Fonctionnement à la sortie du réseau avec une influence aval : Comparaison des variations du débit (a) et de la pression (b) à la sortie du collecteur enterré secondaire en fonction des trois valeurs d'écartement entre les drains (7, 10 et 20 m), avec D (collecteur enterré secondaire) =242mm

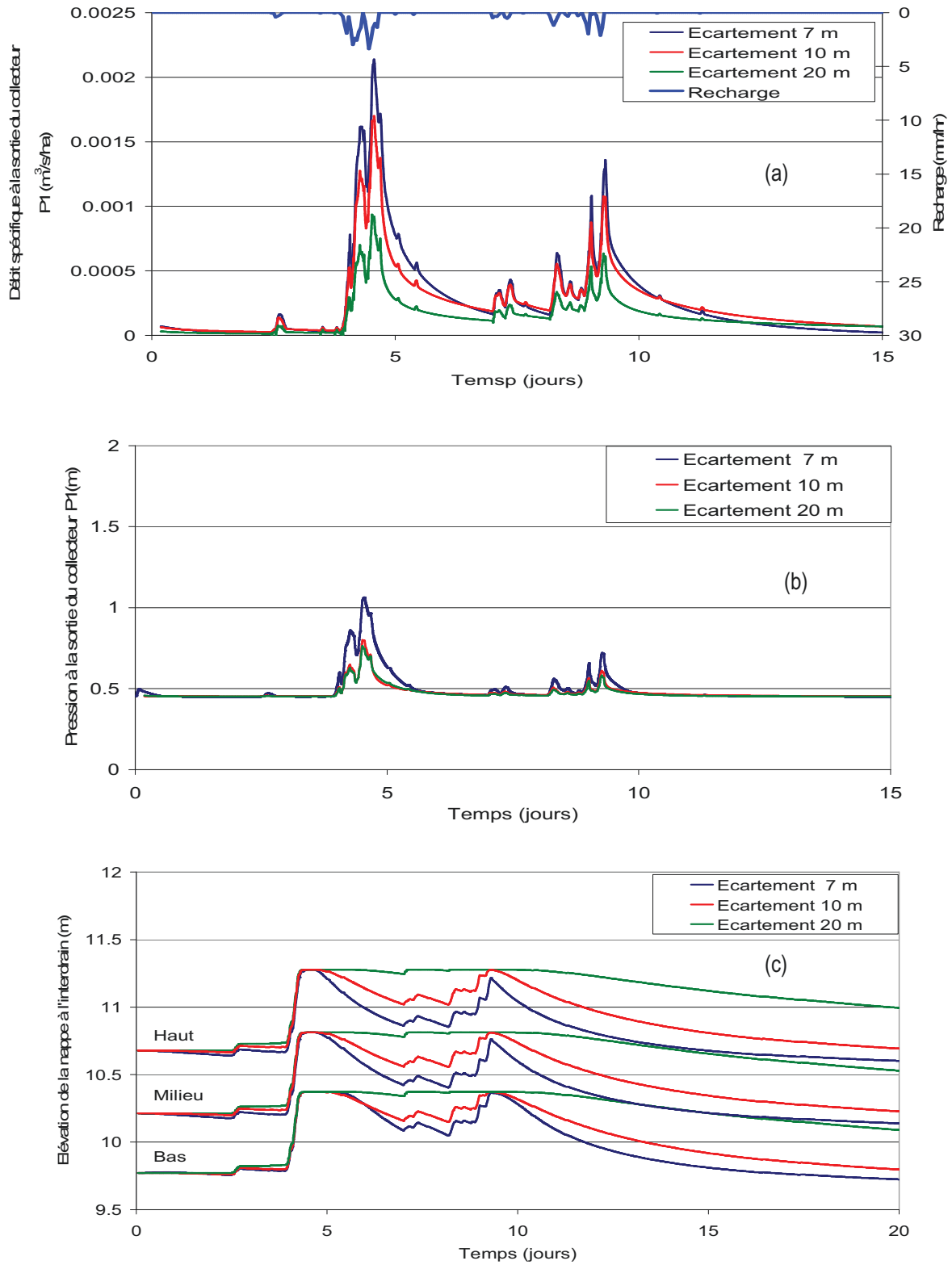


Figure 20 : Fonctionnement à la parcelle P1 avec une influence aval: Comparaison du débit (a) et de la pression (b) à la sortie du collecteur tertiaire et l'élévation de la nappe de la parcelle P1 (c) en fonction des trois valeurs d'écartement entre drains (7, 10 et 20 m) avec D (collecteur enterré secondaire) =242 mm

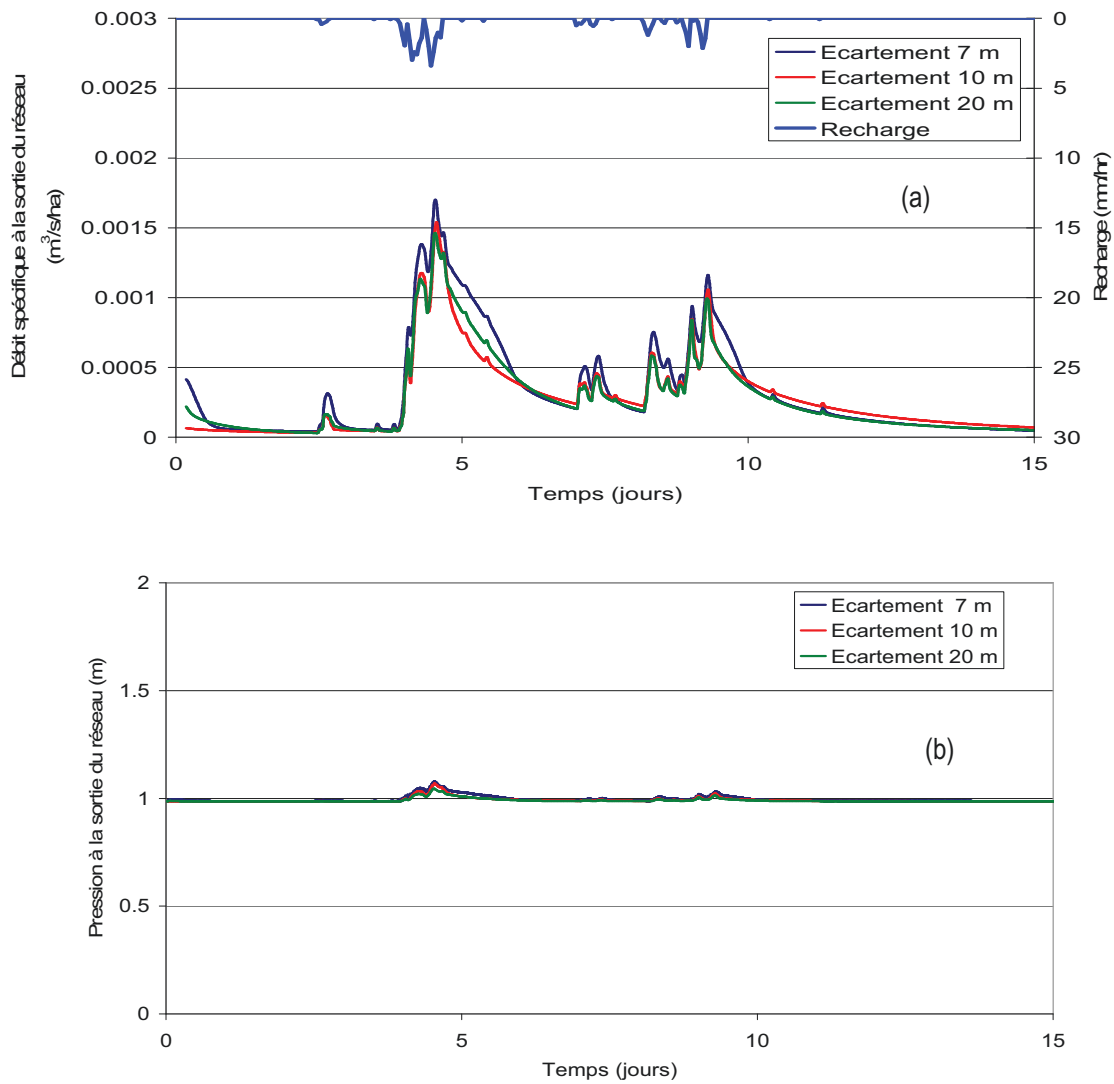


Figure 21 : Comportement à la sortie du réseau avec une influence aval: Comparaison des variations du débit (a) et de la pression (b) à la sortie du collecteur enterré secondaire en fonction des trois valeurs d'écartement entre les drains (7, 10 et 20 m), avec D (collecteur enterré secondaire) = 148mm

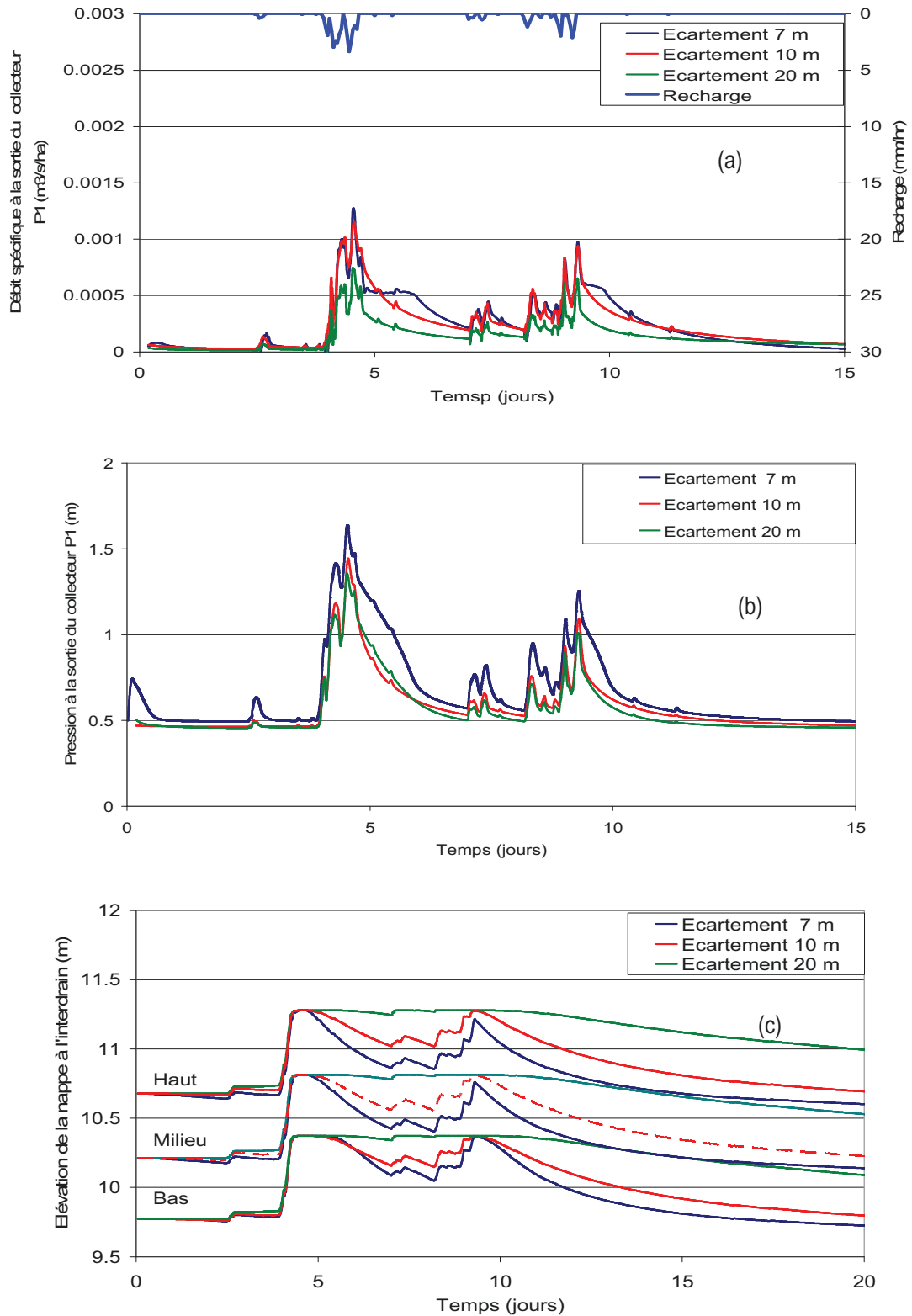


Figure 22 Comportement à la parcelle P1 avec une influence aval : Comparaison du débit (a) et de la pression (b) à la sortie du collecteur tertiaire et l'élévation de la nappe de la parcelle P1 (c) en fonction des trois valeurs d'écartement entre drains (7, 10 et 20 m) avec D (collecteur enterré secondaire) =148 mm

2. Partage entre l'infiltration, le ruissellement et le drainage

Au niveau de la parcelle 1, nous avons calculé pour les différentes simulations la lame d'eau ruisselée (la part de la recharge disponible qui ne s'infiltré pas à cause de l'affleurement de la nappe). Chaque graphique montre, pour un écartement entre les drains donné, les variations dans le temps de la lame d'eau drainée, la recharge et la lame d'eau ruisselée, en $m^3/s/ha$.

2.1 Cas d'un réseau de drainage non influencé en aval

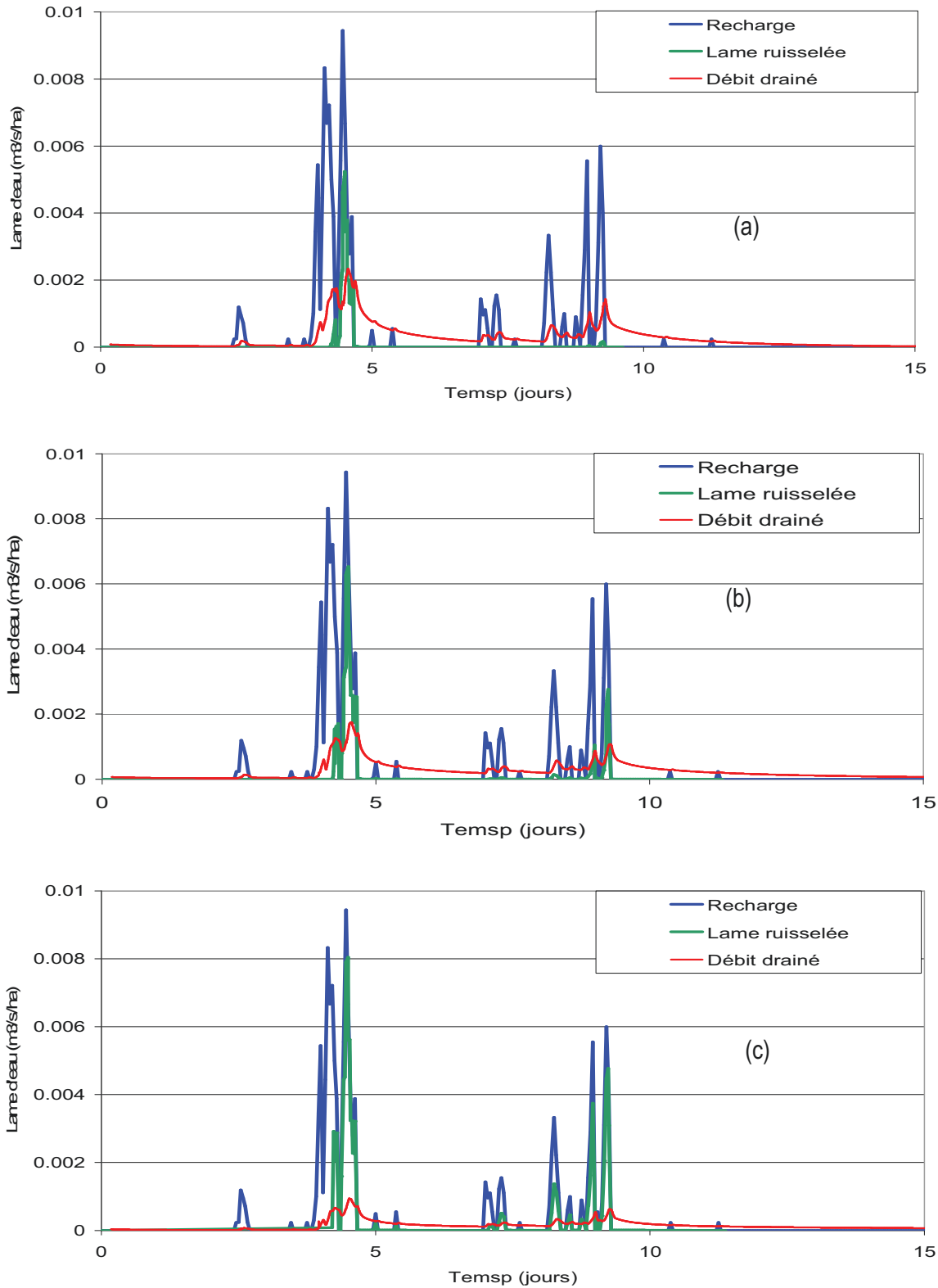


Figure 23 : Comparaison entre les variations de la lame d'eau ruisselée, de la recharge et du débit pour trois valeurs d'écartement en les drains : (a) 7 m ; (b) 10 m ; (c) 20 m. Cas du diamètre du collecteur secondaire de 242 mm

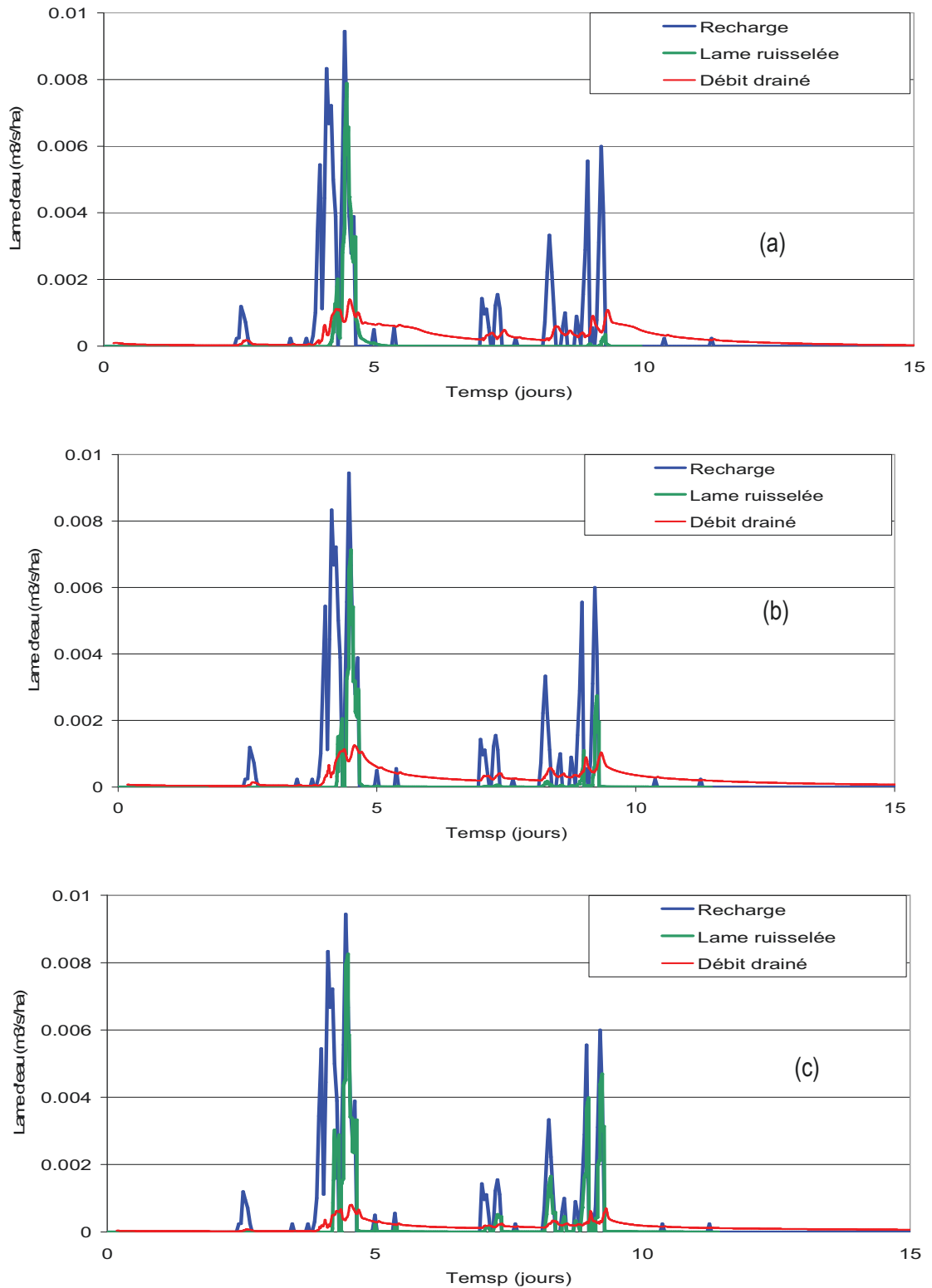


Figure 24 : Comparaison entre les variations de la lame d'eau ruisselée, de la recharge et du débit pour trois valeurs d'écartement en les drains : (a) 7 m ; (b) 10 m ; (c) 20 m. Cas du diamètre du collecteur secondaire de 148 mm

2.2 Cas du réseau de drainage influencé en aval

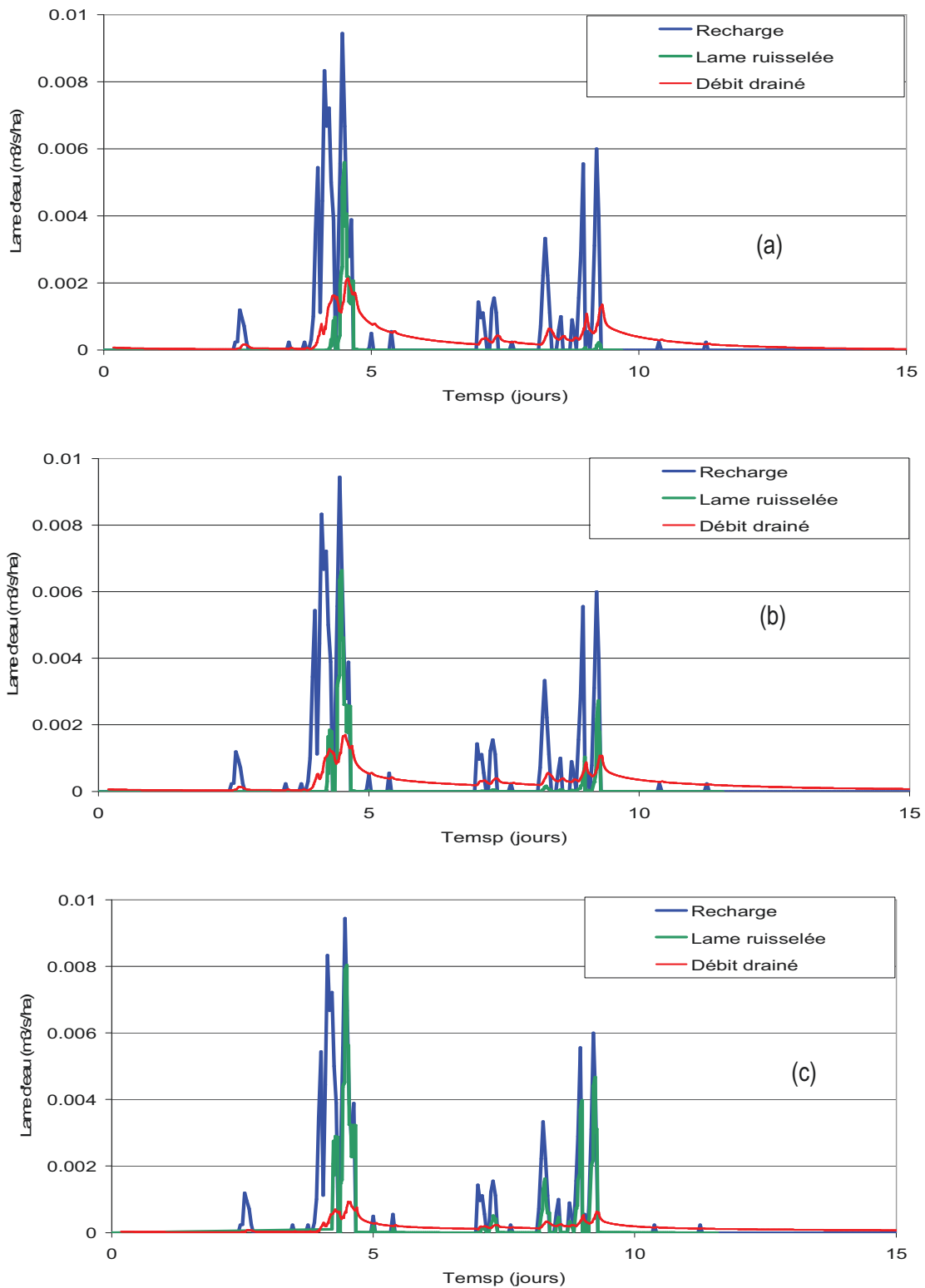


Figure 25 : Comparaison entre les variations de la lame d'eau ruisselée, de la recharge et du débit pour trois valeurs d'écartement en les drains : (a) 7 m ; (b) 10 m ; (c) 20 m. Cas du diamètre du collecteur secondaire de 242 mm avec une influence aval

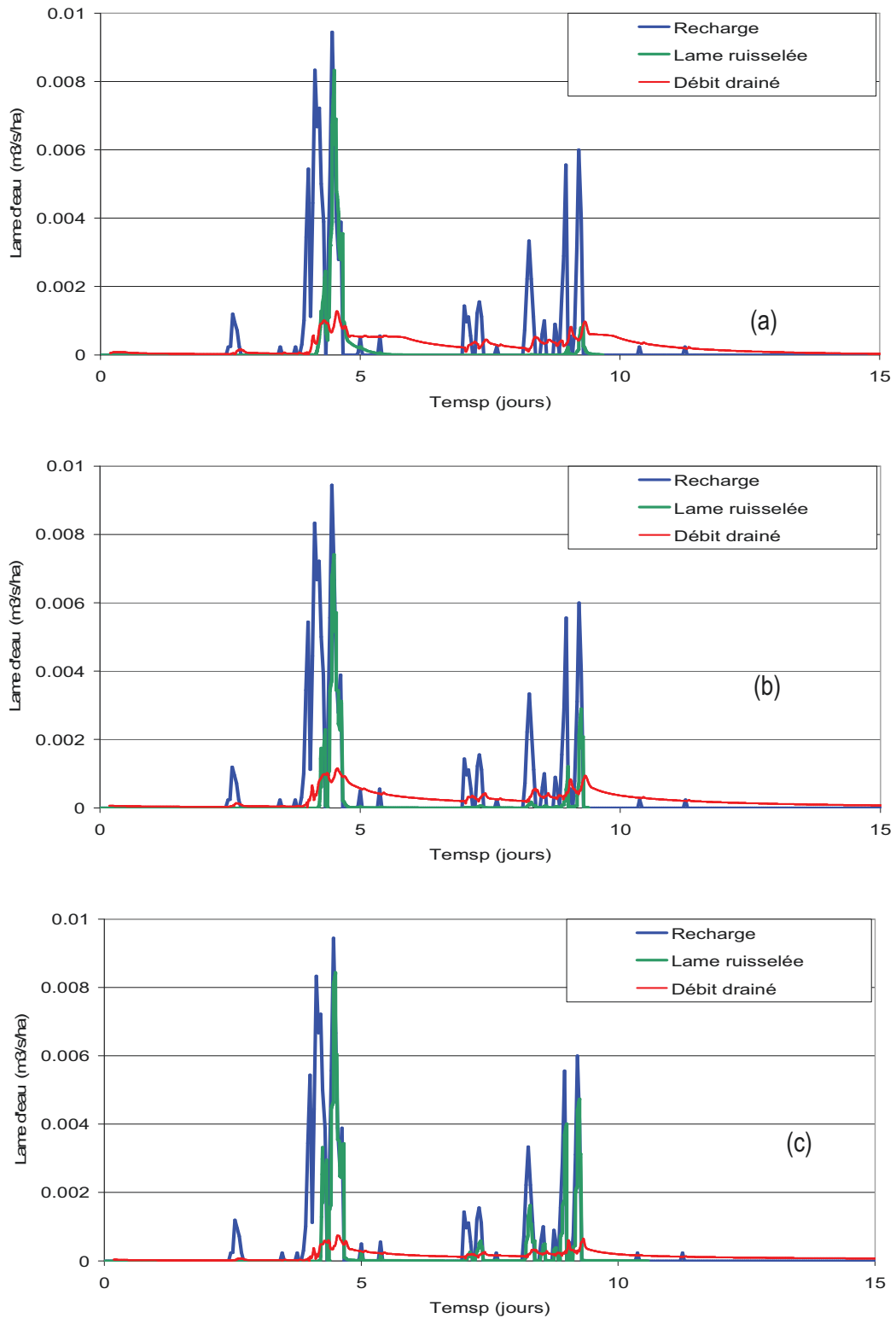


Figure 26 : Comparaison entre les variations de la lame d'eau ruisselée, de la recharge et du débit pour trois valeurs d'écartement en les drains : (a) 7 m ; (b) 10 m ; (c) 20 m. Cas du diamètre du collecteur secondaire de 148 mm avec une influence aval