



Université de Strasbourg

École doctorale Science de la Terre et de l'Environnement (ED n° 413)

THÈSE présentée par :

Yi Pan

soutenue le : 26 octobre 2015

pour obtenir le grade de : **Docteur de l'université de Strasbourg**

Discipline/Spécialité : Sciences de la Terre et de l'Univers

**Modélisation couplée des écoulements de surface
et de sub-surface dans un bassin versant par
approches numériques à dimensions euclidiennes
réduites**

THÈSE dirigée par :

Delay Frederick

Professeur, Université de Strasbourg/EOST

Thèse co-encadrée par :

Weill Sylvain

Maître de conférences, ENGEES

RAPPORTEURS :

Esteves Michel

Directeur de recherche, IRD

Flipo Nicolas

Directeur de recherche, ENSMP

AUTRES MEMBRES DU JURY :

Voltz Marc

Directeur de recherche, INRA

Remerciements

Les travaux de cette thèse commencent en 2011, par le stage final de Master Ingénierie et Géosciences pour l'Environnement. J'adresse mes remerciements aux personnes qui m'ont aidé dans la réalisation de ce mémoire.

En premier lieu, je remercie M. Anis Younes, Directeur de Recherche au CNRS, pour m'avoir proposé ce sujet de thèse, et plus important, pour m'avoir réintroduit dans le monde de la modélisation numérique.

Je tiens à remercier M. Philippe Ackerer, Directeur de Recherche au CNRS, à l'origine des idées essentielles de cette thèse. Je voudrais saluer ses conseils et son soutien tout au long de ces quatre dernières années.

Je tiens également à remercier M. Frederick Delay, Professeur de l'UdS, pour son encadrement, pour ses conseils très clairs et les discussions vraiment instructives. Grâce à son attachement sans faille à la base physique, ces travaux ont pu évoluer dans la bonne direction et avancer correctement.

Il n'est pas suffisant de dire merci à M. Sylvain Weill, Maître de Conférences de l'ENGEES, co-encadrant de cette thèse. Ses conseils, son aide en modélisation et en rédaction ont été très précieux pour moi, et très coûteux en temps pour lui.

Parmi les personnes que je voudrais associer à ces travaux figurent également M. Benjamin Belfort, Maître de Conférences de l'UdS, M. Marwan Fahs, Maître de Conférences de l'ENGEES, M. François Lehmann, Professeur de l'UdS, M. Daniel Viville, Chargé de Recherche au CNRS, et MM. Marie-Claire Pierret, Responsable de l'OHGE. Merci à eux pour leurs aides. Je pense aussi aux collègues qui m'ont aidé quand j'étais débutant en programmation : Ali Zidane et Fanilo Ramasomanana.

Enfin, j'exprime toute ma reconnaissance aux personnes qui ont accepté d'être membres du jury : M. Michel Esteves, Directeur de Recherche à l'IRD, M. Nicolas Flipo, Directeur de Recherche de l'ENSMP, et M. Marc Voltz, Directeur de Recherche de l'INRA.

Modélisation couplée des écoulements de surface et de sub-surface dans un bassin versant par approches numériques à dimensions euclidiennes réduites

Résumé

Les interactions entre les processus de surface et de sub-surface sont des composantes clés du cycle hydrologique que les modèles hydrologiques doivent représenter pour obtenir des prédictions cohérentes et précises dans un contexte de gestion durable de la ressource en eau. Les modèles hydrologiques intégrés qui décrivent de façon physique les processus et leurs interactions sont de conception récente. La plupart de ces modèles s'appuient sur l'équation de Richards 3D pour décrire les processus d'écoulement souterrain. Cette approche peut être problématique compte tenu de contraintes importantes sur le maillage et sur la résolution numérique. Ce travail de thèse propose un modèle hydrologique intégré qui s'appuie sur approche innovante à dimension réduite pour simplifier les écoulements de surface et souterrains d'un bassin versant. Les différents compartiments du modèle sont d'abord testés indépendamment puis couplés. Les résultats montrent que l'approche proposée décrit précisément les processus hydrologiques considérés tout en améliorant de façon significative l'efficacité générale du modèle.

Abstract

Interactions between surface and subsurface flow processes are key components of the hydrological water cycle. Accounting for these interactions in hydrological models is mandatory to provide relevant and accurate predictions for water quality and water resources management. Fully-integrated hydrological models that describe with a physical meaning the hydrological processes and their interactions are recent. Most of these models rely upon the resolution of a 3D Richards equation to describe subsurface flow processes. This approach may become intractable because of the heavy constrains on both meshing and numerical resolution. This PhD proposes a new integrated hydrological model on the idea of dealing with dimensionally reduced flow in both the surface and sub-surface compartments of a watershed. The different compartments of the model are first tested independently and then coupled. The results show that the proposed approach allows for a proper and precise depiction of the hydrological processes enclosed in the model while providing significant gain in computational efficiency.

Table des matières

Résumé étendu	11
Introduction générale.....	17
Chapitre 1. Hydrologie du bassin versant et modélisation intégrée.....	19
1.1. Etat de l'art.....	21
1.1.1. Modélisation intégrée	22
1.1.2. Modélisation à dimension réduite	25
1.2. Objectifs de la thèse.....	26
Chapitre 2. Modèle développé	29
2.1. Modèle physique	30
2.1.1. Écoulement de surface	30
2.1.2. Écoulement souterrain	32
2.1.3. Écoulement souterrain intégré sur la verticale	34
2.1.4. Flux d'échange.....	36
2.2. Modèle numérique.....	37
2.2.1. Résolution numérique de l'écoulement de surface	38
2.2.2. Résolution numérique de l'écoulement souterrain	40
2.2.3. Résolution numérique du système complet.....	43
2.3. Conclusion et résumé	45
Chapitre 3. Validation/qualification du modèle d'écoulement de surface	46
3.1. Validation – cas test d'Iwagaki (1955)	46
3.2. Qualification du modèle de surface pour des réseaux ramifiés simples	50
3.2.1. Convergence simple.....	50
3.2.2. Divergence simple	53
3.3. Qualification du modèle de surface pour un réseau ramifié complexe	55
3.4. Conclusion et résumé	58

Chapitre 4. Validation/qualification du modèle d'écoulement souterrain	60
4.1. Définition des cas tests.....	61
4.1.1. Géométrie et maillage	61
4.1.2. Conditions aux limites et initiale	62
4.1.3. Paramètres du sol.....	63
4.2. Résultats.....	64
4.2.1. Profil homogène	64
4.2.2. Profils avec couches.....	67
4.2.3. Profil à distribution aléatoire.....	70
4.3. Conclusion et résumé	72
Chapitre 5. Validation du modèle couplé	73
5.1. Cas test de Gundunz and Aral (2005).....	74
5.1.1. Caractéristiques géométriques et physiques	75
5.1.2. Résultats	77
5.2. Cas test dit du « livre ouvert » - inter-comparaison avec le modèle CATHY	81
5.2.1. Géométrie et paramètres	81
5.2.2. Résultats	83
5.3. Cas test « Strengbach » - topographie réelle	86
5.3.1. Présentation du bassin versant du Strengbach	87
5.3.2. Construction du maillage/paramétrisation	88
5.3.3. Résultats	91
5.4. Conclusion et résumé	94
Récapitulatif et principales conclusions.....	95
Bibliographie.....	99

Liste des figures

Figure 1.1 : Description schématique de la genèse du ruissellement d'après Ambroise, 1999	21
Figure 2.1 : Représentation simplifiée d'une coupe transversale de la rivière	30
Figure 2.2 : Distribution de pression sur une coupe verticale	34
Figure 2.3 : Paramètres impliqués dans la définition du flux d'échange	37
Figure 2.4 : Exemple de point de jonction dans un réseau	38
Figure 2.5 : Élément triangulaire de base pour la résolution en EFMH	40
Figure 2.6 : Illustration de la connectivité réseau 1D – triangle 2D	44
Figure 3.1 : Évolution temporelle du débit à l'exutoire	47
Figure 3.2 : Courbe Niveau d'eau-Longueur de canal à 10 s	48
Figure 3.3 : Courbe Niveau d'eau-Longueur de canal à 20 s	49
Figure 3.4 : Courbe Niveau d'eau-Longueur de canal à 30 s	49
Figure 3.5 : Géométrie et topographie de la convergence simple	51
Figure 3.6 : Évolution temporelle du débit à l'exutoire de la convergence simple	51
Figure 3.7 : Profils de hauteurs d'eau dans les deux canaux à t = 12, 15 et 18 secondes	52
Figure 3.8 : Géométrie et topographie de la divergence simple	53
Figure 3.9 : Évolution temporelle du débit cumulé aux exutoires de la divergence simple	54
Figure 3.10 : Profils de hauteurs d'eau dans les deux canaux à t = 12, 24 et 36 secondes.	55
Figure 3.11 : Géométrie et topographie du réseau complexe	56
Figure 3.12 : Évolution temporelle du débit l'exutoire du réseau complexe	57
Figure 3.13 : Courbe Niveau d'eau-Longueur de canal et altitude de canal, branche principale	58
Figure 4.1 : Position de la coupe verticale sur le bassin versant du Strengbach (gauche) et géométrie de la tranche (droite)	61
Figure 4.2 : Distribution de conductivité hydraulique à saturation pour le cas aléatoire	64
Figure 4.3 : Évolutions temporelles des niveaux piézométriques (à gauche) et des flux totaux (à droite) au droit des sections de référence à 150, 300 et 425 m sur le bassin versant modélisé. Configuration du milieu souterrain : uniforme ; 2D = Résolution complète de l'équation de Richards, int = modèle intégré.	66
Figure 4.4 : Évolutions temporelles des niveaux piézométriques (à gauche) et des flux totaux (à droite) au droit des sections de référence à 150, 300 et 425 m sur le bassin versant modélisé. Configuration du milieu souterrain : 3 couches ; 2D = Résolution complète de l'équation de Richards, int = modèle intégré.	68
Figure 4.5 : Évolutions temporelles des niveaux piézométriques (à gauche) et des flux totaux (à droite) au droit des sections de référence à 150, 300 et 425 m sur le bassin versant modélisé. Configuration du milieu souterrain : 30 couches ; 2D = Résolution complète de l'équation de Richards, int = modèle intégré.	69
Figure 4.6 : Évolutions temporelles des niveaux piézométriques (à gauche) et des flux totaux (à droite) au droit des sections de référence à 150, 300 et 425 m sur le bassin versant modélisé. Configuration du milieu souterrain : champ aléatoire ; 2D = Résolution complète de l'équation de Richards, int = modèle intégré.	71

Figure 5.1 : Géométrie du cas test de Gunduz and Aral (2005)	76
Figure 5.2 : Débit injecté aux points amont de la rivière	77
Figure 5.3 : Colonne de gauche : du haut vers le bas, évolutions du niveau de la nappe de la section S1, S2 et S3 du modèle intégré couplé; Colonne de droite : du haut vers le bas, évolutions du niveau de la nappe de la section S1, S2 et S3 de référence (Gunduz et Aral, 2005). Niveau initial de la nappe à 32 m.....	79
Figure 5.4 : Colonne de gauche : du haut vers le bas, évolutions du niveau de la nappe de la section S1, S2 et S3 du modèle intégré couplé; Colonne de droite : du haut vers le bas, évolutions du niveau de la nappe de la section S1, S2 et S3 de référence (Gunduz et Aral, 2005). Niveau initial de la nappe à 35 m.....	80
Figure 5.5 : Géométrie du cas test du « livre ouvert » (gauche) – Représentation d’une rivière dans les modèles VIC et CATHY (droite).....	83
Figure 5.6. Évolutions du débit.....	84
Figure 5.7 : Comparaison des niveaux piézométriques entre le modèle VIC et CATHY à t=1680 min .	85
Figure 5.8 : Évolution de la charge hydraulique avec le temps (gauche) et profil de saturation en eau (droite) au point de coordonnées (400,400).....	86
Figure 5.9 : Bassin versant de Strengbach.....	88
Figure 5.10 : Carte LiDAR et points de contrôle	89
Figure 5.11 : Discrétisation GMSH de la surface du bassin versant	90
Figure 5.12 : Maillage et topographie de Strengbach	90
Figure 5.13 : Évolution des charges dans l’aquifère.....	92
Figure 5.14 : Évolution du débit	93
Figure 5.15 : Évolution du niveau d’eau au long de la branche principale	93
Figure 5.16 : Évolution des flux d’échange au long de la branche principale	94

Liste des Tableaux

Tableau 4.1 : Caractéristiques hydrauliques du système test à trois couches. K_{sat} = conductivité hydraulique à saturation, ω = porosité, θ_r = teneur en eau résiduelle, α , n = paramètres de Van Genuchten. L'épaisseur des couches est donnée par la profondeur comptée à partir de la surface topographique du sommet et de la base de la couche.....	63
Tableau 5.1 : Eléments de comparaison entre le modèle VIC et le modèle CATHY.....	81
Tableau 5.2 : Paramètres du cas test "livre ouvert"	82

Résumé étendu

Contexte général du travail.

Il est notoirement admis maintenant que la dynamique continentale du cycle de l'eau ne peut plus dissocier artificiellement les processus de surface des processus souterrains. La gestion "intégrée" des bassins versants aujourd'hui traitée à méso-échelle a largement modifié la conception des modèles hydrologiques. Ces derniers deviennent également "intégrés" (e.g., Frei et al., 2010) au sens où les compartiments de surface et souterrain sont réunis au sein d'un même objet pour une approche complète de la dynamique des écoulements et du transfert de masse.

Ce travail, sans spécifiquement traiter des difficultés opérationnelles inhérentes aux modèles intégrés, développe une approche amont "réductionniste" sur le modèle lui-même. L'idée part du constat que la tridimensionnalité des écoulements complique énormément la résolution des équations, génère des modèles lourds, peu stables numériquement, et difficiles à utiliser. Cependant, la majorité des applications ne dispose que d'une information très partielle sur l'hétérogénéité du milieu naturel, et pire encore, la majorité des mesures disponibles ne voit pas la tridimensionnalité des écoulements. On est donc confronté à l'utilisation d'un modèle complexe en inadéquation avec les observations. Pour faire simple, les données comme les flux en rivière ne voient que l'unique dimension de l'écoulement moyen dans la rivière ; les hauteurs d'eau dans les nappes ou les pressions capillaires moyennes dans les sols, ne voient pas (ou peu) les composantes verticales de l'écoulement. Il est donc pris le parti d'homogénéiser partiellement la physique des écoulements dans un hydrosystème afin de produire les éléments d'un modèle numérique monodimensionnel pour le domaine de surface, bidimensionnel pour le domaine souterrain. Si l'homogénéisation ne dénature pas la physique du problème, les équations constitutives manipuleront des paramètres moyens directement issus de l'homogénéisation et non rapportés "empiriquement".

Le modèle mathématique

Écoulements de surface

On restreint ici l'exposé aux écoulements dans un réseau drainant type rivière, fossés etc. Ne sont pas abordés pour des raisons de concision les écoulements à surface libre (overland flow) se développant sur la surface topographique d'un sol saturé. Usuellement, les

écoulements en réseau sont appréhendés par les équations de St-Venant (e.g., Panday and Huyakorn, 2004) qui traduisent le principe de conservation des flux volumiques en eau (1a) et la conservation de la quantité de mouvement (1b). Dans une forme monodimensionnelle, ces équations s'écrivent:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \nabla_x (A \mathbf{u}_x) = l' q \quad (1a)$$

$$\frac{\partial \mathbf{u}_x}{\partial t} + \mathbf{u}_x \cdot \frac{\partial |\mathbf{u}_x|}{\partial x} + |g| \nabla_x h = |g| (\nabla_x z - \mathbf{s}_f) - \frac{q}{h} \mathbf{u}_x \quad (1b)$$

A [L^2] est la surface en eau normale à la direction principale d'écoulement x dans la rivière, h [L] est la hauteur d'eau dans la rivière, l' [L] est la largeur de la surface d'eau libre dans la rivière, z [L] est côte topographique du fond de la rivière, q [LT^{-1}] caractérise l'ensemble des entrées-sorties d'eau "latérales" par les berges et le fond de la rivière, $|g|$ [LT^{-2}] est la composante scalaire de l'accélération de pesanteur, \mathbf{s}_f [-] est le vecteur correspondant à la pente de "friction" de la rivière.

En supposant un régime d'écoulement à faibles variations temporelles du champ de vitesse ou encore à variations non négligeables mais sur de longues périodes de temps (quelques heures à quelques jours), les équations de St-Venant se simplifient fortement pour se ramener à une unique équation de diffusion de la hauteur d'eau h dans la rivière. En simplifiant également le profil de la rivière, auquel on donne une section de forme trapézoïdale, les sections A (Eq. 1a) de la rivière disparaissent de la paramétrisation. Tous calculs faits, on ne garde que la hauteur d'eau dans la rivière comme variable d'état de l'écoulement de surface dans une équation de la forme :

$$l'(h) \frac{\partial h}{\partial t} - \nabla_x (T_R(h) \nabla_x (h+z)) = l'(h) q \quad ; \quad T_R(h) = \frac{(l+l'(h)) h R_h^{2/3}}{2 N_{man} |\nabla_x (h+z)|^{1/2}} \quad (2)$$

l' [L] correspond à la largeur en eau de la rivière, R_h [L] est le rayon hydraulique de la rivière, N_{Man} [$L^{-1/3}T$] est le coefficient de Manning. Bien que non-linéaire, l'équation de diffusion (2) se résout plus simplement que le doublet des équations de St-Venant, notamment grâce à une discrétisation plus lâche, un comportement quasi-parabolique stable et des troncatures numériques d'ordre élevé. Comme attendu de la procédure d'homogénéisation, les paramètres $l'(h)$ et $T_R(h)$ découlent directement des manipulations faites sur les équations d'origine.

Écoulements de sub-surface.

Le compartiment souterrain dans les modèles classiques à l'échelle des bassins versants occulte souvent la zone vadose (zone non saturée du sol) et se limite à la simulation des écoulements à saturation. Pour les approches les plus avancées comme celle proposée dans ce travail, zone vadose et zone saturée sont traitées dans un unique continuum soumis à des écoulements de Darcy régis par l'équation (e.g. Huyakorn & Pinder, 1983) :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + Ss Sw(\theta) \frac{\partial h}{\partial t} - \nabla \cdot (\mathbf{K}(\theta) \nabla h) = q_w \quad (3)$$

θ [-] est la teneur en eau du milieu correspondant au ratio du volume en eau sur le volume total du milieu (pores + solide), Sw [-] est la saturation en eau correspondant au ratio du volume en eau sur le volume des pores, Ss [L^{-1}] est l'emmagasinement spécifique du milieu, \mathbf{K} [LT^{-1}] est le tenseur de conductivité hydraulique du milieu, h [L] est la charge hydraulique (ou la hauteur capillaire), et q_w [T^{-1}] un terme puits-sources (en volume d'eau entré ou extrait par unité de volume de milieu et unité de temps).

La réduction de la dimension d'écoulement est opérée en intégrant l'équation (3) selon la direction verticale z ou, en cas de forte pente du bassin versant, selon z pris comme la normale au mur de l'aquifère. Pour simplifier cette intégration, on suppose que les écoulements sont majoritairement parallèles au mur de l'aquifère ($\nabla_z h = 0$), que les bornes d'intégration z_b, z_s , correspondant respectivement aux côtes altimétriques du mur de l'aquifère et de la surface du sol, sont de gradient local négligeable. Enfin, on sépare l'intégration selon z en deux composantes en introduisant la borne d'intégration z_w correspondant à la côte de l'interface zone non-saturée/zone saturée :

$$\begin{aligned} & \frac{\partial h}{\partial t} \int_{z_b}^{z_w} Ss.Sw(\theta) dz + \int_{z_b}^{z_w} \frac{\partial \theta}{\partial t} dz + \frac{\partial h}{\partial t} \int_{z_w}^{z_s} Ss.Sw(\theta) dz + \int_{z_w}^{z_s} \frac{\partial \theta}{\partial t} dz \\ & - \nabla_{x,y} \cdot \left(\nabla_{x,y} h \int_{z_b}^{z_w} \mathbf{K}(\theta) dz + \nabla_{x,y} h \int_{z_w}^{z_s} \mathbf{K}(\theta) dz \right) = Q \end{aligned} \quad (4)$$

La dichotomie permet de dissocier les divers comportements des paramètres hydrodynamiques entre zone vadose et zone saturée. Tous calculs faits, l'ensemble des écoulements souterrains est traité par une équation bidimensionnelle sur une surface curvilinéaire parallèle au fond de l'aquifère. Cette équation manipule une charge hydraulique moyenne h entre le fond de l'aquifère et la surface topographique :

$$\bar{S}(h) \frac{\partial h}{\partial t} - \nabla_{x,y} \cdot (\bar{\mathbf{T}}(h) \cdot \nabla_{x,y} h) = Q \quad (5)$$

$$\bar{S}(h) = S_{Sat} h + \int_{z_w}^{z_s} C(h) dz ; \quad \bar{\mathbf{T}}(h) = \mathbf{K}_{Sat} h + \int_{z_w}^{z_s} \mathbf{K}(\theta) dz$$

Avec S_{Sat} [L^{-1}] l'emmagasinement spécifique moyen à saturation du milieu, \mathbf{K}_{Sat} [LT^{-1}] la conductivité hydraulique moyenne à saturation et $C(h)$ la capacité capillaire du sol. Là encore, les paramètres de l'équation (5) héritent directement de l'homogénéisation par intégration de l'équation d'origine.

Application

Passé les multiples tests d'implémentation numérique, les équations simplifiées ont été mises en œuvre sur différents exercices (benchmarks) de la littérature (e.g., Sulis *et al.*, 2010; Maxwell *et al.*, 2014). Nous avons modifié à dessein certains de ces exercices pour rendre le système plus dynamique (plus transitoire) et par conséquent tester le modèle à dimension réduite dans des conditions défavorables. On rappelle que les écoulements de surface sont supposés pseudo-stationnaires et que l'intégration des écoulements de sub-surface, par définition, moyenne variables, paramètres et comportement. Par comparaison à des approches complètes (tridimensionnelles) nous avons pu constater que la réduction de dimension ne générerait que peu d'erreurs, systématiquement inférieures à 5% sur les flux hydriques, les charges hydrauliques ou encore les temps de transferts d'une quelconque perturbation de la variable d'état. (Pan *et al.*, 2015; Weill *et al.*, 2015, soumis).

Ces différents tests ne sont pas discutés ici. On rapporte seulement d'un exemple où les modèles complets tridimensionnels échouent quasi-systématiquement, sauf à utiliser des discrétisations spatiales et temporelles extrêmement fines et induisant des temps calculs au-delà du raisonnable. Il s'agit de simuler le drainage naturel gravitaire d'un petit bassin versant de montagne à très forte pente (ici le Strengbach – Vosges). Les fortes pentes rendent le système très dynamique et une discrétisation tridimensionnelle de l'ensemble passe par une multitude d'éléments déformés qui ne facilite pas la résolution numérique des équations. Avec un modèle bidimensionnel simplifié, zone vadose et nappe sont réunies en une seule couche qui suit sensiblement la surface topographique du bassin versant (Fig. 1). Quelle que soit la pente, la discrétisation ne change guère, utilise des éléments simples (triangulaires) qui n'engendrent pas de difficulté particulière pour le calcul.

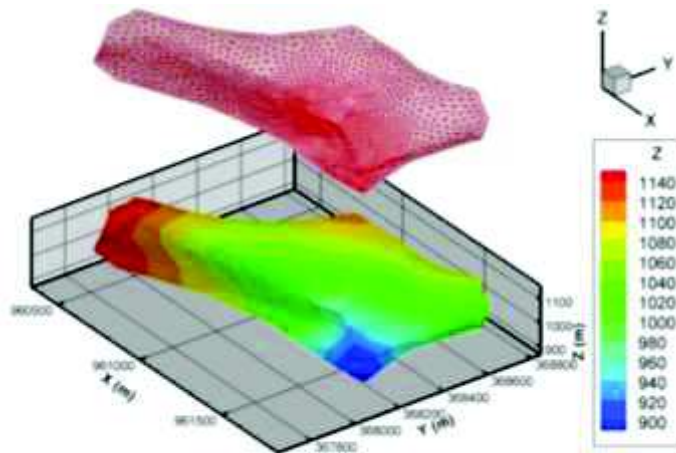


Fig. 1. Topographie et discrétisation d'un petit bassin versant de montagne.

La vidange gravitaire de la nappe et du réseau de ruissèlement est très rapide sur ce genre de géométrie. Pour autant, le modèle à dimension réduite se comporte correctement, sans calcul prohibitif ni résultats aberrants (oscillations non physiques etc.). On notera qu'il n'a pas été possible de procéder à une comparaison avec des codes (complets) tridimensionnels, ces derniers n'ayant jamais réussi à faire converger les équations non-linéaires pour les temps caractéristiques par maille très courts que génèrent les effets gravitaires sur une forte pente.

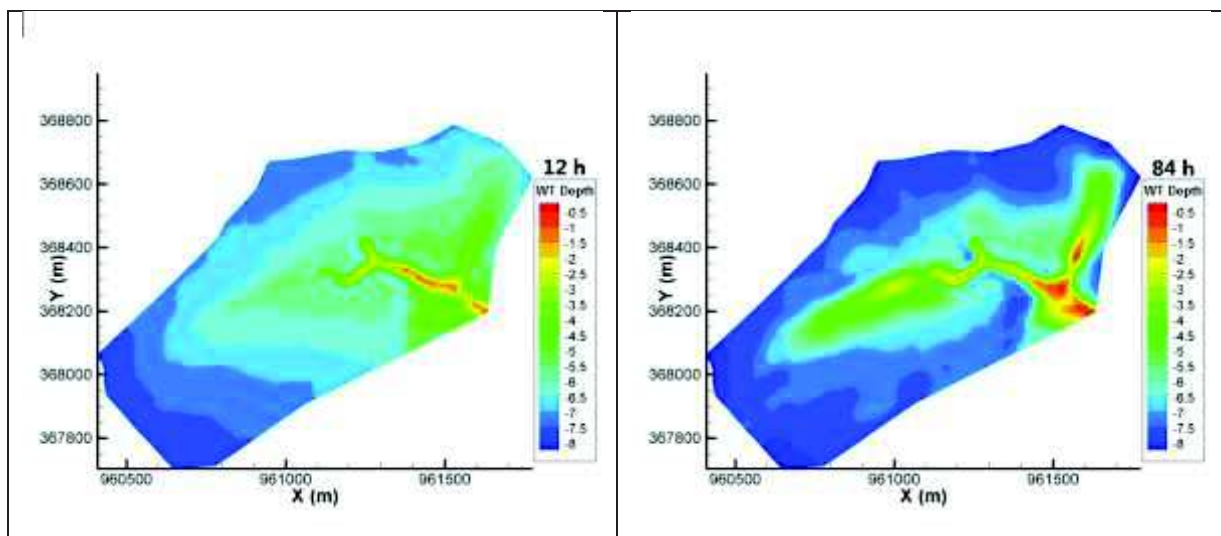


Fig. 2. Vidange progressive et régulière du bassin versant, manifestée par une légère augmentation du niveau de nappe sur la zone aval au droit du réseau de drainant de surface et une diminution des niveaux au droit des versants.

Perspectives

Ayant à disposition un modèle intégré simplifié sur ses dimensions euclidiennes, stable, précis et rapide, on peut envisager de travailler à la simulation détaillée du fonctionnement fortement transitoire de bassins versants de taille intermédiaire. Ces bassins sont aujourd'hui largement sollicités pour la ressource en eau sans que les modélisations ne puissent prédire le comportement du réservoir sous diverses contraintes naturelles et anthropiques. Le modèle à dimensions réduites doit pouvoir être inversé avec des efforts de calcul raisonnables et surtout fournir des sorties compatibles avec les données d'observation. Une fois inversé, la vitesse de résolution de calcul permettra de multiplier les scénarios prospectifs, d'analyser les incertitudes du modèle au regard de ses paramètres et de ses prédictions. Enfin, disposant d'un calcul fiable dans de multiples circonstances pour les écoulements, on peut maintenant s'attacher à analyser avec confiance les incidences des aléas et évolutions hydro-climatiques sur le fonctionnement d'un bassin et sa ressource en eau.

Références citées

Frei S, Lischeid G, Fleckenstein JH, 2010. Effects of microtopography on surface-subsurface exchange and runoff generation in a virtual riparian wetland: A modeling study. *Adv Water Resour* . 33(11), 1388-1401. doi:10.1016/j.advwatres.2010.07.006.

Huyakorn PS, Pinder GF, 1983. *Computational Methods in Subsurface Flow*. Academic Press, Orlando, FL.

Maxwell RW, Putti M, Meyerhoff S, Delfs JO, Ferguson IM, Ivanov V, Kim J, Kolditz O, Kollet SJ, Kumar M, Lopez S, Niu J, Paniconi C, Park YJ, Phanikumar MS, Shen C, Sudicky EA, Sulis M, 2014. Surface-subsurface model inter-comparison: a first set of benchmark results to diagnose integrated hydrology and feedbacks. *Water Resour Res*. 50, 1531-1549. doi:10.1002/2013WR013725.

* Pan Y, Weill S, Ackerer P, Delay F, 2015. A coupled surface and depth-integrated subsurface numerical flow model for catchment hydrology. *J. Hydrol*, accepted.

Panday S, Huyakorn PS, 2004. A fully coupled physically-based spatially-distributed model for evaluating surface/subsurface flow. *Adv Water Resour*. 27(4), 361-382. doi: 10.1016/j.advwatres.2004.02.016

Sulis M, Meyerhoff SB, Paniconi C, Maxwell RM., Putti M, Kollet SJ, 2010. A comparison of two physics-based numerical models for simulating surface water-groundwater interactions. *Adv Water Resour*. 33(4), 456-467. doi:10.1016/j.advwatres.2010.01.010.

* Weill S, Pan Y, Ackerer P, Delay F, 2015. A dimensionally-reduced subsurface model for saturated and unsaturated flow processes: ability to deal with heterogeneity. *Computational Geosciences*, submitted.

* *Les références correspondent aux contributions scientifiques issues du travail de doctorat.*

Introduction générale

Contexte Le cycle de l'eau terrestre est un objet d'étude complexe. La réponse d'un hydrosystème au forçage climatique est le résultat d'interactions très complexes entre différents processus – tels que l'infiltration, le ruissellement de surface, les écoulements dans les milieux poreux profonds, l'évapotranspiration – contrôlés par des caractéristiques géomorphologiques, géologiques, pédologiques et climatiques hautement variables dans le temps et dans l'espace. En lien avec les progrès réalisés dans les techniques de mesures utilisables pour observer les milieux naturels, le nombre et la qualité croissante des études expérimentales et de terrain ont largement contribué à l'amélioration de nos connaissances sur les processus de transferts dans les bassins versants. La compréhension de ces processus reste néanmoins incomplète et certaines questions clés restent ouvertes et sujettes à multiples débats, comme : la détermination des chemins de l'eau dans un hydrosystème, ou l'estimation fiable des temps de résidence dans les différents compartiments d'un milieu naturel. La modélisation hydrologique est aujourd'hui devenue un outil complémentaire incontournable pour tenter de répondre à ces questions. Dans ce contexte d'analyse "mécaniste" du fonctionnement des hydrosystèmes continentaux, les modèles hydrologiques dit intégrés qui décrivent l'ensemble des processus du cycle de l'eau de façon physique, semblent être des outils très prometteurs en termes d'amélioration des connaissances sur le cycle de l'eau mais aussi en termes de capacité de prédiction et d'aide à la décision.

Objectifs Ce travail de thèse s'inscrit dans le cadre général de la modélisation hydrologique intégrée pour les bassins versants. Le constat de base est que les modèles intégrés récents s'appuient généralement sur un formalisme tridimensionnel s'appuyant sur l'équation de Darcy/Richards pour décrire les processus de transferts dans les milieux souterrains. Cette approche peut poser question pour plusieurs raisons. La résolution de l'équation de Richards est de fait assez compliquée compte tenu de la nature hautement non-linéaire de cette équation et des contraintes numériques associées, notamment en terme de résolution spatiale et temporelle. Des maillages fins sont souvent nécessaires pour capturer proprement la physique des processus de transferts et éviter les oscillations. Par ailleurs, les modèles basés sur une équation de Richards 3D sont difficilement applicables aux systèmes réels en raison de multiples problèmes de paramétrisation. On dispose généralement de bien

peu d'informations et de mesures permettant de caractériser finement le milieu souterrain puis ensuite de confronter tout ou partie des sorties du modèle aux observations. Ceci admis, les objectifs de cette thèse sont donc :

- de développer une approche de modélisation permettant de décrire de façon simplifiée les processus de transferts dans les milieux poreux sans en détériorer outrageusement la physique;
- de coupler l'approche ainsi développée avec un modèle de ruissellement de surface (également élaboré et testé dans le cadre de la thèse) qui décrit les processus d'écoulement dans des réseaux de surface ramifiés;
- de tester, valider (à minima numériquement), puis qualifier ces approches pour s'assurer que le modèle couplé global permet bien de simuler la dynamique hydrologique complexe des milieux naturels.

Plan du manuscrit Le manuscrit est composé de 5 chapitres. Le premier chapitre décrit le contexte général de cette thèse et précise l'état de l'art sur la question, les objectifs de la thèse et la méthodologie adoptée. Le deuxième chapitre est dédié à la description de l'approche de modélisation choisie et développée. Le troisième chapitre est consacré à la validation/qualification du modèle de ruissellement de surface, modèle dont on rappelle qu'il a été développé spécifiquement dans le cadre de ce travail de thèse. Le quatrième chapitre présente les travaux entrepris pour tester et démontrer la pertinence de l'approche de modélisation développée pour la description des processus de transferts souterrains. Le dernier chapitre décrit les différents tests réalisés pour qualifier le modèle couplé surface-souterrain.

Chapitre 1. Hydrologie du bassin versant et modélisation intégrée

Les interactions entre les processus d'écoulement de surface et souterrains sont une des composantes clés de la réponse des systèmes hydrologiques (Winter et al., 1998; Sophocleous, 2002). La théorie de la genèse du ruissellement s'appuie historiquement sur deux processus pour expliquer l'occurrence d'écoulements à surface libre sur la topographie : le ruissellement sur surface saturée (Cappus, 1960; Dunne and Black, 1970) et le ruissellement Hortonien (Horton, 1933). Le déclenchement et l'intensité de ces deux types d'écoulements sont contrôlés par le milieu souterrain et plus particulièrement par la dynamique de la zone non-saturée. Le ruissellement de surface n'apparaît en effet qu'à la faveur d'une surface du sol complètement saturée, soit par le bas sous l'effet d'une remontée de nappe superficielle pour le ruissellement sur surface saturée, soit par le haut sous l'effet d'une pluie de forte intensité dans le cas du ruissellement Hortonien. Les travaux pionniers sur la genèse du ruissellement font donc état d'un lien étroit entre les processus de surface et les processus souterrains. Depuis ces premiers travaux, d'autres processus résultant d'interactions entre la surface topographique et le milieu souterrain, comme l'exfiltration, les écoulements hypodermiques ou l'intumescence de nappe, ont été identifiés et inclus dans la typologie générale des processus de genèse du ruissellement, comme l'illustre la Figure 1.1. L'importance des interactions surface/souterrain dans la réponse des hydrosystèmes est donc clairement reconnue par la communauté. Les interactions surface/souterrain ont donc été étudiées de façon intensive ces dernières années sur différents systèmes hydrologiques et à différentes échelles de temps et d'espace (e.g. Harvey and Bencala, 1993; Cloke et al., 2006; Fiori et al., 2007; Storey et al., 2003; Partington et al., 2013). La compréhension du rôle de ces interactions sur la réponse des systèmes hydrologiques reste cependant incomplète compte tenu de la complexité des processus considérés et de la grande variabilité spatio-temporelle des caractéristiques et des forçages qui contrôlent les interactions (e.g., Anderson and Burt, 1978; Dunne et al., 1991; Torres et al., 1998; Freer et al., 2002; van Meerveld et al., 2007; Penna et al., 2011).

Le développement de nouvelles techniques de mesures et la fiabilité des données mesurées sur le terrain ont grandement contribué à l'amélioration de notre compréhension des mécanismes physiques qui contrôlent l'hydrodynamique des bassins versants (Kirkby, 1978). Les études de terrains ne semblent cependant plus suffisantes pour appréhender la complexité

des milieux naturels et de leurs réponses. Certaines questions clés sur l'hydrodynamique des bassins versants, comme la détermination des chemins de l'eau ou l'estimation fiable des temps de résidence dans les différents compartiments d'un milieu naturel, restent des sujets ouverts et objets de multiples débats (e.g. McDonnell et al, 2010). La modélisation hydrologique apparaît aujourd'hui comme un outil complémentaire indispensable d'amélioration de la compréhension des processus de transferts dans les hydrosystèmes. Les modèles hydrologiques intégrés – modèles distribués à base physique couplant les processus de surface et les processus souterrains – semblent être les outils les plus pertinents de par leur capacité à décrire la physique puis les mathématiques de tout ou partie des processus de transferts œuvrant sur un bassin versant. Les premiers modèles de ce type ont vu le jour à la fin des années 90 – début des années 2000 (VanderKwaak, 1999 ; Panday and Huyakorn, 2004). Les premières applications de ces modèles sont prometteuses (e.g. VanderKwaak and Loague, 2001 ; Li et al, 2008; Werner et al, 2006 ; Ebel et al, 2008 ; Goderniaux et al., 2009 ; Frei et al, 2010) mais soulèvent un grand nombre de questions, par exemple : la paramétrisation des modèles, l'équifinalité des paramètres, ou encore la résolution spatiale la mieux adaptée (e.g., Ebel and Loague, 2006; Mirus et al., 2011; Sulis et al., 2011). Par ailleurs, l'application de ces modèles complexes à des systèmes réels reste très couteuse en temps de calcul ainsi qu'en temps de développement puisque les méthodes numériques à mettre en œuvre pour s'assurer d'un résultat cohérent sont lourdes à mettre en œuvre. Ainsi, des modèles dits à "dimension réduite" se développent pour décrire les écoulements dans les milieux souterrains (e.g. Duffy, 1996 ; Troch et al, 2003 ; Paniconi et al, 2003). L'objectif est alors de réduire la dimension des équations résolues tout en gardant une cohérence, une base et un sens physique fort des processus décrits. Dans ce contexte, se pose alors la question du niveau de complexité optimal pour les modèles hydrologiques afin d'obtenir des outils de prédiction disposant du bon compromis entre précision, fiabilité et efficacité (Gundunz, 2005 ; Mirus et al, 2011).

Il n'existe pas à notre connaissance de modèle hydrologique intégré s'appuyant sur une approche à dimension réduite pour le milieu souterrain (nappe ET zone vadose). La perspective de couplage entre une approche à dimension réduite pour le souterrain et d'un modèle de ruissellement de surface est d'ailleurs présentée comme une évolution naturelle et très intéressante pour la communauté par Troch et al (2013). Les travaux présentés dans ce manuscrit s'inscrivent donc à l'interface entre les thématiques de la modélisation distribuée à base physique des processus de transferts dans les bassins versants et de la modélisation à

dimension réduite. Ce chapitre introductif est dédié à la présentation d'un état de l'art sur ces thématiques, à la description de la problématique et des objectifs de la thèse, ainsi qu'à la présentation de la méthodologie/démarche générale adoptée.

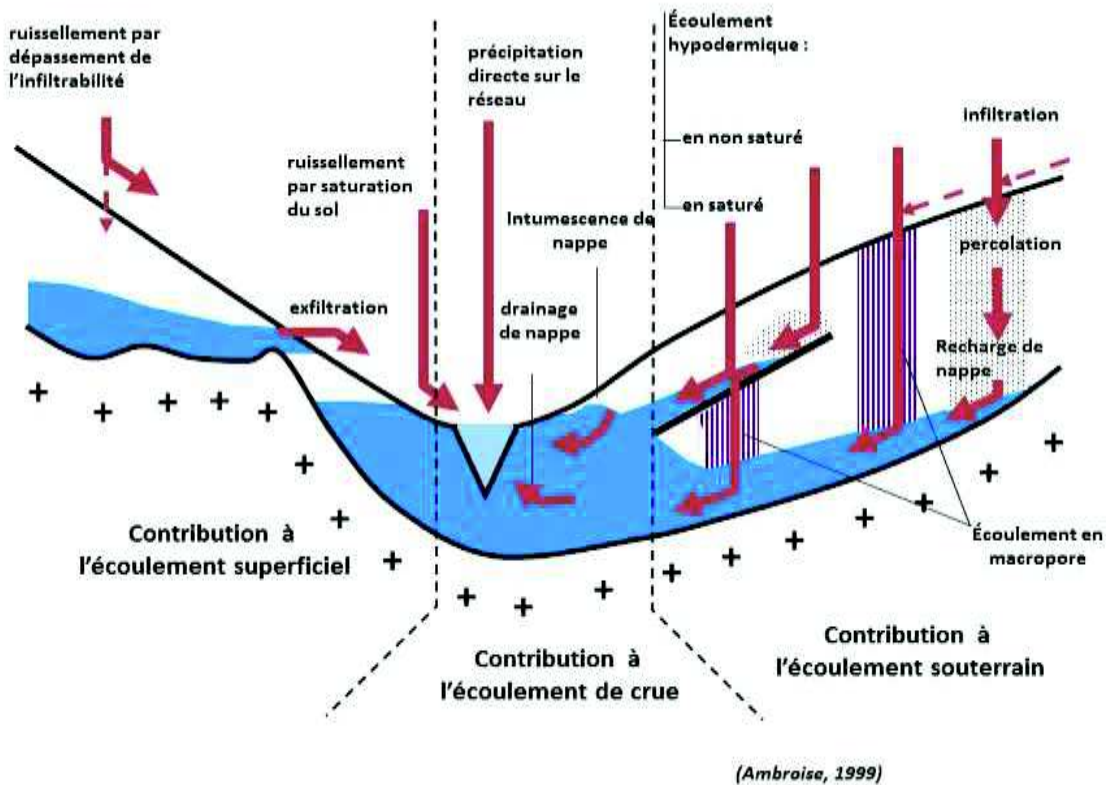


Figure 1.1 : Description schématique de la genèse du ruissellement d'après Ambroise, 1999

1.1. Etat de l'art

La variété des modèles hydrologiques a explosé depuis les travaux pionniers des années soixante-dix (e.g. Freeze et Harlan, 1969 ; Freeze 1972), vraisemblablement en raison des progrès constants dans les domaines du calcul numérique et des mathématiques appliquées. La complexité des approches utilisées dans les modèles hydrologiques est très variable. Les modèles dits empiriques globaux – modèles « boîte noire », à réseau de neurones ou à réservoirs – sont plutôt simples. Ils décrivent la réponse d'un bassin versant de façon globale, par traitements statistiques ou déterministes de séries temporelles ou en considérant le bassin versant comme un ensemble de réservoirs interconnectés (e.g. Sherman, 1932). Ces modèles sont très couramment utilisés en hydrologie opérationnelle du fait de leur simplicité, leur

faible nombre de paramètres et leur efficacité (au sens : obtenir un résultat rapidement et à faible coût). Cependant, ils ne peuvent pas décrire le fonctionnement physique d'un bassin versant en termes de processus puisque leurs paramètres n'ont pas de sens physique et les lois de remplissage/transfert sont souvent empiriques. Les modèles distribués à base physique sont plus complexes. Ils s'appuient sur des équations aux dérivées partielles pour décrire la dynamique des bassins versants (e.g. Freeze, 1972; Abbott et al, 1986; Govindaraju and Kavvas, 1991). Les équations utilisées sont issues de la mécanique des fluides – équation de Darcy et Richards pour les écoulements dans le milieu (poreux) souterrain, équations de Saint-Venant ou ses approximations pour les écoulements de surface (Freeze et Harlan, 1969). Ces modèles sont relativement complets en termes de processus décrits et permettent d'étudier l'hydrodynamique stationnaire et transitoire des systèmes simulés. C'est dans cette catégorie que se trouvent les modèles hydrologiques intégrés et les modèles à dimension réduite dont il est question dans ce qui suit. Il existe d'autres catégories de modèles entre "empiriques globaux" et "distribués à base physique" qui ne sont pas présentées ici (Beven, 2001 pour plus de détails).

1.1.1. Modélisation intégrée

Bien qu'interconnectés, les réservoirs de surface et souterrain ont pendant très longtemps été considérés comme séparés dans les modèles hydrologiques distribués (Sophocleous, 2002). Implémenter le couplage entre les processus de surface et souterrain est en effet très complexe, compte tenu de la nature non linéaire des mécanismes élémentaires considérés et des temps caractéristiques de ces mécanismes très différents entre surface et souterrain (Spanoudaki et al., 2009). Les interactions surface/souterrain ont donc été dégradées et simplifiées, parfois à outrance, dans les modèles intégrés de première génération (Furman, 2008). Les modèles intégrés de seconde génération, développés à compter de la fin des années 90, ont pour objectif de décrire de façon physique l'intégralité des processus de transferts du cycle continental de l'eau et notamment les interactions surface/souterrain.

Les modèles hydrologiques intégrés les plus détaillés s'attachent à coupler et résoudre l'équation de Richard tridimensionnelle pour la description des écoulements dans le milieu souterrain et une approximation des équations de Saint-Venant décrivant les écoulements de surface. On peut notamment citer les travaux de VanderKwaak (1999 – modèle InHm), de Panday and Huyakorn (2004 – modèle ModHMS), de Therrien et al. (2005 – modèle

Hydrogeosphere), de Kollet and Maxwell (2006 – modèle ParFlow), de Kumar et al. (2009 - modèle PIHM), de Weill et al. (2009), de Camporese et al. (2010 – modèle CATHY), de Shen and Phanikumar (2010) et de An and Yu (2014).

A date, les techniques de couplages utilisées pour coupler les écoulements de surface et souterrain sont au nombre de trois. La première consiste à représenter l'interaction surface/souterrain par un terme d'échange de flux du premier ordre, c'est-à-dire, proportionnel à la différence de pression entre les deux domaines (e.g. VanderKwaak, 1999 ; Panday and Huyakorn, 2004 ; Therrien et al., 2005). Cette technique est relativement simple à implémenter mais introduit un paramètre difficile à estimer et à relier à une mesure de terrain. Pour certains auteurs, ce paramètre n'est assimilable au mieux qu'à un potentiomètre d'ajustement. L'influence de ce coefficient sur les dynamiques simulées fait d'ailleurs l'objet d'études spécifiques (e.g., Liggett et al., 2012 ; 2013). Cette technique de couplage simple est souvent associée à une résolution du problème dite complètement implicite, à savoir une résolution globale et synchrone de l'ensemble des équations d'écoulement dans le même système d'équations. La seconde technique de couplage consiste à décrire l'interaction surface/souterrain par une condition à la limite variable dans l'espace et le temps le long de la surface topographique (Camporese et al., 2010). Cette technique est plus difficile à implémenter numériquement puisque la pression le long de la surface (qui contrôle le déclenchement du ruissellement de surface) doit être vérifiée à chaque itération sur le temps pour bien décrire la physique locale des processus considérés. L'emploi de cette technique n'engendre pas l'introduction d'un paramètre supplémentaire mais suppose que les équations décrivant les écoulements de surface et les écoulements souterrains soient résolues séparément. La technique de résolution du problème est alors typiquement séquentielle, passant successivement d'un compartiment à l'autre de l'hydrosystème. La troisième et dernière solution envisageable pour le couplage est d'utiliser une technique imposant la continuité des flux et des pressions le long de la surface topographique (Kollet and Maxwell, 2006 ; Weill et al., 2009). Cette continuité peut au choix être obtenue en jouant sur les conditions à la limite (Kollet and Maxwell, 2006) ou en introduisant une forte anisotropie verticale de conductivité hydraulique dans le domaine de surface afin de minimiser le gradient de charge vertical (Weill et al., 2009). Cette dernière solution peut être assimilée à un couplage du premier ordre avec un coefficient de couplage infini. Comme pour le couplage du premier ordre, la résolution se fait généralement sous forme globale et synchrone de l'ensemble des équations.

Un grand nombre de modèles différents résultent des choix possibles sur les équations utilisées et leur dimensionnalité, sur les techniques de couplage et les techniques numériques de résolution des équations. Des exercices d'inter-comparaison de modèles intégrés ont été réalisés récemment (Sulis et al., 2010 ; Maxwell et al., 2014) pour essayer de comprendre l'influence de certains choix sur les dynamiques simulées. Les résultats présentés montrent généralement une certaine cohérence entre les différents modèles. Néanmoins et compte-tenu de la variabilité des approches fondant les modèles utilisés, lorsque des différences significatives de résultats existent, elles restent très difficilement explicables.

Comme il est mentionné plus haut, les premières applications à des bassins versants réels démontrent l'utilité et la capacité des modèles intégrés à apporter de l'information sur les processus de genèse de ruissellement et sur leur hiérarchisation dans les milieux naturels. Ces modèles sont donc de plus en plus utilisés et évoluent au point de pouvoir traiter des problématiques plus complexes comme l'étude des processus de transport, la séparation d'hydrogramme (Park et al., 2011 ; Weill et al., 2013), la simulation hydrologique à très grande échelle (parfois dans un contexte de changement climatique ,e.g., Li et al., 2008 ; Goderniaux et al., 2009 ; Sulis et al., 2011; Maxwell et al., 2015), la modélisation des processus d'érosion (Heppner et al., 2007), ou encore l'étude des interactions entre réponse hydrologique et dynamique écologique (Ran et al., 2012; Niu et al., 2014a,b). Cette course en avant vers une utilisation toujours plus poussée des modèles hydrologiques intégrés ne signifie pas pour autant que sont résolues toutes les questions en lien avec leur usage. Ces modèles s'appuient sur des équations de la mécanique des fluides qui décrivent de façon détaillée la physique locale des processus. La cohérence des modèles intégrés (qui s'appuient sur ces équations) est-elle conservée si la résolution spatiale utilisée est de l'ordre de quelques centaines de mètres voire parfois de quelques kilomètres ? Comment combiner une faible résolution horizontale pour limiter le nombre total de nœuds de calcul et une forte résolution verticale pour bien capter les processus non-linéaires de la zone non-saturée ? Quelle est la résolution temporelle acceptable dans ces modèles permettant de conserver la cohérence physique du modèle tout en s'attachant à résoudre correctement les équations et ayant des bilans conservatifs des masses d'eau dans le système ? Comment paramétrer ces modèles qui sont très consommateurs de données de conditionnement, données souvent très peu disponibles ou très difficilement mesurables ? Comment interpréter les résultats quand ils sont obtenus en n'utilisant qu'un débit à l'exutoire ou toute autre mesure intégrative du fonctionnement du système pour la calibration/validation, en gardant à l'esprit la

problématique de l'équifinalité et la possible sur-paramétrisation des modèles ? Certains travaux s'attachent à étudier ces problématiques (e.g., Ebel and Loague, 2006 ; Sulis et al., 2010 ; Mirus et al., 2011). D'autres proposent des méthodes, notamment d'assimilation de données, pour réduire et quantifier le niveau d'incertitude dans les prédictions (e.g., Camporese et al., 2010 ; Pasetto et al., 2012).

1.1.2. Modélisation à dimension réduite

Les premiers travaux de modélisation à dimension réduite décrivant les écoulements souterrains s'appuient sur l'approximation de Dupuit-Forchheimer et sur l'équation de Boussinesq (e.g., Boussinesq, 1877; Brutsaert, 1994). Par modèle à dimension réduite, on entend modèle qui réduit la dimension Euclidienne du problème traité. L'approximation de Dupuit-Forchheimer suppose que l'équation d'écoulement dans un milieu poreux souterrain 3D peut se réduire à un écoulement de nappe saturée 2D. La partie non-saturée du milieu poreux n'est donc pas prise en compte dans cette approche. Le principal avantage réside dans le fait que les modèles résultants sont simples, au point que des solutions analytiques existent pour des configurations géométriques élémentaires et des milieux à propriétés hydrodynamiques uniformes. Ces premiers modèles à dimension réduite restent cependant difficiles à appliquer sur des systèmes réels puisqu'ils ne permettent pas de représenter la géométrie 3D des systèmes et l'intégralité des processus hydrologiques qu'il faudrait prendre en compte pour décrire correctement la réponse d'un versant ou d'un bassin versant complet (e.g. Sloan, 2000; Troch et al., 2003).

A la suite de ces premiers travaux, de nouveaux développements de modèles à dimension réduite ont été réalisés de façon à trouver le meilleur compromis entre simplicité et cohérence hydrologique. Duffy (1996) présente par exemple une approche qui permet de décrire la dynamique de la zone saturée et de la zone non-saturée en définissant deux variables seulement et en intégrant des équations de conservation locales. Reggiani et al.. (1998, 1999) étendent cette approche en incluant des variables qui permettent de représenter d'autres processus comme les écoulements de surface dans le réseau hydrographique ou l'évapotranspiration. Suivant une autre voie, Sloan (2000) démontre dans un premier temps que représenter la dynamique du milieu souterrain par une équation simple entre le stockage et le débit ne permet pas de reproduire la dynamique complexe d'un bassin. Il propose alors une relation stockage-débit déterminée à partir d'une résolution de l'équation de diffusivité et prouve son applicabilité sur un bassin versant réel.

Les travaux plus récents de Troch et al. (2003) ont permis de développer l'équation dite de Hillslope-Storage Boussinesq (HSB) qui, sur la base de l'approximation de Dupuit, décrit la réponse d'un versant par une seule équation en représentant explicitement sa géométrie réelle. Cette approche est appliquée sur 7 versants théoriques de géométries différentes mais de propriétés de sol identiques et uniformes. Cet exercice a permis de hiérarchiser les caractéristiques géométriques ayant une influence sur la réponse des versants. Cette étude s'est poursuivie par des travaux publiés par Paniconi et al. (2003) et dans lesquels l'approche HSB est comparée à une approche plus classique basée sur la résolution d'une équation de Richards. Les deux équations ont été résolues sur les 7 versants théoriques présentés dans Troch et al. (2003). Cette comparaison révèle que l'approche HSB permet de capturer proprement les tendances générales de réponse des versants avec quelques différences dans les flux d'eau et les niveaux piézométriques. Ces différences semblent imputables à la non-prise en compte de la zone non saturée dans l'approche HSB. L'approche HSB a ensuite été améliorée par Hilbert et al. (2007). L'équation HSB pour le milieu saturé est alors couplée à une équation de Richards 1D qui permet de décrire les flux verticaux dans la zone non-saturée. Les auteurs montrent que la description des écoulements dans la zone non-saturée améliore considérablement les dynamiques simulées. Dans d'autres travaux (Broda et al., 2012), l'équation HSB est couplée à un modèle d'écoulement profond pour prendre en compte les interactions possibles entre des aquifères de surface et des aquifères profonds. Les travaux sur la partie modèle à dimension réduite et présentés ultérieurement dans ce travail de doctorat s'inscrivent dans lignée des recherches initiées par le groupe de Troch et al. (2003).

1.2. Objectifs de la thèse

Les constats de départ de cette thèse sont les suivants :

- Il n'existe pas à notre connaissance de modèles hydrologiques intégrés s'appuyant sur un modèle à dimension réduite pour la partie écoulements souterrains incluant nappe ET zone vadose. On rappelle ici que la perspective de couplage entre une approche à dimension réduite pour le milieu souterrain et d'un modèle de ruissellement de surface est présentée comme une évolution naturelle et très intéressante pour la communauté par Troch et al. (2013).
- Les modèles à dimension réduite pour le milieu souterrain qui veulent prendre en compte la partie non-saturée ne peuvent pas s'affranchir complètement du modèle de Richards.

Les objectifs de cette thèse sont donc les suivants :

- Développer une approche de modélisation permettant de décrire de façon simplifiée les processus de transferts dans les milieux poreux sans en détériorer outrageusement la physique et en incluant de façon simple les effets de la zone non-saturée.
- Développer un modèle de ruissellement de surface permettant de décrire les processus d'écoulement dans un réseau hydrographique monodimensionnel ramifié.
- Coupler ce modèle de surface à l'approche à dimension réduite décrivant les écoulements souterrains
- Tester, valider (à minima numériquement), puis qualifier ces approches pour s'assurer que le modèle couplé global permet bien de simuler la dynamique hydrologique complexe des milieux naturels.

Chapitre 2. Modèle développé

Ce chapitre est dédié à la présentation du modèle développé. Dans un premier temps, le modèle physique est présenté, à savoir les équations mathématiques décrivant les processus d'intérêt et leur couplage. Dans un second temps, on présente la résolution mathématique du problème physique.

L'écoulement de surface est représenté par les flux hydriques dans les rivières ou les réseaux drainants, bien plus fréquemment présent que le ruissellement bidimensionnel de surface (écoulement Hortonien) généré par dépassement de capacité d'infiltration ou par exfiltration. Le modèle du ruissellement bidimensionnel suppose que l'on puisse déclencher le calcul des flux de surface de manière spécifique, en fonction d'indicateurs sur la saturation du sol ou les niveaux d'eau dans les nappes et les rivières. Une fois déclenché, il faut également coupler le ruissellement bidimensionnel de surface aux autres compartiments de l'hydrosystème. Dans un souci de simplification, le modèle de surface présenté ci-dessous occulte les lames de surface et se restreint au drainage en réseau (fossés, rivières, etc.), ce dernier étant discrétisé sous la forme de liens monodimensionnels connectés.

Le modèle souterrain est basé sur les modèles classiques, utilisant les équations de Richards et la méthode des éléments finis mixtes hybrides. La grande hétérogénéité du milieu souterrain, les très nombreux éléments construisant les modèles tridimensionnels et l'important effort de calcul demandé par l'évolution délicate de l'interface saturé/non-saturé nous ont poussé vers une réduction de dimensionnalité du modèle. Pour le milieu souterrain, la zone saturée et la zone vadose sont traitées sous la forme d'un simple continuum et d'une intégration verticale des écoulements. L'équilibre hydrostatique imposé le long de la direction d'intégration fait que l'on ne manipule qu'une charge hydraulique (ou pression capillaire) moyenne constante le long de la direction d'intégration mais variable dans un plan normal à cette direction. Cette réduction de dimensionnalité et le modèle topographique bidimensionnel suivant les changements de pentes permettent de simuler la dynamique des processus d'écoulement dans les hydrosystèmes avec des temps de calculs bien plus courts que ceux d'une approche tridimensionnelle. Les calculs se révèlent également plus stables car la paramétrisation du modèle simplifié réduit la non-linéarité des équations et les contrastes de paramètres entre les différentes mailles du modèle. Une comparaison entre approche intégrée et modèle tridimensionnel est proposé au chapitre 4.

2.1. Modèle physique

Les équations de l'hydrodynamique représentant les écoulements dans les différents compartiments du bassin versant sont les équations de Saint-Venant pour l'écoulement de surface, les équations de Darcy-Buckingham et les équations de conservation de la masse pour l'écoulement souterrain. Les échanges entre l'écoulement de surface et l'écoulement souterrain sont représentés par un terme cinétique de premier ordre.

2.1.1. Écoulements de surface

Les équations de Saint-Venant incluent de fait une équation de conservation de la masse et une équation de conservation de la quantité de mouvement (e.g. Panday and Huyakorn, 2014). Ecrites en version monodimensionnelle, elles correspondent respectivement à :

$$\begin{aligned} \frac{\partial A}{\partial t} + \nabla_x \cdot (A\mathbf{u}) &= l'q \\ \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} + \mathbf{u} \frac{\partial |u|}{\partial x} + |g| \nabla_x h &= |g| (\mathbf{s}_0 - \mathbf{s}_f) - \frac{q}{h} \mathbf{u} \end{aligned} \quad (1)$$

où h (L) représente le niveau d'eau dans la rivière, \mathbf{u} (LT^{-1}) est le vecteur de vitesse et $|u|$ sa composante scalaire, l' (L) représente la largeur de la surface en eau dans la rivière, q (LT^{-1}) est le flux latéral entrant ou sortant de la rivière, A (L^2) est la section en eau de la rivière normale à la direction principale d'écoulement x , et \mathbf{s}_0 , \mathbf{s}_f (-) sont les pentes du fond et de la friction de la rivière suivant l'axe x (Fig 2.1). La direction de l'axe x n'est pas fixée en espace mais suit la direction de la pente du fond de la rivière.

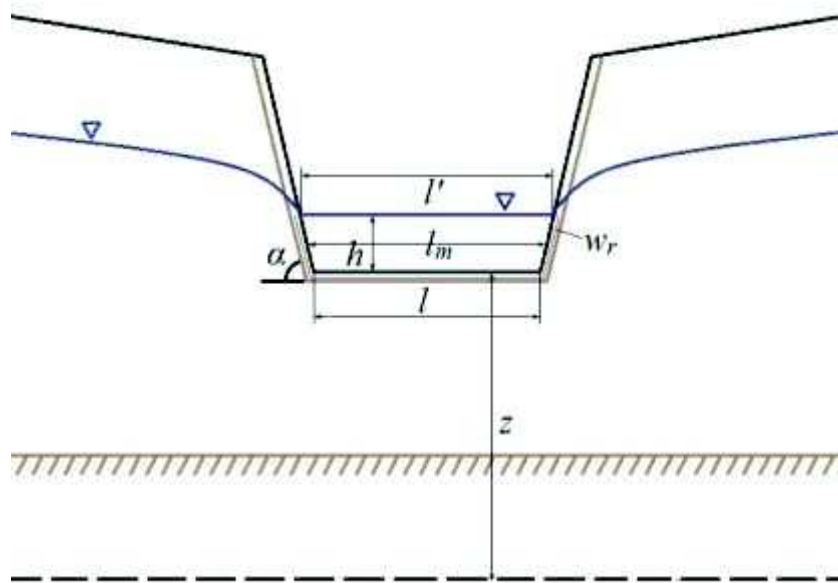


Figure 2.1 : Représentation simplifiée d'une coupe transversale de la rivière

La vitesse est donnée par les paramètres géométriques de la rivière en utilisant la formule de Manning :

$$\mathbf{u} = \frac{R_h^{2/3}}{N_{Man}} \mathbf{s}_f^{1/2} \quad (2)$$

avec N_{Man} (TL^{-1/3}) le coefficient Manning et R_h (L) le rayon hydraulique.

La section de la rivière normale à l'écoulement est simplifiée et ramenée à une forme trapézoïdale dont les dimensions peuvent varier le long du cours de la rivière. La largeur de la surface en eau l' (L) et la superficie de la section normale A (L²) sont donc déterminées par les paramètres locaux, en l'occurrence, le niveau d'eau h (L), la largeur du fond de la rivière l (L) et la pente des berges α (-) :

$$l' = l + \frac{2h}{\tan(\alpha)} ; l_m = \frac{l+l'}{2} ; A = l_m h \quad (3)$$

Le rayon hydraulique R_h est défini par le ratio de la superficie de la section A sur le périmètre mouillé w_r (L) de la rivière:

$$R_h = \frac{A}{w_r} = \frac{l_m h}{l + 2h/\sin(\alpha)} \quad (4)$$

En négligeant les flux latéraux et les variations de vitesse au cours du temps (écoulement pseudo-stationnaire), les forces gravitaires et la friction deviennent les termes majeurs moteurs de l'écoulement (écoulement sub-critique, Weill et al., 2009) et l'équation de conservation de la quantité de mouvement devient :

$$\nabla_x h = \mathbf{s}_0 - \mathbf{s}_f \quad (5)$$

Nous avons donc :

$$|\mathbf{s}_f| = -\partial(h+z)/\partial x \quad (6)$$

La formule Manning est réécrite :

$$\mathbf{u} = - \frac{R_h^{2/3}}{N_{Man} |\nabla_x (h+z)|^{1/2}} \nabla_x (h+z) \quad (7)$$

En introduisant la vitesse obtenue en (7) dans l'équation de conservation de la masse (1), on obtient :

$$\frac{\partial A}{\partial t} - \nabla_x \cdot \left(A \frac{R_h^{2/3}}{N_{Man} |\nabla_x (h+z)|^{1/2}} \nabla_x (h+z) \right) = l' q \quad (8)$$

En reprenant l'expression (3), la dérivée de la section A est réécrite en dérivée du niveau d'eau :

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left(h \left(l + \frac{h}{\tan(\alpha)} \right) \right) = \left(l + \frac{2h}{\tan(\alpha)} \right) \frac{\partial h}{\partial t} ; \text{ i.e., } \frac{\partial A}{\partial t} = l' \frac{\partial h}{\partial t} \quad (9)$$

L'équation de conservation de la masse devient :

$$l'(h) \frac{\partial h}{\partial t} - \nabla_x \cdot (k_p(h) \nabla_x (h+z)) = l'(h) q ; k_p(h) = \frac{l_m(h) h R_h^{2/3}}{N_{Man} |\nabla_x (h+z)|^{1/2}} \quad (10)$$

Cette équation non-linéaire est une équation d'onde diffusives monodimensionnelle, avec $k_p(h)/l'(h)$ assimilable à un coefficient de diffusion non-linéaire dépendant de la hauteur d'eau dans la rivière.

2.1.2. Écoulement souterrain

L'écoulement souterrain est représenté par l'équation de conservation de la masse et l'équation de Darcy-Buckingham. L'équation de conservation de la masse peut être développée sous forme suivante (Bear, 1972) :

$$\frac{\partial \varepsilon \rho_w S_w}{\partial t} + \nabla \cdot (\varepsilon \rho_w S_w (\mathbf{v}_w + \mathbf{v}_s)) = \gamma_w \quad (11)$$

avec ε (-) la porosité, ρ_w (ML^{-3}) la masse volumique, S_w (-) la saturation en eau, t (T) le temps, \mathbf{v}_w (LT^{-1}) la vitesse d'eau, \mathbf{v}_s (LT^{-1}) la vitesse de solide, γ_w ($\text{ML}^{-3}\text{T}^{-1}$) un terme puits/source massique.

L'équation de Darcy-Buckingham est l'extension de l'équation de Darcy introduisant une perméabilité relative k_r dépendante de la proportion d'eau présente dans les pores :

$$\varepsilon S_w \mathbf{v}_w = -\mathbf{K} \nabla h \quad (12)$$

où h (L) est la charge hydraulique, et le tenseur de conductivité hydraulique \mathbf{K} (LT^{-1}) est défini par la perméabilité intrinsèque et la perméabilité relative :

$$\mathbf{K} = k_r \frac{\rho_w |g|}{\mu_w} \cdot \mathbf{k} \quad (13)$$

avec k_r (-) la perméabilité relative, \mathbf{k} (L^2) le tenseur de perméabilité intrinsèque, g (LT^{-2}) l'accélération de la pesanteur, μ_L ($\text{ML}^{-1}\text{T}^{-1}$) la viscosité dynamique.

En combinant l'équation de conservation de la masse et l'équation de Darcy-Buckingham, sous condition que la masse volumique varie très peu (faible compressibilité du fluide et peu

de variation du contenu en solutés), et que la température soit constante, on obtient l'équation de Richards :

$$S_s S_w \frac{\partial h}{\partial t} + \varepsilon \frac{\partial S_w}{\partial t} + \nabla \cdot (-\mathbf{K}(S_w) \cdot \nabla h) = \gamma_w \quad (14)$$

où la déformation de la partie solide est représentée par le terme d'emménagement spécifique S_s (L^{-1}).

En considérant que la compressibilité du sol est très faible, on peut introduire le teneur en eau θ (-) avec la formule $\varepsilon \partial S_w / \partial t \approx \partial (\varepsilon S_w) / \partial t = \partial \theta / \partial t$:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + S_s S_w(\theta) \frac{\partial h}{\partial t} + \nabla \cdot (-\mathbf{K}(\theta) \cdot \nabla h) = \gamma_w \quad (15)$$

L'équation de Richards est ainsi obtenue sous sa forme "mixte" avec θ et h comme inconnues.

La teneur en eau θ (-) peut évoluer entre une teneur résiduelle θ_r (-) et une teneur à saturation θ_s (-), qui correspondent au minimum et maximum des teneurs en eau que l'on puisse atteindre dans le sol. La saturation en eau S_w de l'équation (15) est en pratique remplacée par la saturation effective S_E normalisant sa valeur entre zéro et un en fonction de la teneur en eau et des teneurs à saturation et résiduelle :

$$S_E = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (16)$$

Dans ce travail, on a choisi le modèle de van Genuchten (1980) pour définir la saturation effective et la perméabilité relative :

$$S_E = \frac{1}{\left(1 + (a|h_s|)^n\right)^m}$$

$$k_r = S_E^\xi \left(1 - \left(1 - S_E^{1/m}\right)^m\right)^2 \quad (17)$$

$$\theta = S_E (\theta_s - \theta_r) + \theta_r$$

où a (L^{-1}), n (-) et m (-) ($m=1-1/n$) sont des paramètres empiriques varient selon le type du sol, et ξ présente la tortuosité. Ici h_s (L) est la pression d'eau dans le sol qui a une valeur négative dans la zone non-saturée et positive dans la zone saturée.

D'autres modèles sont également utilisables pour le calcul de la saturation effective et de la perméabilité relative, par exemple le modèle de Brooks-Corey (1964) :

$$S_E = \frac{1}{(\alpha|h_s|)^\lambda}$$

$$k_r = S_E^{\xi+2+2/\lambda} \quad (18)$$

où λ (-) est un paramètre lié aux tailles de pores, et $a=I/|h_a|$, h_a est la pression d'entrée d'air.

2.1.3. Écoulement souterrain intégré sur la verticale

Une résolution tridimensionnelle de l'écoulement souterrain exige souvent des efforts de calcul importants, en raison de la grande hétérogénéité du milieu souterrain. La solution des équations d'écoulement demande un grand nombre d'éléments de discrétisation du domaine d'étude, les contrastes de valeurs des paramètres et les variations de position de l'interface zone saturée zone vadose accentuent les problèmes de résolution numérique (en particulier la convergence de résolution itérative d'équations non-linéaires). On propose de simplifier le compartiment souterrain de l'hydrosystème en réduisant sa dimensionnalité par intégration des écoulements. Ces derniers sont "moyennés" selon une direction normale au mur imperméable de l'aquifère en supposant l'équilibre hydrostatique (charge hydraulique constante, ou évolution linéaire de la pression) selon cette direction entre la surface de sol z_s et celle de roche z_b (Fig 2.2).

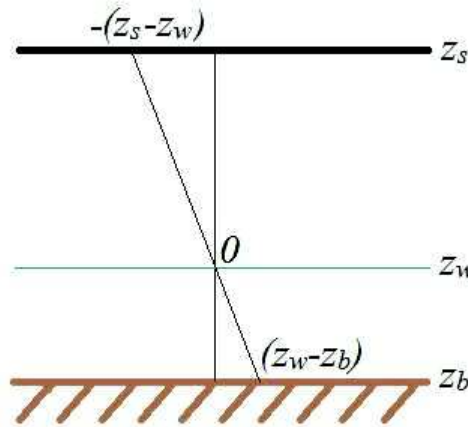


Figure 2.2 : Distribution de pression sur une coupe verticale

L'intégration de l'équation (14) s'écrit :

$$\int_{z_b}^{z_s} \left(\frac{\partial \theta}{\partial t} + S_s S_w(\theta) \frac{\partial h}{\partial t} \right) dz + \int_{z_b}^{z_s} \left(\nabla \cdot (-\mathbf{K}(\theta) \cdot \nabla h) \right) dz = \int_{z_b}^{z_s} \gamma_w dz \quad (19)$$

L'équation (19) est développée en supposant que les flux sont sensiblement parallèles à la surface du fond de l'aquifère, et l'intégration distingue en partie la zone saturée et la zone non-saturée au niveau de la nappe z_w dont on considère que les variations temporelles sont faibles:

$$\int_{z_b}^{z_s} \frac{\partial \theta}{\partial t} dz + \underbrace{\frac{\partial h}{\partial t} \int_{z_w}^{z_s} S_s S_w(\theta) dz + \frac{\partial h}{\partial t} \int_{z_b}^{z_w} S_s S_w(\theta) dz}_{a} + \nabla \cdot \left(\underbrace{- \left(\int_{z_w}^{z_s} \mathbf{K}(\theta) dz + \int_{z_b}^{z_w} \mathbf{K}(\theta) dz \right) \cdot \nabla h}_{b} \right) = \int_{z_b}^{z_s} \gamma_w dz \quad (20)$$

L'estimation du teneur en eau θ s'appuie sur le modèle van Genuchten (éq.17), elle devient une fonction de h sachant que dans la zone saturée entre z_b et z_w la teneur en eau est constante. Dans la nappe, la saturation en eau $S_w(\theta)$ vaut 1, le coefficient d'emménagement spécifique est également constant S_{sat} (L^{-1}) ; dans la zone non-saturée, le terme d'accumulation incluant l'emménagement spécifique est négligeable devant la variation temporelle de la teneur en eau. La partie a de l'équation (20) devient :

$$a = \frac{\partial h}{\partial t} \int_{z_b}^{z_w} S_s dz = S_{sat} (h - z_b) \frac{\partial h}{\partial t} \quad (21)$$

La conductivité hydraulique dans la nappe est constante et égale à la conductivité hydraulique à saturation K_{sat} . En introduisant le terme de transmissivité hydraulique suivant la formule

$$\bar{T}(h) = \int_{z_w}^{z_s} K(h_s) dz + K_{sat} (h - z_b),$$

qui combine capacité de circulation de l'eau de la zone non-

saturée et de la nappe, la partie b de (20) devient :

$$b = \nabla \cdot \left(- \left(\int_{z_w}^{z_s} K(h_s) dz + K_{sat} (h - z_b) \right) \cdot \nabla h \right) = \nabla \cdot \left(-\bar{T}(h) \cdot \nabla h \right) \quad (22)$$

En introduisant (21) et (22) dans l'expression intégrée (19) de l'équation de Richards, on obtient :

$$\frac{\partial \bar{\theta}(h)}{\partial t} + \bar{S}(h) \frac{\partial h}{\partial t} + \nabla \cdot \left(-\bar{T}(h) \cdot \nabla h \right) = \bar{\gamma}_w \quad (23)$$

avec $\bar{\theta}(h) = \int_{z_b}^{z_s} \theta(h_s) dz$, $\bar{S}(h) = S_{sat} (h - z_b)$ et $\bar{\gamma}_w = \int_{z_b}^{z_s} \gamma_w dz$. On notera que les paramètres intégrés de l'équation (23) voient logiquement leur unité d'origine multipliée par une longueur, soit : $\bar{\theta}$ (L), \bar{S} (-), \bar{T} ($L^2 T^{-1}$) et $\bar{\gamma}_w$ (LT^{-1}).

Les paramètres $\bar{\theta}(h)$, $\bar{\gamma}_w$ et $\bar{T}(h)$ sont calculés numériquement. L'intégration respecte l'hétérogénéité verticale du système aquifère/zone non saturée sous la forme d'horizons multiples et de propriétés différentes. Pour cette intégration des paramètres, la charge hydraulique est constante dans la nappe sur la direction d'intégration. Dans la zone non saturée, la pression d'eau dans le sol (qui intervient dans le calcul des propriétés hydrodynamiques locales, e.g., modèle van Genuchten) varie linéairement

$h_s(z) = -(z - z_w) = -(z - h)$, soit une pression d'eau dans le sol nulle au niveau de la nappe z_w et négative minimale $-(z_s - z_w)$ à la surface du sol z_s . (Fig 2.2). La réduction de dimension du modèle pour le compartiment souterrain a néanmoins le défaut de ne pas voir les écoulements verticaux. Ainsi, l'infiltration à partir de la surface du sol n'est visible que par le terme puits qui augmentera progressivement les teneurs en eau de la zone non saturée. La teneur en eau moyenne sur la verticale est à l'origine d'une charge hydraulique qui peut être négative ou positive. On peut donc voir le passage d'un système complètement insaturé à un système avec présence de nappe sans voir pour autant les flux verticaux à l'origine du remplissage du système. De la même manière, les flux perpendiculaires à la direction d'intégration (flux horizontaux en première simplification) ne sont le fait que d'un seul gradient alors qu'ils devraient être la conséquence des pressions capillaires dans la zone non saturée et des charges hydrauliques dans la nappe. Il importera par conséquent de tester ce que la réduction de modèle à comme incidence sur la dynamique générale de l'hydrosystème, les flux qu'il transporte et sa réactivité à différents forçages.

2.1.4. Flux d'échange

Les flux entre la rivière et le sol sont représentés par un flux latéral q dans les équations d'écoulement du réseau drainant (10) et le terme puits $\bar{\gamma}$ dans les écoulements souterrains (23). En cas d'échange de flux, ces termes sont équivalents et définis par les équations suivantes (Gunduz and Aral, 2005, Fig 2.3) :

$$q = \begin{cases} -K_r w_r \frac{h_r - h_g}{m_r}, & h_g > z_r - m_r \\ -K_r w_r \frac{h_r - (z_r - m_r)}{m_r}, & h_g \leq z_r - m_r \end{cases} \quad (24)$$

avec h_r (L) la charge de la rivière, h_g (L) la charge de la nappe, K_r (LT^{-1}) la conductivité hydraulique des sédiments du fond de la rivière, w_r (L) le périmètre mouillé de la rivière, m_r (L) l'épaisseur de sédiments du fond de la rivière et z_r (L) le niveau du fond de la rivière.

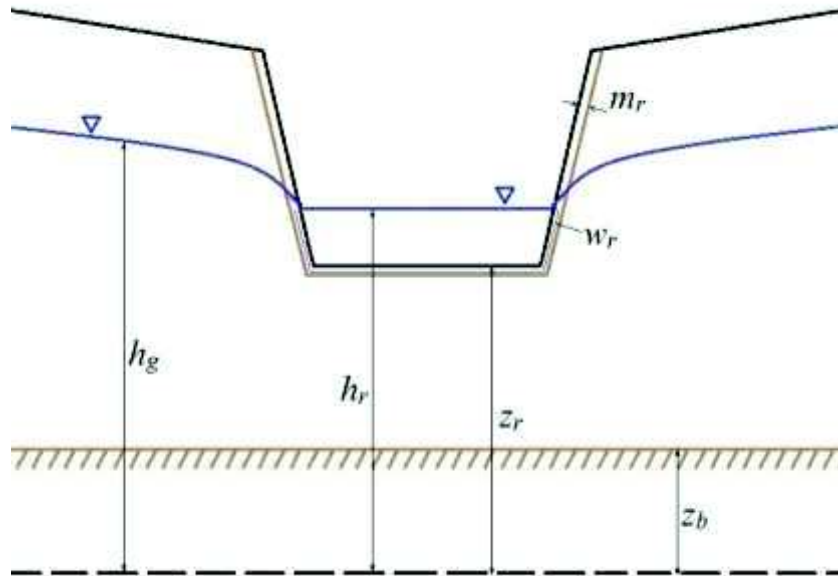


Figure 2.3 : Paramètres impliqués dans la définition du flux d'échange

Lorsque la rivière est à sec et que la charge de la nappe h_g est au-dessus de niveau du fond des sédiments fins $z_r - m_r$, il existe une échange entre la rivière et la nappe, la largeur du fond de la rivière l est considérée comme la longueur d'échange w_r . Pour une rivière à sec et une charge de la nappe h_g en-dessous de $z_r - m_r$, la longueur d'échange w_r est mise à zéro et aucun flux ne percole entre la rivière et la nappe.

2.2. Modèle numérique

Dans la partie précédente, les équations de l'onde diffusive, les équations de Darcy-Buckingham et les équations de conservation de la masse sont identifiées comme les expressions de base pour décrire les écoulements de surface et souterrain dans le modèle développé. Ces équations ne peuvent pas être résolues analytiquement car elles sont aux dérivées partielles, paraboliques et non linéaires ; une résolution numérique est donc nécessaire. Les différentes formes, les différentes dimensionnalités et l'existence de flux d'échange entre les différents compartiments rendent la résolution du problème très complexe.

Différentes techniques numériques ont été utilisées dans ce travail (les méthodes des différences finies, des volumes finis et des éléments finis standards ou mixtes), pour s'adapter

aux contraintes de chacun des modèles physiques considérés. Les schémas implicites sont utilisés pour éviter les contraintes sur les pas de temps liés aux tailles des éléments de maillage.

2.2.1. Résolution numérique de l'écoulement de surface

L'écoulement de surface est représenté par l'équation d'onde diffusive monodimensionnelle. Sur un réseau complexe fait de multiples branches connectées, la conservation de la masse aux points de jonction des branches est la clé d'une résolution numérique précise.

En recherchant la simplicité et la précision, après avoir testé la méthode des volumes finis et la méthode des éléments finis sur différents systèmes d'inconnues, nous avons décidé d'appliquer la méthode des volumes finis, en positionnant les inconnues aux nœuds du réseau de la rivière discrétisée (Fig. 2.4). L'équation d'onde diffusive est donc réécrite en utilisant un schéma implicite sous la forme suivante :

$$l_i^n(h^n) \delta x \frac{h_i^{n+1} - h_i^n}{\Delta t^n} - k_p^n(h^n) \left(\frac{\partial(h+z)^{n+1}}{\partial x} \Big|_i - \frac{\partial(h+z)^{n+1}}{\partial x} \Big|_{i-1} \right) = l_i^n(h^n) \delta x q_i^n$$

$$\delta x = \frac{|x_{i+1} - x_{i-1}|}{2} ; \Delta t^n = t^{n+1} - t^n \quad (25)$$

Les indices n et $n+1$ indiquent deux temps successifs dans la simulation, et le pas de temps Δt^n est contrôlé et variable pour assurer la convergence de calcul.

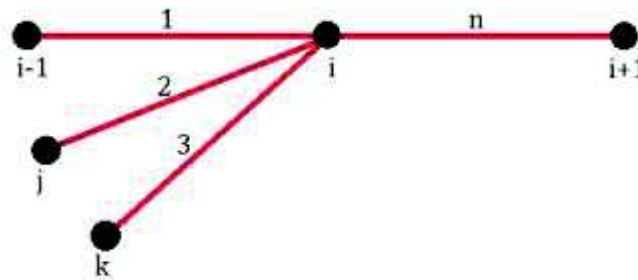


Figure 2.4 : Exemple de point de jonction dans un réseau

Pour chaque nœud i , il peut y avoir plusieurs liens connectés. Avant chaque itération, la charge de chaque point connecté est comparée à celles de ses voisins. Ainsi on détermine la direction de l'écoulement. En séparant les flux amont coulant vers le nœud i (index Up) et les flux aval (index $Down$) partant du nœud i , l'équation (25) est transformée :

$$l_i^n(h^n) \Gamma x \frac{h_i^{n+1} - h_i^n}{\Delta t^n} - \sum k_p^n(h^n) \frac{\partial(h+z)^{n+1}}{\partial x} \Big|_{Down} + \sum k_p^n(h^n) \frac{\partial(h+z)^{n+1}}{\partial x} \Big|_{Up} = l_i^n(h^n) \Gamma x q_i^n \quad (26)$$

$$\Gamma x = \frac{\sum |x_\lambda - x_i|_{Down} + \sum |x_i - x_\beta|_{Up}}{2}$$

Pour limiter l'instabilité numérique liée à l'utilisation de paramètres moyens entre les points connectés, un schéma amont est utilisé pour le calcul des coefficients :

$$k_p^n \Big|_{Down} = \frac{\langle l_m^n \rangle h_i^n R_{h_i^n}^{2/3}}{N_{Man} |\nabla_x(h+z)|_{Down}^{1/2}} ; \quad \langle l_m^n \rangle = \frac{l_{m,Down}^n + l_{m,i}^n}{2}$$

$$\frac{\partial(h+z)^{n+1}}{\partial x} \Big|_{Down} = \frac{(h+z)_{Down}^{n+1} - (h+z)_i^{n+1}}{|x_{Down} - x_i|} \quad (27)$$

$$k_p^n \Big|_{Up} = \frac{\langle l_m^n \rangle h_{Up}^n R_{h_{Up}^n}^{2/3}}{N_{Man} |\nabla_x(h+z)|_{Up}^{1/2}} ; \quad \langle l_m^n \rangle = \frac{l_{m,Up}^n + l_{m,i}^n}{2}$$

$$\frac{\partial(h+z)^{n+1}}{\partial x} \Big|_{Up} = \frac{(h+z)_i^{n+1} - (h+z)_{Up}^{n+1}}{|x_i - x_{Up}|} \quad (28)$$

Ainsi, pour deux nœuds connectés, la valeur de $k_p^n(h^n)$ est toujours calculée à partir de la valeur du niveau d'eau au nœud qui est en amont.

Comme les paramètres sont connus au temps t^n , les coefficients $l_p^n(h^n)$ et $k_p^n(h^n)$ sont définis, et l'algorithme de Picard peut être appliqué :

$$l_i^{n+1,k}(h^{n+1,k}) \Gamma x \frac{(h+z)_i^{n+1,k+1} - (h+z)_i^n}{\Delta t^n} - \sum k_p^{n+1,k}(h^{n+1,k}) \frac{\partial(h+z)^{n+1,k+1}}{\partial x} \Big|_{Down} + \sum k_p^{n+1,k}(h^{n+1,k}) \frac{\partial(h+z)^{n+1,k+1}}{\partial x} \Big|_{Up} = l_i^{n+1,k}(h^{n+1,k}) \Gamma x q_i^n \quad (29)$$

Ce système linéarisé peut être noté sous la forme suivante :

$$\mathbf{N}^{n+1,k} \cdot (\mathbf{h} + \mathbf{z})^{n+1,k+1} = \mathbf{S}^{n+1,k} \quad (30)$$

2.2.2. Résolution numérique de l'écoulement souterrain

Nous avons choisi la discrétisation spatiale en éléments triangulaires pour la résolution numérique de l'équation de Richards. L'utilisation de triangles permet notamment d'éviter certaines oscillations numériques (Belfort, 2009).

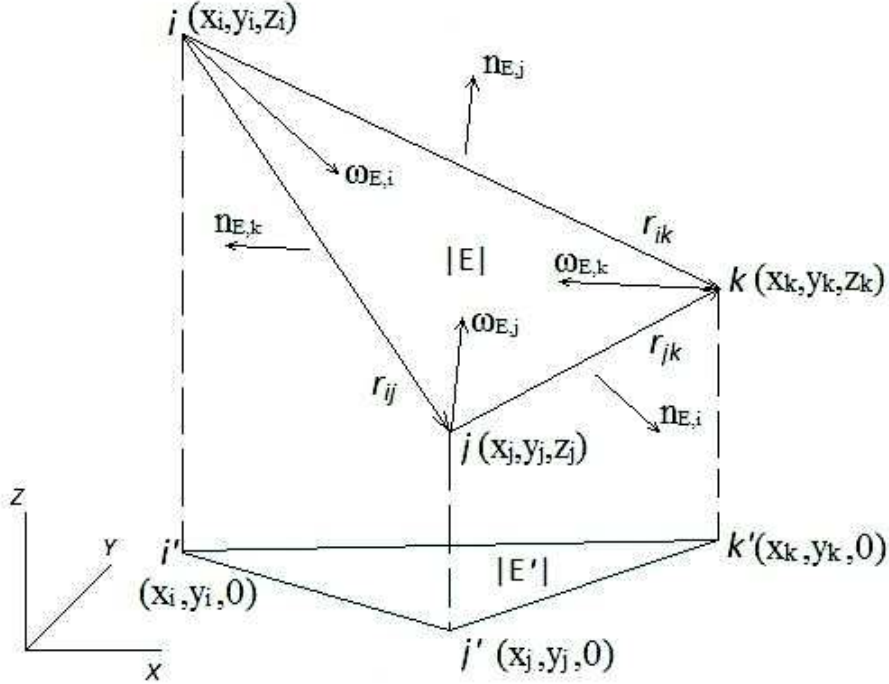


Figure 2.5 : Élément triangulaire de base pour la résolution en EFMH

Les principaux paramètres de chaque élément E sont : le charge moyenne h_E (L), les traces de charge $Th_{E,i}$, $i = 1, 2, 3$ moyennées sur les facettes $F_{E,i}$, $Q_{E,i}$ le flux à travers la facette $F_{E,i}$, et $\omega_{E,i}$ les fonction de base de l'espace Raviard-Thomas d'ordre zéro (RT^0). Cette base sert de support à la formulation variationnelle sur chaque élément (Fig 2.5). Les fonctions de base ont la propriété suivante :

$$\int_{F_{E,i}} \omega_{E,j} \cdot \mathbf{n}_{E,i} = \begin{cases} 1, & i = j \\ 0, & i \neq j \end{cases} \quad (31)$$

où $\mathbf{n}_{E,i}$ est un vecteur normalisé sur la facette $F_{E,i}$ et dirigé vers l'extérieur de l'élément E .

La vitesse de Darcy-Buckingham \mathbf{q}_E sur élément E hérite des propriétés liées à l'espace RT^0 :

$$\begin{aligned} \nabla \cdot \mathbf{q}_E &= \text{Constante sur l'élément } E \\ \mathbf{q}_E \cdot \mathbf{n}_{E,i} &= \text{Constante sur l'élément } E \\ \mathbf{q}_E &= \sum_i Q_{E,i} \cdot \omega_{E,i} \quad ; \quad Q_{E,i} = \text{Flux à travers la facette } F_{E,i} \end{aligned} \quad (32)$$

Il faut noter que ces éléments ne se trouvent pas forcément sur une surface parallèle à l'axe x et l'axe y . En effet, les coordonnées z de chaque nœud d'un même élément peuvent différer. Par conséquent, les vecteurs $\boldsymbol{\omega}_{E,i}$ et $\mathbf{n}_{E,i}$ intègrent une variation sur l'axe z , qui représentera l'effet de la force gravitaire.

Nous avons introduit la notion de la transmissivité hydraulique \bar{T} précédemment ; ici la loi de Darcy-Buckingham devient $\bar{T}^{-1} \cdot \mathbf{q} = -\nabla h$, et son produit scalaire avec $\boldsymbol{\omega}_{E,i}$ sur élément E donne :

$$\int_E \mathbf{q}_E^T \bar{T}_E^{-1} \cdot \boldsymbol{\omega}_{E,i} = - \int_E \nabla h_E^T \cdot \boldsymbol{\omega}_{E,i} \quad (33)$$

T indique la transposition. En transformant l'équation (37) par la formule de Green, on obtient :

$$\int_E \mathbf{q}_E^T \bar{T}_E^{-1} \cdot \boldsymbol{\omega}_{E,i} = h_E \int_E \nabla \cdot \boldsymbol{\omega}_{E,i} - \sum_{j=1}^3 Th_{E,j} \int_{F_{E,j}} \boldsymbol{\omega}_{E,i} \cdot \mathbf{n}_{E,j} \quad (34)$$

En introduisant les propriétés de l'espace RT^0 , nous obtenons la relation entre les fluxes $Q_{E,i}$, les charges moyennes h_E et les traces de charge $Th_{E,i}$ sur élément E :

$$\sum_{j=1}^3 Q_{E,j} \int_E \boldsymbol{\omega}_{E,j}^T \bar{T}_E^{-1} \cdot \boldsymbol{\omega}_{E,i} = h_E - Th_{E,i} \quad ; \quad i=1,2,3 \quad (35)$$

La matrice $\mathbf{B}_E = \left[B_{E,i,j} = \int_E \boldsymbol{\omega}_{E,j}^T \bar{T}_E^{-1} \cdot \boldsymbol{\omega}_{E,i} \right]$ est symétrique, positive et peut être

inversée analytiquement. Cette matrice a la forme suivante :

$$[\mathbf{B}_E] = \frac{\mathbf{K}_E^{-1}}{48|\mathbf{E}|} \begin{bmatrix} 3l_{ij} + 3l_{ik} - l_{jk} & -3l_{ij} + l_{ik} + l_{jk} & l_{ij} - 3l_{ik} + l_{jk} \\ -3l_{ij} + l_{ik} + l_{jk} & 3l_{ij} - l_{ik} + 3l_{jk} & l_{ij} + l_{ik} - 3l_{jk} \\ l_{ij} - 3l_{ik} + l_{jk} & l_{ij} + l_{ik} - 3l_{jk} & -l_{ij} + 3l_{ik} + 3l_{jk} \end{bmatrix} \quad (36)$$

où les l_{ij} , l_{ik} et l_{jk} sont des longueurs carrées des vecteurs r_{ij} , r_{ik} et r_{jk} (Fig 2.5). Les produits de ces vecteurs sont utilisés pour calculer directement la matrice à partir des coordonnées des trois points de l'élément E :

$$\mathbf{r}_{ij} \cdot \mathbf{r}_{ik} = \frac{1}{2}(l_{ij} + l_{ik} - l_{jk}) \quad (37)$$

$|\mathbf{E}|$ la superficie de l'élément E est obtenue avec la formule de Héron :

$$|\mathbf{E}| = \sqrt{s(s - \|\mathbf{r}_{ij}\|)(s - \|\mathbf{r}_{ik}\|)(s - \|\mathbf{r}_{jk}\|)} \quad (38)$$

$$s = \frac{1}{2}(\|\mathbf{r}_{ij}\| + \|\mathbf{r}_{ik}\| + \|\mathbf{r}_{jk}\|)$$

où $\|r_{ij}\|$, $\|r_{ik}\|$ et $\|r_{jk}\|$ sont les longueurs des vecteurs r_{ij} , r_{ik} et r_{jk} .

L'équation (39) est réécrite sous forme suivante :

$$Q_{E,i} = \alpha_{E,i} h_E - \sum_{j=1}^3 B_{E,i,j}^{-1} Th_{E,j} \quad ; \quad \alpha_{E,i} = \sum_{j=1}^3 B_{E,i,j}^{-1} \quad ; \quad i = 1, 2, 3 \quad (39)$$

Intégrée sur l'élément E , l'équation générale d'écoulement devient:

$$\int_E \frac{\partial \bar{\theta}(h)}{\partial t} + \int_E \bar{S}(h) \frac{\partial h}{\partial t} + \int_E \nabla \cdot \mathbf{q} = \int_E \bar{\gamma}_w \quad (40)$$

Associée avec une discrétisation implicite Eulérienne, on obtient :

$$|E'| \left(\frac{\bar{\theta}(h_E^{n+1}) - \bar{\theta}(h_E^n)}{\Delta t^n} \right) + |E'| \left(\bar{S}(h_E^{n+1}) \frac{h_E^{n+1} - h_E^n}{\Delta t^n} \right) + \sum_{i=1}^3 Q_{E,i}^{n+1} = |E'| \bar{\gamma}_{w,E}^{n+1} \quad (41)$$

avec $|E'|$ (L^2) la superficie projetée de l'élément E sur la surface x - y pour assurer un calcul correct des volumes du compartiment souterrain. Le calcul de $|E'|$ utilise également la formule de Héron (42).

En raison de la forte non-linéarité de l'équation de Richards, des oscillations numériques sont souvent observées (Belfort et al., 2009). La technique de condensation de la masse est proposée par Younes et al. (2010) pour éliminer ou fortement réduire ces oscillations. Le principe consiste à rendre la matrice la plus diagonale possible. Pour se faire, les flux $Q_{E,i}$ au niveau de chaque facette sont exprimés en distinguant les composantes stationnaires sans dérivées en temps et celles transitoires avec dérivés en temps :

$$Q_{E,i} = \bar{Q}_{E,i} + \frac{|E'|}{3} \bar{\gamma}_{w,E} - \frac{|E'|}{3} \left(\bar{S}_{E,i} \frac{\partial Th_{E,i}}{\partial t} \right) \quad (42)$$

avec $\bar{Q}_{E,i}$ le flux stationnaire. Pour les flux stationnaires, la somme des flux à travers les facettes de l'élément E est nul. Nous pouvons donc exprimer la charge moyenne h_E en fonction des traces de charge $Th_{E,i}$:

$$h_E = \frac{\sum_{j=1}^3 \alpha_{E,j} Th_{E,j}}{\alpha_E} \quad ; \quad \alpha_E = \sum_{i=1}^3 \alpha_{E,i} \quad (43)$$

Réintroduisant (47) dans (43) donne:

$$\bar{Q}_{E,i} = \sum_{j=1}^3 \left(\frac{\alpha_{E,i} \alpha_{E,j}}{\alpha_E} - B_{E,i,j}^{-1} \right) Th_{E,j} \quad (44)$$

Reprenant la résolution de (45) sous une forme mixte mélangeant valeurs de traces de charge (Th) et teneurs en eau (θ), la non linéarité de l'équation suppose que l'on calcule θ en fonction de la charge. Si la valeur de θ est calculée sur chaque facette de l'élément E , on exprimera une valeur quelconque $\bar{\theta}_{E,i}^{n+1,k+1}$ par un développement au premier ordre en fonction de Th :

$$\bar{\theta}_{E,i}^{n+1,k+1} = \bar{\theta}_{E,i}^{n+1,k} + \frac{\partial \bar{\theta}_{E,i}^{n+1,k}}{\partial Th_{E,i}^{n+1,k}} (Th_{E,i}^{n+1,k+1} - Th_{E,i}^{n+1,k}) = \bar{\theta}_{E,i}^{n+1,k} + \bar{C}_{E,i}^{n+1,k} (Th_{E,i}^{n+1,k+1} - Th_{E,i}^{n+1,k}) \quad (45)$$

où $\bar{C}_{E,i}^{n+1,k}$ (-) est la capacité capillaire qui est calculée suivant le modèle van Genuchten et intégrée entre la surface de sol et le substratum de l'aquifère.

En remplaçant le flux stationnaire et les teneurs en eau dans (45), l'équation de Richards est linéarisée sous l'expression d'un flux aux faces de l'élément E :

$$Q_{E,i}^{n+1,k+1} = \sum_{j=1}^3 \left(\frac{\alpha_{E,i}^{n+1,k} \alpha_{E,j}^{n+1,k}}{\alpha_E^{n+1,k}} - B_{E,i,j}^{-1,n+1,k} \right) Th_{E,j}^{n+1,k+1} - \frac{|E'|}{3\Delta t^n} \left(\bar{\theta}_{E,i}^{n+1,k} + \bar{C}_{E,i}^{n+1,k} (Th_{E,i}^{n+1,k+1} - Th_{E,i}^{n+1,k}) - \bar{\theta}_{E,i}^n \right) - \frac{|E'|}{3\Delta t^n} \bar{S}_{E,i}^{n+1,k} (Th_{E,i}^{n+1,k+1} - Th_{E,i}^n) + \frac{|E'|}{3} \gamma_{w,E}^{-n+1} \quad (46)$$

En écrivant la continuité des flux $Q_{E,\lambda}^{n+1,k+1} + Q_{E'',\lambda'}^{n+1,k+1} = 0$ (avec $F_{E,\lambda}$ et $F_{E'',\lambda'}$ la facette partagée entre les éléments E et E'') au niveau de chaque facette, on obtient le système matriciel couvrant le domaine entier sous forme :

$$\mathbf{M}^{n+1,k} \cdot \mathbf{Th}^{n+1,k+1} = \mathbf{R}^{n+1,k} \quad (47)$$

2.2.3. Résolution numérique du système complet

Pour simplifier le calcul, les flux d'échange q sont intégrés explicitement dans les vecteurs des résidus \mathbf{S} et \mathbf{R} . Sur un nœud i de la rivière qui distribue la moitié de ses flux sur la facette λ du sol (Fig 2.6, l'autre moitié étant distribuée sur la facette amont) on modifie les termes des vecteurs :

$$\mathbf{S}_i^{n+1,k} = l_i^{n+1,k} (h^{n+1,k}) \Gamma x \left(\frac{(h+z)_i^n}{\Delta t^n} + q_i^n \right) + l_{ex,i\lambda} q_{ex,i\lambda} \quad (48)$$

$$\mathbf{R}_{E,\lambda}^{n+1,k} = \frac{|E'|}{3\Delta t^n} (\bar{\theta}_{E,\lambda}^{n+1,k} - \bar{\theta}_{E,\lambda}^n - \bar{C}_{E,\lambda}^{n+1,k} Th_{E,\lambda}^{n+1,k} - \bar{S}_{E,\lambda}^{n+1,k} Th_{E,\lambda}^n) - \frac{|E'|}{3} \gamma_{w,E}^{-n+1} - l_{ex,i\lambda} q_{ex,i\lambda}$$

$$\text{où } q_{ex,i\lambda} = \begin{cases} -K_{r,i} \omega_{r,i} \frac{h_i + z_{r,i} - Th_\lambda}{m_{r,i}}, & Th_\lambda > z_{r,i} - m_{r,i} \\ -K_{r,i} \omega_{r,i} \frac{h_i + m_{r,i}}{m_{r,i}}, & Th_\lambda \leq z_{r,i} - m_{r,i} \end{cases}$$

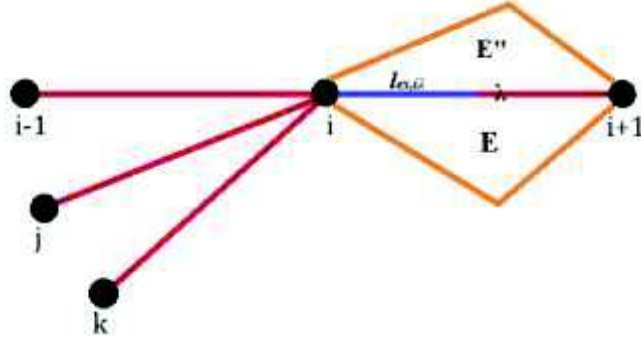


Figure 2.6 : Illustration de la connectivité réseau 1D – triangle 2D

En combinant les deux systèmes matriciels (équations 30 et 51) nous obtenons :

$$\begin{bmatrix} N^{n+1,k} & 0 \\ 0 & M^{n+1,k} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} (h+z)^{n+1,k+1} \\ Th^{n+1,k+1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} S^{n+1,k} \\ R^{n+1,k} \end{pmatrix} \quad (49)$$

Le solveur UMFPAK2.2.1 est utilisé pour la résolution du système complet. Les valeurs des termes $(h+z)^{n+1,k+1}$ et des $Th^{n+1,k+1}$ sont comparées avec celles des $(h+z)^{n+1,k}$ et des $Th^{n+1,k}$. La convergence est atteinte quand les différences sont inférieures aux seuils :

$$\begin{cases} \alpha \cdot (h+z)^{n+1,k} + \beta \\ \alpha \cdot Th^{n+1,k} + \beta \end{cases}$$

où α et β sont des critères relatif et absolu.

Une fois la convergence atteinte, les valeurs $(h+z)^{n+1,k+1}$ et $Th^{n+1,k+1}$ sont enregistrées comme $(h+z)^{n+1}$ et Th^{n+1} , puis on détermine la valeur du prochain pas de temps pour le calcul de $(h+z)^{n+2}$ et Th^{n+2} .

Le choix du pas de temps dépend des difficultés de convergence et de la précision recherchée pour la solution. Un pas de temps trop grand ne peut pas assurer la convergence en raison du changement rapide de la teneur en eau et de la charge sur les interfaces saturé/non-saturé, et quand bien même l'itération convergerait, l'erreur en bilan de masse peut devenir très importante. Il faut donc imposer un pas de temps maximum.

La méthode a posteriori de contrôle des pas de temps est fréquemment utilisée, elle consiste en l'adaptation du pas de temps en fonction de la difficulté de convergence, qui est représentée par le nombre local d'itérations (Belfort, 2009). Quand le nombre local d'itérations dépasse la limite maximum et que la convergence n'est pas atteinte, le pas de temps est diminué et le calcul recommence à partir du t^n afin d'éviter des itérations trop longues et une perte de temps de calcul. Si l'itération converge, le prochain pas de temps sera

augmenté, inchangé ou diminué selon les seuils imposés sur le nombre enregistré de cette itération.

En sus des contraintes numériques sur les pas de temps, dans le cas des hydrosystèmes, les données de précipitation sont souvent enregistrées par heure ou par jour. Le pas de temps de calcul ne doit pas manquer les temps précis où les termes sources changent de valeur. On adapte alors localement la valeur du pas de temps, non pas en fonction de contraintes numériques mais en fonction des conditions de forçage sur le modèle.

2.3. Conclusion et résumé

Afin de diminuer la complexité du modèle et d'augmenter la vitesse de la résolution du problème, tout en représentant les composantes hydrodynamiques essentielles et en respectant les lois physiques de l'écoulement, l'approche développée inclut un modèle d'écoulement de surface monodimensionnel et un modèle d'écoulement souterrain bidimensionnel avec une intégration des flux sur la verticale.

L'algorithme de Picard avec schéma implicite est appliqué pour la linéarisation itérative de l'équation d'onde diffusive et les équations de Richards. Le schéma amont et la technique de condensation de la masse sont utilisés pour augmenter la stabilité des modèles.

Les systèmes matriciels des deux modèles sont assemblés avec un flux d'échange introduit explicitement. Le système matriciel complet est résolu par le solveur UMFPAK2.2.1. La méthode "a posteriori" est utilisée pour le choix du pas de temps.

Chapitre 3. Validation/qualification du modèle d'écoulement de surface

Il existe peu de cas tests expérimentaux ou synthétiques dans la littérature permettant de jauger les modèles de ruissellement de surface s'appuyant sur les équations de l'onde diffusive ou de l'onde cinématique. Une solution analytique existe dans des cas monodimensionnels de géométrie et de propriétés hydrodynamiques très simplifiées (Kazezyilmaz-Alhan and Medina, 2007). La validation des modèles bidimensionnels s'appuient généralement sur des cas tests synthétiques à la géométrie dite "en livre ouvert" (Sulis et al, 2010 ; Maxwell et al, 2014). L'approche choisie dans ce travail s'appuie sur les résultats expérimentaux d'Iwagaki (1955) pour valider le modèle de ruissellement 1D. Iwagaki (1955) présente des expériences sur un canal bétonné à pente variable soumis à des pluies aux intensités variables dans l'espace. Des mesures de débit et de hauteurs de lame d'eau à différents temps sont réalisées et servent ici à qualifier l'approche de modélisation choisie. Seule une des trois configurations proposées par Iwagaki est utilisée dans ce travail. Pour ce cas test et pour une meilleure évaluation du modèle, les résultats sont également comparés à d'autres simulations numériques présentées dans Santillana et Dawson (2011). Aucun cas test n'a été trouvé dans la littérature permettant de valider le modèle dans une configuration de réseau ramifié. Plusieurs cas tests synthétiques ont donc été imaginés pour évaluer la capacité à reproduire des comportements physiques attendus, compte tenu des propriétés des systèmes simulés. Deux scénarios simples permettent dans un premier temps de tester le modèle dans le cas d'une convergence ou d'une divergence simple du réseau d'écoulement. Un cas test plus complexe – i.e. présentant plusieurs convergences et divergences et des pentes variables dans l'espace – est présenté en fin de chapitre pour tester le modèle dans un cas plus proche de la réalité des milieux naturels qui seront ensuite simulés avec le modèle complet et les écoulement couplés surface-souterrain.

3.1. Validation – cas test d'Iwagaki (1955)

Les expériences de laboratoire créées par Iwagaki (1955) ont pour objectif d'étudier les écoulements à surface libre transitoires dans des canaux à pente variables soumis à des intensités de pluie variable dans l'espace. Un canal expérimental de 24 mètres de long est donc divisé en trois sections de 8 m de long avec des pentes valant respectivement 0.02, 0.015 et 0.01 de l'amont vers l'aval. Des intensités de pluies de 1.08×10^{-3} , 6.38×10^{-4} et 8.0×10^{-4} ms⁻¹

¹ sont imposées sur les trois sections pendant une certaine durée. Ces propriétés et conditions aux limites produisent des profils de lame d'eau présentant des discontinuités aux points de rupture de pente. Le coefficient de Manning est de $0.009 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Trois durées de pluie ont été utilisées par Iwagaki, à savoir : 10, 20 et 30 secondes. Le cas considéré ici est celui d'une durée de 30 secondes. La résolution spatiale utilisée pour simuler ce cas test est de 0,1 mètre (inter-distance entre deux nœuds d'un réseau de lien, ici lien unique de multiple segments successifs) conduisant à un maillage comportant 241 nœuds de calcul. On suppose pour le modèle de surface que la pente des berges est perpendiculaire au fond et que le canal fait 1 mètre de large. Pour une meilleure analyse du modèle, ses résultats sont également comparés à ceux obtenus par Santillana et Dawson (2011).

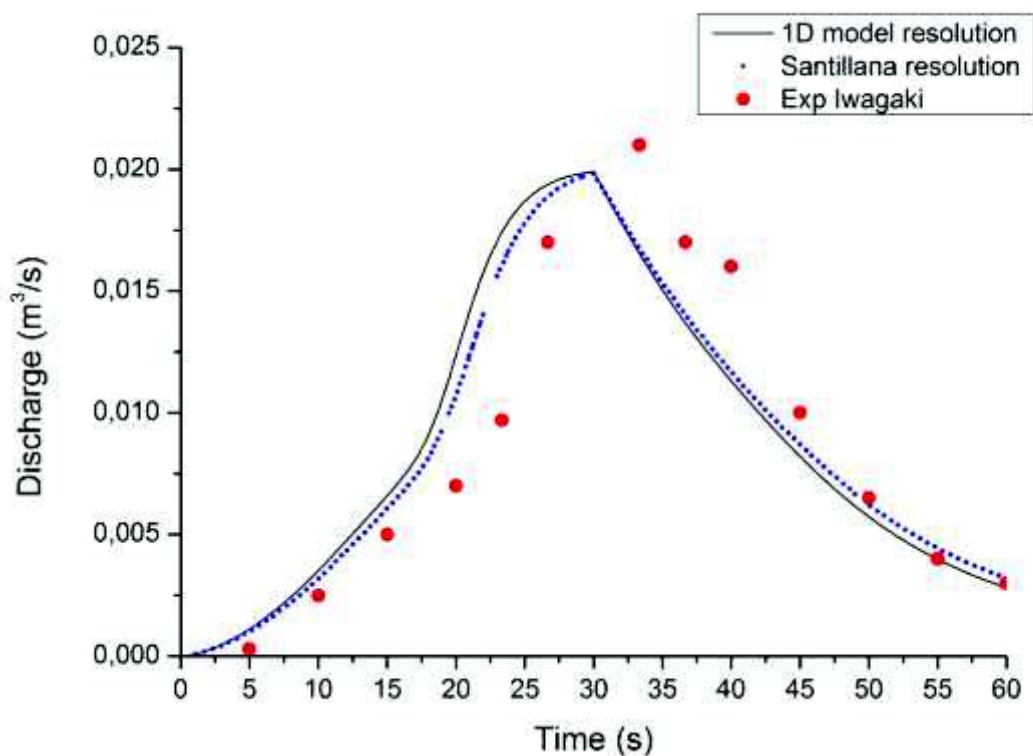


Figure 3.1 : Évolution temporelle du débit à l'exutoire

La figure 3.1 présente l'évolution de débit simulé par l'approche 1D de ce travail et par Santillana et Dawson (2011). Les figures 3.2, 3.3 et 3.4 présentent les profils de hauteurs d'eau mesurées par Iwagaki (1955) et simulées par l'approche 1D et celle de Santillana et Dawson (2011) pour des temps de 10, 20 et 30 secondes. L'hydrogramme simulé par les deux

approches est très similaire et présente des ruptures de pente qui sont liées aux variations de pente topographique du système et à la variabilité spatiale des intensités de pluie. Le temps nécessaire pour atteindre la valeur maximale de débit est sous-estimé par les deux modèles mais le volume d'eau mesuré et simulé "sous" les courbes semblent être en bon accord. Les hauteurs d'eau simulées par les deux approches sont également similaires et capturent l'essentiel de la dynamique du système réel. Les lames d'eau présentent effectivement de fortes discontinuités aux points de rupture de pente du canal. Des différences non négligeables sont cependant observées entre les valeurs simulées et les valeurs mesurées. La raison en revient principalement aux termes d'inertie et de gravité qui sont négligés dans l'onde diffusive et qui ont un impact sur la dynamique du système expérimental d'Iwagaki. La faible valeur du coefficient de Manning ainsi que les valeurs plutôt fortes de pente pour un canal bétonné sont à l'origine de ces différences marquées. Cet exemple particulier (écoulement à surface libre dans un canal bétonné et lisse) illustre donc les limites de la simplification des écoulements en une équation d'onde diffusive (pas d'inertie, notamment).

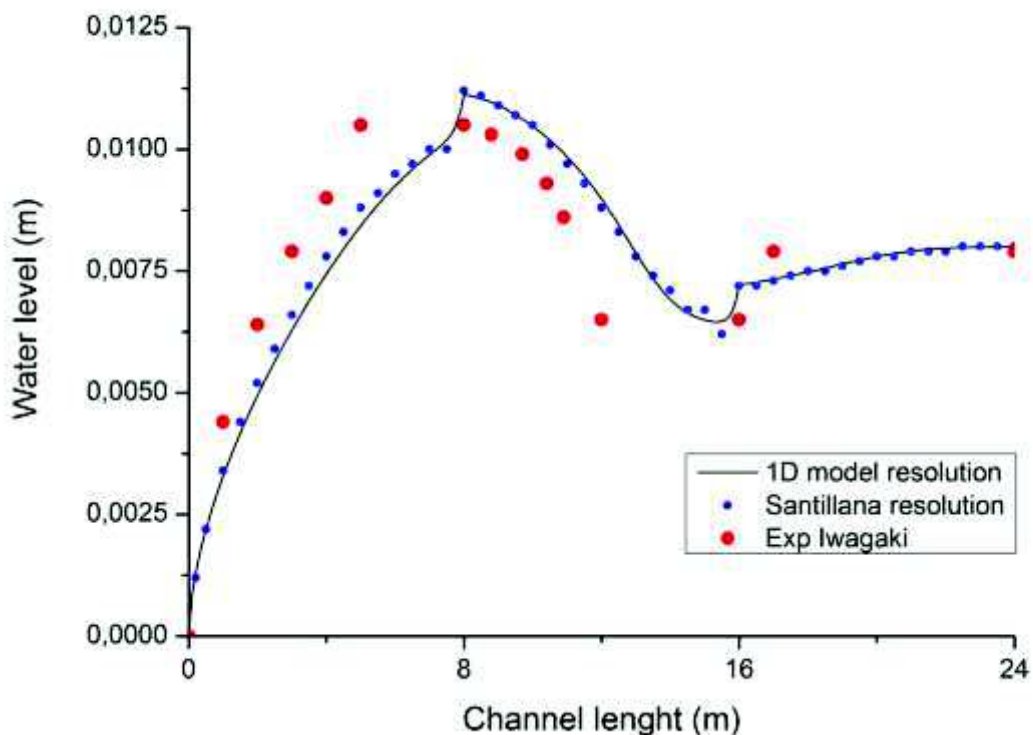


Figure 3.2 : Courbe Niveau d'eau-Longueur de canal à 10 s

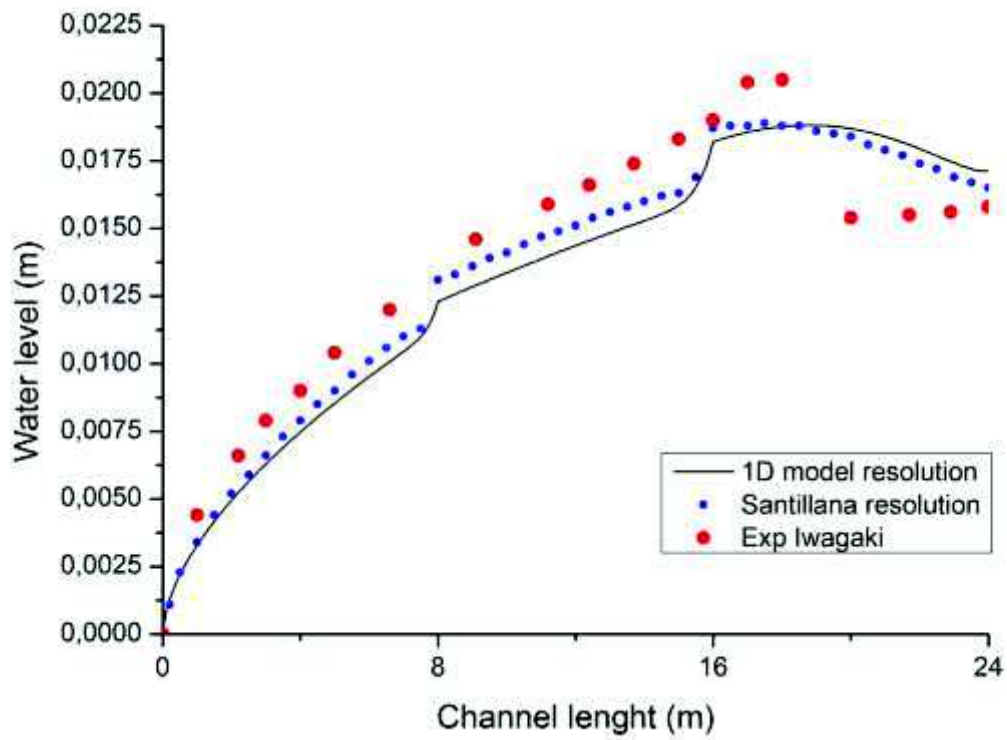


Figure 3.3 : Courbe Niveau d'eau-Longueur de canal à 20 s

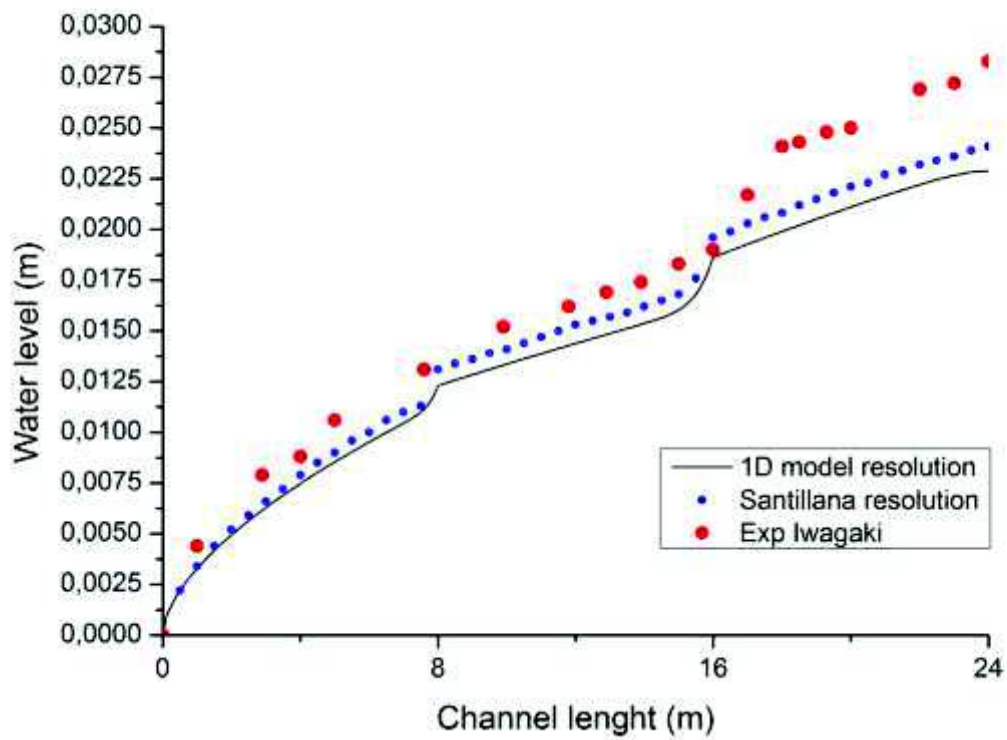


Figure 3.4 : Courbe Niveau d'eau-Longueur de canal à 30 s

De manière générale, la dynamique du système est bien reproduite et les résultats obtenus avec le modèle 1D sont en accord avec ceux de Santillana et Dawson. Cela laisse supposer que le modèle d'écoulement de surface a été implémenté correctement et que les résultats produits pour des réseaux ramifiés ne devraient pas être entachés d'erreurs grossières liées à l'approche numérique mise en place pour résoudre l'équation de l'onde diffusive.

3.2. Qualification du modèle de surface pour des réseaux ramifiés simples

L'objectif est de tester le modèle de surface sur des cas simples de réseaux ramifiés. Deux cas tests sont donc présentés : une configuration géométrique de convergence simple (deux entrées et une sortie sur un "Y") et une configuration de divergence simple (deux sorties et une entrée sur un "Y"). Une des problématiques abordée ici est la détermination correcte de la direction d'écoulement entre les 4 nœuds qui composent une jonction en Y. Pour représenter correctement la dynamique du système et s'assurer que l'eau coule dans la/les bonnes branches du réseau considéré, les directions d'écoulement sont déterminées à chaque itération par l'estimation des gradients de hauteur d'eau dans chacune des branches. Les deux cas tests suivants permettent de vérifier la cohérence de cette approche.

3.2.1. Convergence simple

Le numéro des nœuds aux limites et leur altitude respective sont présentés Figure 3.5. Le canal principal – qui suit la ligne de nœuds 1-2-3 – fait 100 mètres de long, 1 mètre de large, présente une pente de 0.01 et les berges font un angle de 45° avec le fond. Le canal secondaire qui rejoint le canal principal au nœud numéro 2, fait également 1 m de large et présente une pente de 0.02. Les berges du canal secondaire font également un angle de 45° avec le fond. Le nœud numéro 2 est placé de façon à obtenir une distance entre les points hauts (nœuds 1 ou 4) et la jonction (nœud 2) de 50 mètres. Le coefficient de Manning est uniforme sur l'ensemble du réseau et est égal à $0.009 \text{ sm}^{-1/3}$. Une pluie d'intensité $1.0 \times 10^{-2} \text{ ms}^{-1}$ est imposée sur les premier 25 m des branches 1-2 et 4-2, durant 60 s. Le réseau est initialement sec. La résolution spatiale utilisée pour simuler ce cas test est de 1 m conduisant à un maillage comportant 151 nœuds de calcul.

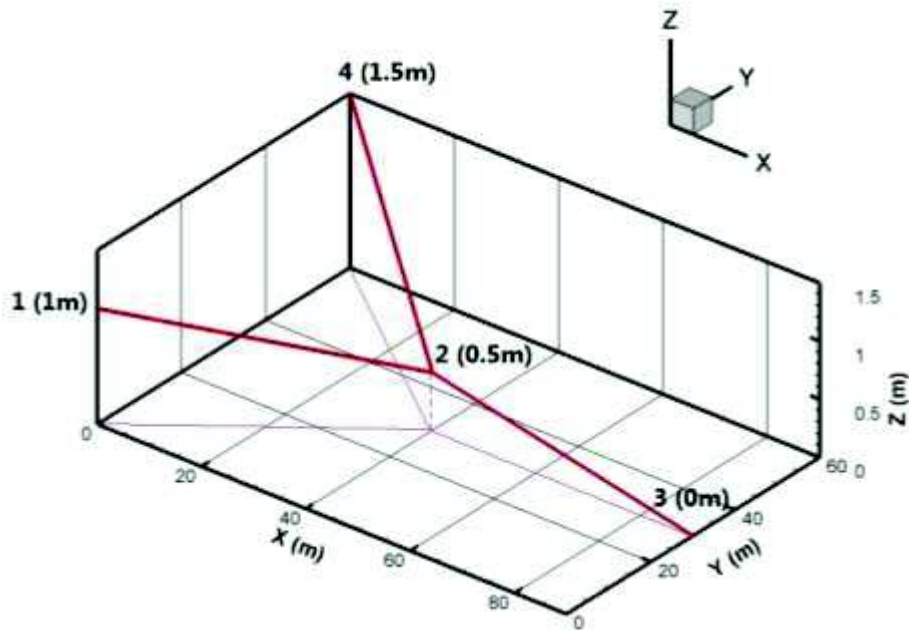


Figure 3.5 : Géométrie et topographie de la convergence simple

La figure 3.6 présente l'évolution temporelle du débit à l'exutoire du réseau au nœud numéro 3. Ce débit est nul pendant environ 30 secondes, correspondant au temps nécessaire pour que l'onde de crue se propage jusqu'à l'exutoire. Compte tenu de la faible valeur du coefficient de Manning, l'augmentation de débit est très brutale lorsque l'onde de crue atteint l'exutoire. Le système tend ensuite très rapidement vers un régime pseudo-permanent. Bien que la pluie soit stoppée après 60 secondes, on note que le débit se maintient à son niveau maximum pendant près de 80 secondes, durée correspondant cette fois au temps de parcours entre la zone de précipitation amont et l'exutoire du système.

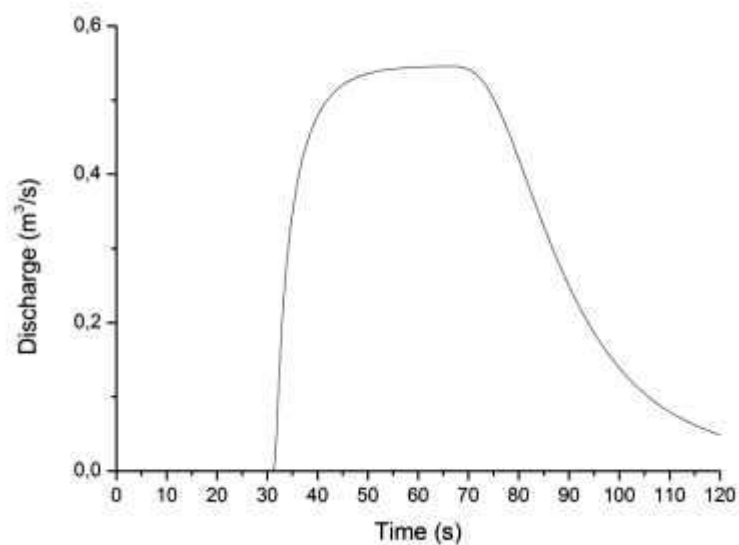


Figure 3.6 : Évolution temporelle du débit à l'exutoire de la convergence simple

La figure 3.7 reproduit des profils de hauteurs d'eau dans le canal principal et dans le canal secondaire à trois temps – i.e. à $t=12, 15$ et 18 secondes. En comparant les profils dans les deux canaux après 12 secondes, on remarque que l'onde de crue se propage plus rapidement dans le bras secondaire que dans le bras principal, simplement en raison de la pente plus importante du bras secondaire. Après 12 secondes, seule l'onde de crue dans le bras secondaire a atteint la jonction (nœud 2). On note néanmoins que la superficie sous les deux profils à 12 secondes est la même puisque la quantité d'eau est la même dans les deux bras. La masse totale est donc bien conservée dans le modèle. Les profils après 15 secondes illustrent la pertinence de l'approche consistant à vérifier les directions d'écoulements à chaque itération. On constate en effet qu'une partie de l'eau du bras secondaire remonte dans le bras principal du fait des gradients de hauteurs d'eau au niveau de la jonction. Cet effet est effacé une fois que l'onde de crue du bras principal a atteint la jonction. Après 18 secondes, une discontinuité nette apparaît à la jonction du fait de la convergence des deux bras qui sont alors en eau. L'augmentation locale de hauteur d'eau semble cohérente avec la géométrie du système et les conditions aux limites. Cet exemple valide qualitativement l'approche proposée pour les réseaux ramifiés dans le cas de convergence.

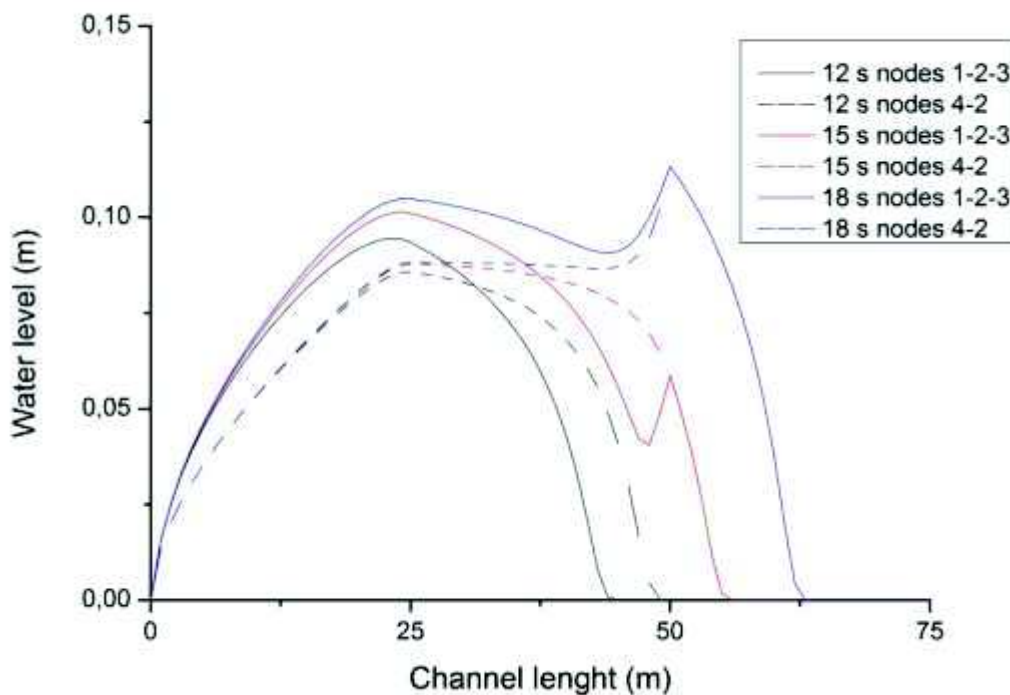


Figure 3.7 : Profils de hauteurs d'eau dans les deux canaux à $t = 12, 15$ et 18 secondes.

3.2.2. Divergence simple

La figure 3.8 présente la géométrie de la divergence considérée, le numéro des nœuds aux limites et leur altitude respective. Les valeurs de pente pour les branches 1-2, 2-4 et 2-3 présentent volontairement de très grandes différences de façon à tester la capacité du modèle (combinée à la vérification des directions d'écoulement évoquée précédemment) à répartir de façon cohérente l'eau incidente au niveau d'une divergence. Les pentes pour les branches 1-2, 2-4 et 2-3 valent donc respectivement 0.1, 0.001 et 1. Chacune des branches fait 50 mètres de long, la largeur de fond est constante égale à 1 m et les berges présentent des angles de 45° avec le fond. Le coefficient de Manning vaut toujours $0.009 \text{ sm}^{-1/3}$ sur l'ensemble du système. Le réseau est initialement sec. Une pluie d'intensité $1.0 \times 10^{-2} \text{ ms}^{-1}$ est imposée sur les premiers 25 m de la branche 1-2, durant 180 s. La résolution spatiale utilisée pour simuler ce cas test est de 1 m conduisant à un maillage comportant 151 nœuds de calcul.

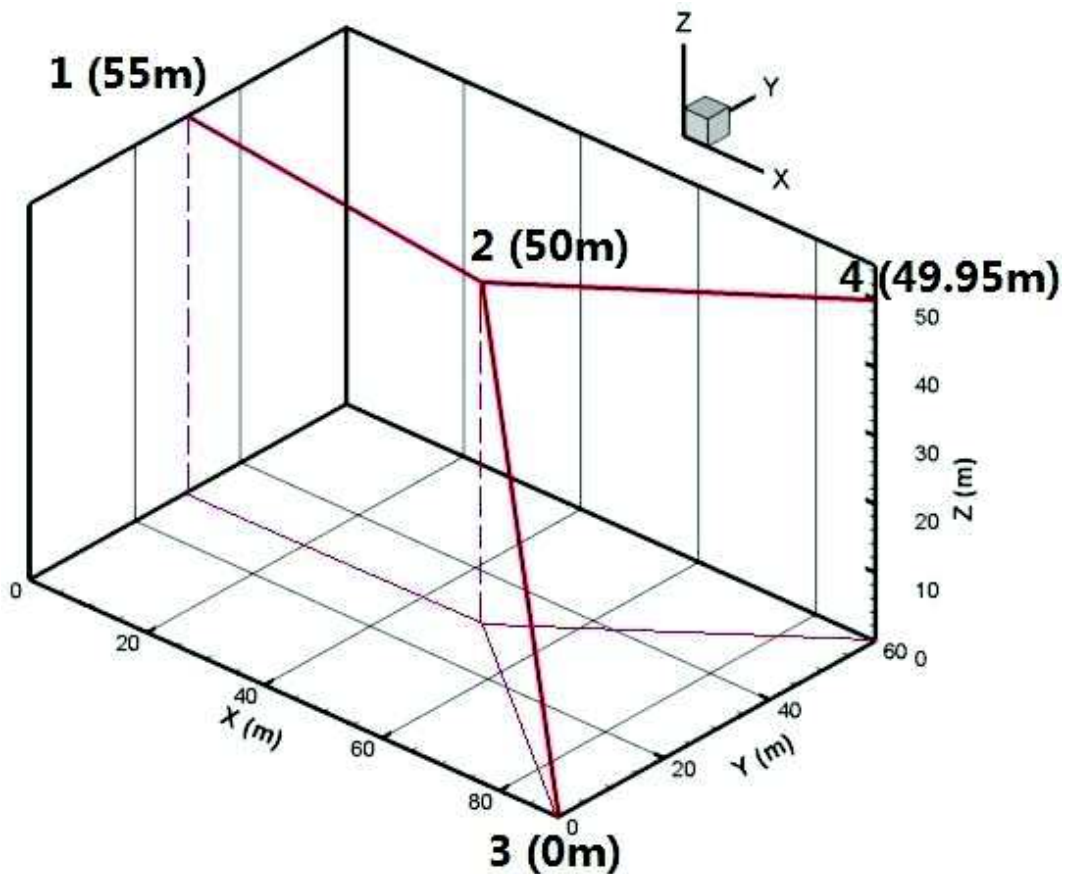


Figure 3.8 : Géométrie et topographie de la divergence simple

La figure 3.9 présente l'évolution temporelle du débit cumulé aux deux exutoires de la divergence, c'est-à-dire, la somme des débits sortants aux nœuds 3 et 4. On constate que le débit augmente très brutalement après 10 secondes en raison de l'arrivée de l'onde de crue à travers les branches 1-2 et 2-3. Ces branches présentent des pentes fortes, ce qui explique le temps très court mis par l'onde de crue pour arriver au nœud 3. On observe une légère augmentation du débit après 120 secondes. Cette augmentation correspond à l'arrivée de l'onde de crue au nœud 4. La diminution du débit est quasi simultanée avec l'arrêt de la pluie sur le système et la phase de récession présente une forme relativement classique en exponentielle décroissante.

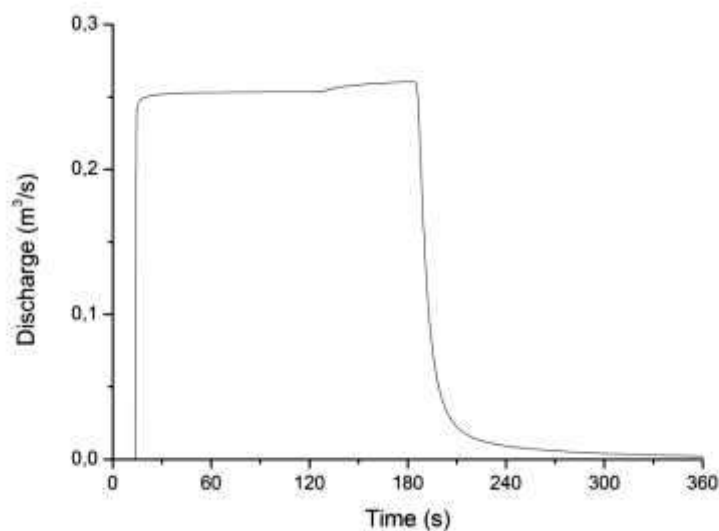


Figure 3.9 : Évolution temporelle du débit cumulé aux exutoires de la divergence simple

La figure 3.10 présente les profils de hauteurs d'eau dans les branches 1-2-3 et 3-4 à trois temps : $t = 12, 24$ et 36 secondes. Les profils après 12 secondes permettent de confirmer que l'approche employée pour déterminer les directions d'écoulement et pour calculer les quantités d'eau transitant dans les différentes branches est pertinente. On constate en effet qu'après 12 secondes, l'onde de crue s'est propagée dans la branche amont et que compte tenu de la différence de pentes entre les deux branches avales, une large majorité de l'onde de crue se dirige vers la branche 2-3 (branche qui présente la plus forte pente) pendant qu'une petite partie se dirige dans la branche 3-4. On observe également que le front de hauteur d'eau est très raide dans les deux branches. Cette dynamique est en adéquation avec celle qui est attendue au regard des propriétés du système simulé. Cet exemple nous confirme la pertinence de l'approche adoptée pour représenter les réseaux ramifiés.

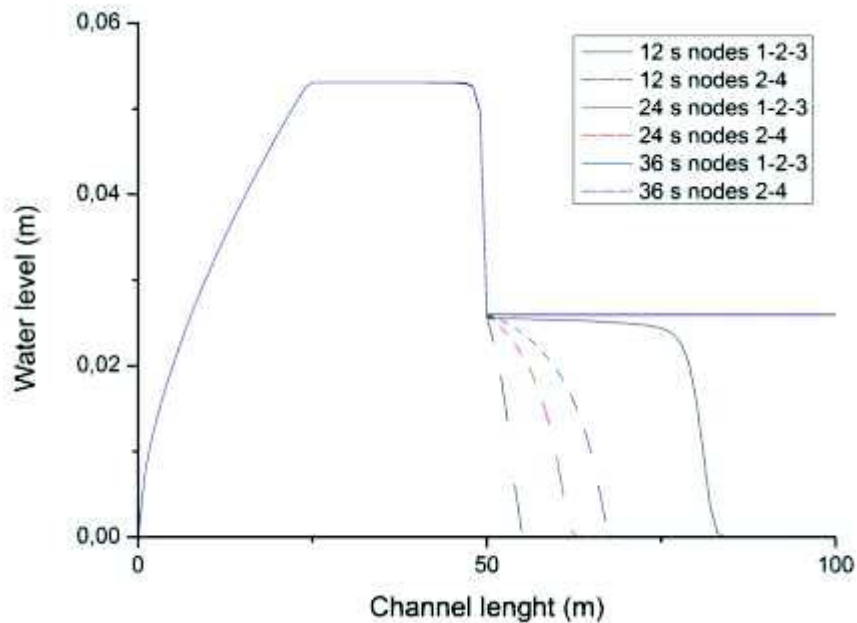


Figure 3.10 : Profils de hauteurs d'eau dans les deux canaux à $t = 12, 24$ et 36 secondes.

3.3. Qualification du modèle de surface pour un réseau ramifié complexe

Le dernier cas test considéré pour évaluer la qualité du modèle de surface est celui d'un réseau ramifié présentant plusieurs convergences et divergences. Chacune des branches du système présente une valeur de pente différente. Les intensités de pluie sont également variables dans l'espace. La géométrie du réseau est présentée en figure 3.11. Le réseau présente une longueur maximale de 1250 m (le long des nœuds 1-2-3-4-5-6) et 4 jonctions. Les propriétés autres que la pente sont uniformes, à savoir : une largeur de liens de 1m, des angles de berge de 80° avec le fond du drain et un coefficient de Manning de $0.0102 \text{ sm}^{-1/3}$. La hauteur d'eau initiale dans l'ensemble du système est de 0.1 mètre. Un terme source – représentant l'effet combiné d'une pluie et d'une exfiltration souterraine – de $1.7 \times 10^{-4} \text{ ms}^{-1}$ est imposée sur l'ensemble du réseau pendant une heure. Une résolution spatiale de 5 m est utilisée pour simuler ce cas test constituant un maillage de 415 nœuds de calcul.

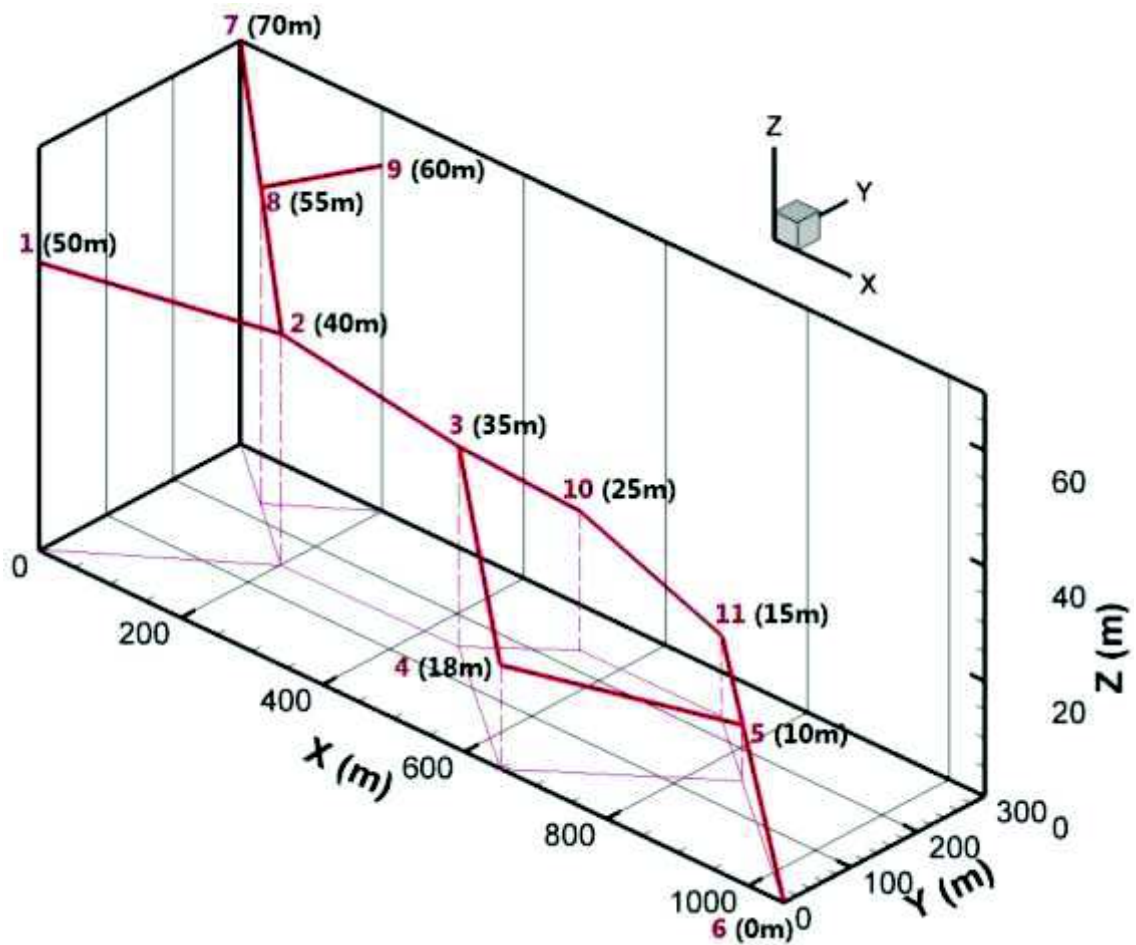


Figure 3.11 : Géométrie et topographie du réseau complexe

La figure 3.12 présente l'évolution au cours du temps du débit à l'exutoire du système (nœud 6). La forme de l'hydrogramme est classique avec une augmentation rapide et raide du débit conduisant au plateau du régime permanent et suivi d'une phase de récession à l'évolution plus douce. Les phases d'augmentation et de récession présentent des variations de courbure qui illustrent l'influence des pentes variables sur la réponse du système.

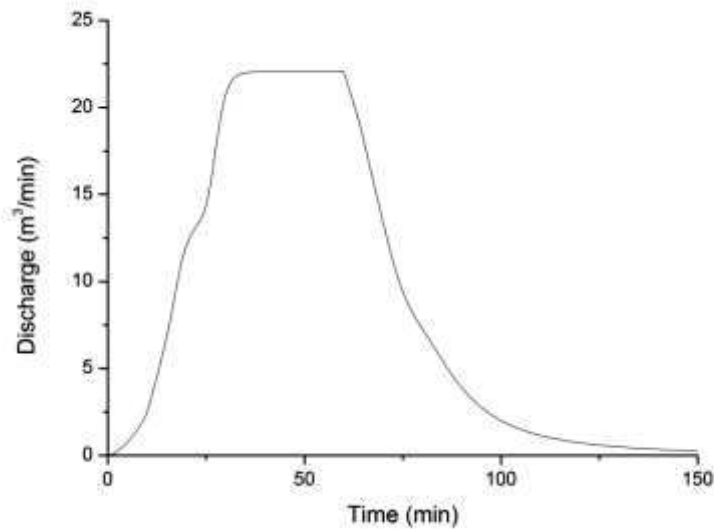


Figure 3.12 : Évolution temporelle du débit exutoire du réseau complexe

La figure 3.13 présente des profils de hauteurs d'eau le long de l'axe composé des nœuds 1-2-3-4-5-6 pour les temps $t = 5, 10, 15, 20, 25$ et 30 minutes. Comme attendu, les hauteurs d'eau présentent des discontinuités locales aux points de convergence/divergence et aux points de rupture de pente. On constate que le niveau moyen dans une branche est directement lié à la géométrie et à ses propriétés. Le niveau relativement haut observé entre 250 et 500 mètres (entre les nœuds 2 et 3) est la conséquence de la convergence au nœud 2 et de la diminution de la pente locale dans cette branche. Inversement, la diminution importante du niveau d'eau observée à 500 mètres (au nœud 3) et le niveau plutôt bas entre 500 et 750 mètres sont causés par la divergence au nœud 3 et l'augmentation de la pente locale. Le modèle est donc bien capable de reproduire des comportements physiques complexes comme il est susceptible d'en exister sur la géométrie des systèmes naturels réels.

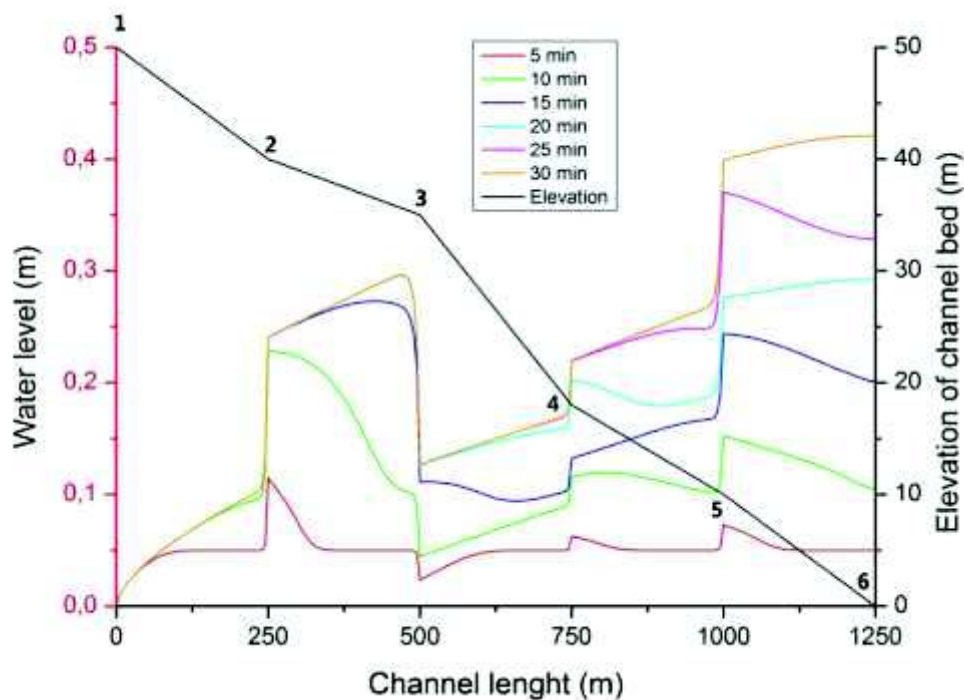


Figure 3.13 : Courbe Niveau d'eau-Longueur de canal et altitude de canal, branche principale

3.4. Conclusion et résumé

Le modèle de ruissellement de surface a dans un premier temps été validé en s'appuyant sur les résultats expérimentaux d'Iwagaki. Les résultats produits par le modèle de ce travail permettent de bien capturer la dynamique des écoulements à surface libre et sont en bon accord avec les résultats de Santillana et Dawson (2011). Cet exemple illustre néanmoins les limites des modèles d'appuyant sur l'onde diffusive – qui négligent les termes d'inertie qui peuvent être importants.

L'approche choisie pour traiter des convergences/divergences dans un réseau ramifié a été qualifiée sur trois cas tests synthétiques. Les deux cas tests simples ont permis de démontrer la pertinence de cette approche et sa capacité à répartir de façon cohérente les masses d'eau dans les différentes branches d'un réseau ramifié. Le dernier cas test a permis de confronter le modèle de surface à un système à la géométrie et aux propriétés physiques plus complexes. Les résultats obtenus démontrent que ce modèle est capable de bien reproduire la physique des processus considérés.

Chapitre 4. Validation/qualification du modèle d'écoulement souterrain

L'approche classique pour décrire les processus souterrains dans les modèles hydrologiques intégrés s'appuie sur la résolution de l'équation de Richards tridimensionnelle. On rappelle ici que quelques contraintes numériques sont associées à cette approche, notamment la nécessité d'utiliser une discrétisation fine pour bien simuler la physique des processus. A cela s'ajoutent les difficultés rencontrées dans la phase de paramétrisation compte tenu du faible nombre de mesures disponibles et de la grande variabilité des paramètres en question. L'approche développée dans ce travail de thèse permet de décrire l'ensemble des processus d'écoulement dans la zone saturée et la zone non saturée par une seule équation intégrée sur la verticale (cf. chapitre 2). Cette approche simplifie la phase de paramétrisation et réduit de façon non négligeable les temps de calcul puisque le milieu souterrain est décrit par une nappe 2D qui contient beaucoup moins de nœuds de calcul qu'un maillage 3D utilisé pour la résolution complète de l'équation de Richards.

Comme pour la validation du modèle d'écoulement de surface, la stratégie choisie pour valider le modèle d'écoulement souterrain à dimension réduite s'appuie sur des cas tests synthétiques. La pertinence, la qualité et la précision de l'approche développée seront en revanche évaluées en comparant les résultats produits par le modèle à dimension réduite et ceux produit par un modèle de référence résolvant l'équation de Richards (e.g., Belfort et al, 2009). Ce modèle a été développé au laboratoire et résout l'équation de Richards par la méthode des Eléments Finis Mixtes Hybrides, un schéma implicite en temps, un algorithme de Picard pour traiter de la non-linéarité en incluant une procédure de condensation de la masse pour limiter les oscillations dans le traitement de l'interface saturée/non saturée.

Il faut noter que Paniconi et al. (2003) ont utilisé une stratégie de validation similaire pour leur modèle d'écoulement souterrain à dimension réduite – i.e. un modèle s'appuyant sur l'équation de Boussinesq. Ces travaux se sont poursuivis pour inclure les processus de transferts dans la zone non-saturée (Hilberts et al., 2007) et pour étudier les interactions entre les aquifères profonds et les aquifères de surface (Broda et al, 2012). En revanche, personne à notre connaissance n'a encore évalué la capacité des modèles à dimension réduite à reproduire des dynamiques souterraines dans des milieux hétérogènes. Une attention particulière a donc été portée sur cette thématique qui fait l'objet du chapitre ci-dessous.

4.1. Définition des cas tests

Par souci de simplification mais sans perdre son caractère général, la comparaison est réalisée sur des tranches verticales bidimensionnelles dont la géométrie est inspirée de données réelles issues du bassin versant du Strengbach situé dans les Vosges (Aubert et al., 2002). Le premier cas test présente des propriétés de sol homogène et permet donc d'étudier en détail les différences de dynamiques simulées par les deux modèles dans une configuration simple. Les cas tests suivants sont définis avec des degrés d'hétérogénéité croissants, allant d'un milieu souterrain présentant des hétérogénéités en couches parallèles à la surface du sol à un milieu dont la conductivité hydraulique est un champ aléatoire corrélé.

4.1.1. Géométrie et maillage

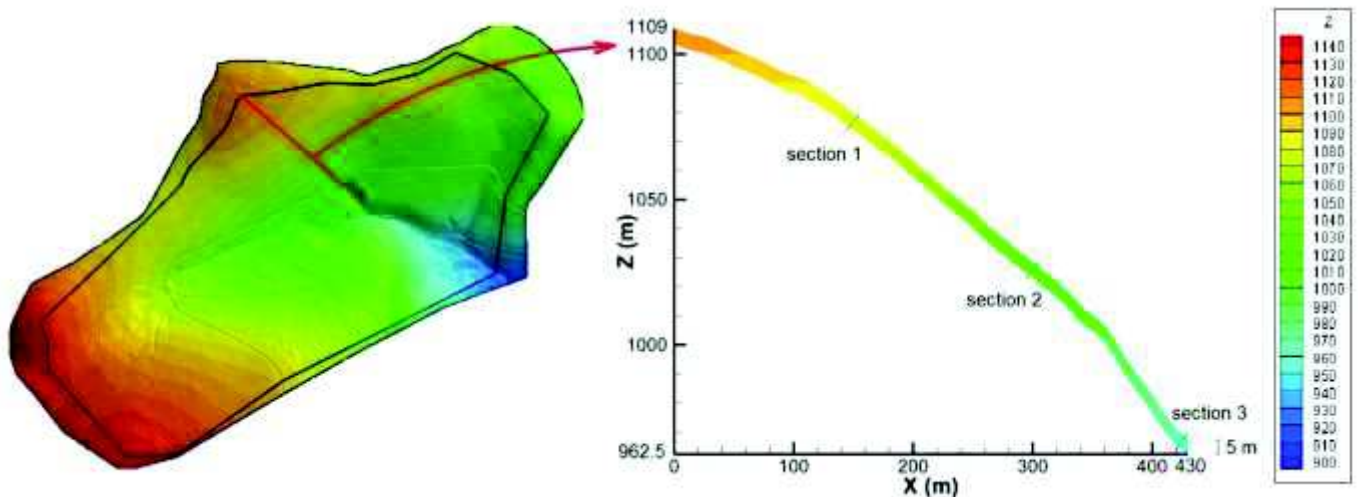


Figure 4.1 : Position de la coupe verticale sur le bassin versant du Strengbach (gauche) et géométrie de la tranche (droite)

La figure 4.1 présente la topographie du bassin versant du Strengbach issue d'une campagne LIDAR ainsi que la position de la section choisie pour définir la géométrie des différents cas tests considérés dans cette partie. Le domaine de calcul – présenté à droite sur la figure 4.1 – fait donc 430 mètres de long. Sa topographie est directement celle du bassin versant réel et présente donc des pentes très fortes et des courbures variables. La présence d'une zone saturée de trop grande épaisseur pourrait masquer les différences entre les deux modèles puisque la réponse du système serait alors contrôlée principalement par la dynamique de nappe. Notamment, les variations possibles de dynamique des flux hydriques entre les modèles pourraient en partie être "noyées" dans les grandes masses d'eau d'un aquifère épais.

Le choix d'un système de faible épaisseur (ici constante et égale à 5 mètres) rend la comparaison entre les modèles plus facile et plus pertinente.

Le milieu souterrain est discrétisé dans une direction normale à la surface du sol selon 30 couches d'épaisseur uniforme – et égale à 0.166 mètre - pour le modèle résolvant l'équation de Richards. Ce nombre de couches est le résultat de différents tests qui ont démontré que cette discrétisation était suffisante pour produire une solution précise tout en conservant un temps de calcul raisonnable. La résolution dans la direction parallèle au sol est choisie de façon à générer un maillage triangulaire relativement régulier. Il est bien connu que des maillages trop irréguliers, et notamment présentant un contraste important de résolution entre les directions principales de l'espace discrétisé, peuvent produire des résultats de qualité médiocre. La résolution parallèle au sol est donc d'environ 0.15 mètre. L'ensemble du domaine modélisé représente un système de 175 860 éléments triangulaires. Pour le modèle à dimension réduite, le domaine de calcul devient monodimensionnel; il est composé des facettes des éléments triangulaires utilisés pour décrire la surface topographique du maillage 2D utilisé par le modèle Richards. Le domaine de calcul contient donc 11724 éléments linéaires. Le domaine de calcul ainsi que ses discrétisations sont gardés identiques pour tous les cas tests présentés ci-dessous. Les "sections" 1, 2 et 3 présentées en Figure 4.1 et positionnées à $x = 150$, 300 et 425 mètres sont les localisations de référence utilisées pour la comparaison des flux et des charges hydrauliques entre les modèles.

4.1.2. Conditions aux limites et initiale

Des conditions aux limites de type flux nul sont imposées sur la limite verticale amont de la coupe et le long de sa limite basale (fond imperméable de la nappe). Une condition de Dirichlet est imposée sur la limite verticale avale avec une valeur de charge hydraulique imposée $h(430,t) = 966.5$ m, qui correspond à une hauteur de nappe fixe située 1 mètre sous la surface topographique. En début de simulation, le toit de la nappe est également situé 1 m sous la surface topographique sur l'ensemble du domaine. La zone non saturée occupe donc initialement un cinquième du milieu souterrain. Au temps de simulation $t=11$ jours, une pluie de très forte d'intensité 100 mm/j est imposée pendant 5 jours sur la partie supérieure du système – i.e. entre les coordonnées $x = 0$ et $x = 50$ m. Ces valeurs sont volontairement élevées de façon à produire de grandes variations dans les hauteurs de nappes et les flux souterrains. Ce scénario – très peu réaliste/probable dans des conditions naturelles – permet d'amplifier la réponse du système et les éventuelles différences entre les deux modèles.

4.1.3. Paramètres du sol

Quatre configurations pour les paramètres hydrodynamiques souterrains ont été définies pour tester la pertinence et les performances du modèle à dimension réduite. La première définit un milieu souterrain aux propriétés uniformes avec une conductivité hydraulique à saturation de $1.16 \times 10^{-4} \text{ ms}^{-1}$ (10 m/jour), une porosité de 0.1 (correspondant également à la teneur en eau à saturation), une teneur en eau résiduelle de 0.0106 et des paramètres de Van Genuchten n et α de 2 et 2 m^{-1} respectivement. L'emménagement spécifique est fixé à 10^{-7} m^{-1} . Pour le second cas test, le milieu souterrain est constitué de 3 couches parallèles à la surface de sol et dont les propriétés hydrodynamiques sont uniformes au sein d'une même couche, mais varient d'une couche à l'autre. Ces propriétés sont résumées au tableau 4.1.

Ksat (ms^{-1})	ω (-)	θ_r (-)	α (m^{-1})	n (-)	Profondeur (m)
1.16×10^{-4}	0.1	0.0106	2	2	0 – 3
1.16×10^{-5}	0.1	0.0106	1.5	1.8	3 – 4
1.16×10^{-6}	0.1	0.0106	1.05	1.4	4 – 5

Tableau 4.1 : Caractéristiques hydrauliques du système test à trois couches. Ksat = conductivité hydraulique à saturation, ω = porosité, θ_r = teneur en eau résiduelle, α , n = paramètres de Van Genuchten. L'épaisseur des couches est donnée par la profondeur comptée à partir de la surface topographique du sommet et de la base de la couche.

L'hétérogénéité du troisième se développe de manière plus continue puisque le milieu est cette fois divisé en 30 couches pour lesquelles la conductivité hydraulique décroît linéairement de 1.16×10^{-4} à 1.16×10^{-6} avec la profondeur. Le reste de paramètres hydrauliques est uniforme sur l'ensemble des couches et identique aux valeurs utilisées pour le cas test numéro 1. Enfin, pour le quatrième et dernier cas test, le log népérien de la conductivité hydraulique est distribuée spatialement de façon aléatoire (Figure 4.2), selon une covariance exponentielle de longueur de corrélation 50 m, de moyenne $\langle \ln(K) \rangle = -8.3$ ($\langle K \rangle = 2.5 \times 10^{-4}$) et de variance $\sigma_{\ln K}^2 = 2.5$. Le reste des paramètres hydrauliques est uniforme sur l'ensemble de la coupe et reprend les valeurs du cas test numéro 1.

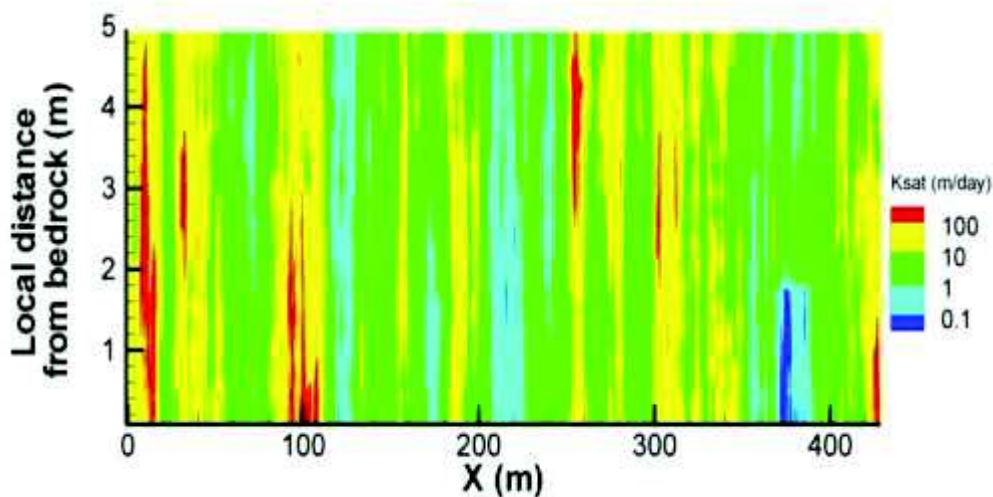


Figure 4.2 : Distribution de conductivité hydraulique à saturation pour le cas aléatoire

4.2. Résultats

4.2.1. Profil homogène

La figure 4.3 présente l'évolution temporelle des niveaux piézométriques et des flux totaux au droit des 3 sections de référence. En premier lieu, on note que les évolutions comparées des niveaux piézométriques et des flux sont très proches entre les deux formes de modélisation. Comme attendu, en début de simulation le système se draine progressivement entraînant une diminution progressive des niveaux piézométriques et des flux totaux. Lors de l'évènement pluvieux, les deux grandeurs augmentent brutalement et de manière décalée en temps par rapport au déclenchement de l'évènement de pluie localisé en amont du système (et notamment de toutes les sections suivies pour l'analyse des résultats). Ce décalage est parfaitement logique et augmente progressivement à mesure que les variables analysées sont plus en aval de l'évènement pluvieux.

L'accord entre les valeurs calculées, tant en hauteur d'eau qu'en flux, par le modèle à dimension réduite et le modèle de Richards est très bon sur la section amont. En revanche, l'adéquation se dégrade légèrement et progressivement vers aval avec la tendance générale suivante. Il s'avère que le modèle à dimension réduite est à la fois un peu moins diffusif et un peu plus lent en termes de dynamique (Fig. 4.3). La justification formulée est liée à l'imposition dans le modèle à dimension réduite d'un équilibre hydrostatique instantané dans la zone non saturée. Cette hypothèse très forte néglige la capacité d'emménagement de la zone non saturée et en particulier le fait que modifiant les flux de la zone non saturée ou le

champ des pressions capillaires, l'équilibre hydrostatique est par définition l'état de retour du système. Mais, dans la plupart des sols, même très réactifs aux perturbations de pression et de teneur en eau, le temps caractéristique de retour à l'équilibre peut être assez long. Comme l'hypothèse d'équilibre hydrostatique sert de référence pour calculer les paramètres hydrodynamiques effectifs, le modèle à dimension réduite commet des erreurs. Notamment en surestimant les pressions capillaires (comptée positives), il diminue les conductivités hydrauliques moyennes de la zone non saturée. Macroscopiquement les écoulements sont plus lents et la diffusion hydraulique proportionnelle à la conductivité est plus faible.

Il faut cependant noter que malgré la dégradation des résultats, les écarts en amplitude restent plus que raisonnables avec des erreurs maximales de hauteurs piézométriques d'une dizaine de centimètres (et qui ne changeraient pas si la nappe était plus épaisse) et des décalages temporels de 2 jours pour un transfert sur 20 jours (10% d'erreur). Ces différences, notamment temporelles, ne sont pas négligeables mais il faut garder à l'esprit que le système modélisé est très spécifique par sa réactivité (avec une épaisseur faible, des pentes fortes et une pluie également forte). Ces différences seraient bien moindres pour un système moins "nerveux" (pente plus faible, termes source moins intenses, etc.).

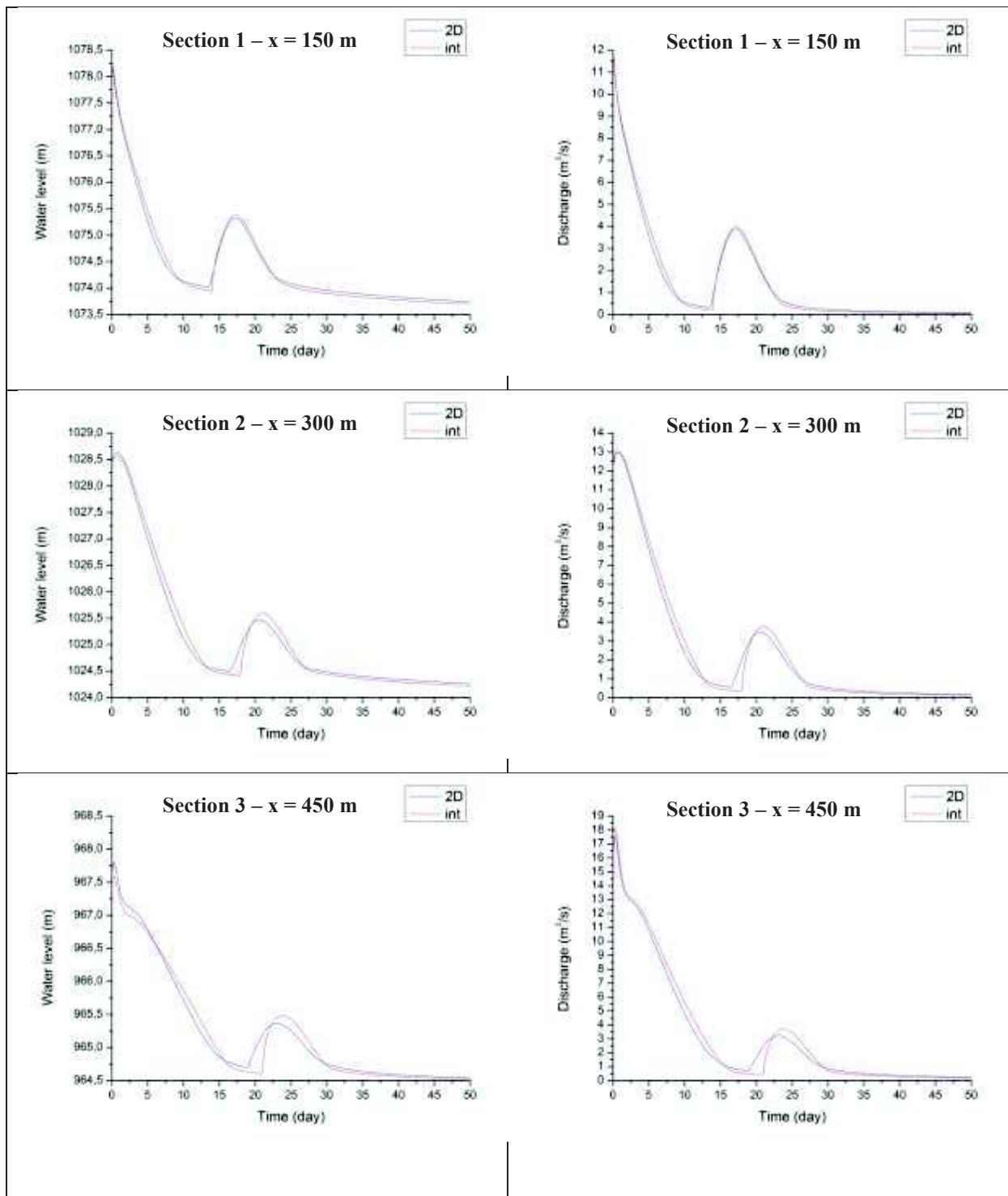


Figure 4.3 : Évolutions temporelles des niveaux piézométriques (à gauche) et des flux totaux (à droite) au droit des sections de référence à 150, 300 et 425 m sur le bassin versant modélisé. Configuration du milieu souterrain : uniforme ; 2D = Résolution complète de l'équation de Richards, int = modèle intégré.

4.2.2. Profils avec couches

Les figures 4.4 et 4.5 présentent les évolutions temporelles des niveaux piézométriques et des flux totaux au droit des sections de référence respectivement pour une hétérogénéité de milieu en 3 et 30 couches. Les dynamiques simulées sont très proches de celle présentée précédemment pour le cas homogène, en raison du fort conditionnement de la dynamique des écoulements par la forte pente du versant et l'intensité de l'évènement pluvieux. Comme pour le cas homogène, l'accord général entre les deux modèles est plutôt bon. Les mêmes tendances se dégagent à propos du modèle à dimension réduite qui s'avère encore une fois être un peu moins diffusif et un peu plus lent. Les quelques simplifications à propos du fonctionnement de la zone non saturée semblent donc bien s'accommoder d'hétérogénéités stratifiées. Pour le cas à trois couches, cette conclusion est très intéressante dans la mesure où le niveau saturé évolue au cours le temps et peut à un moment donné n'échantillonner qu'une ou deux des trois couches dont la conduction est significativement différente. Cela ne semble pas perturber outre mesure le résultat simulé par le modèle à dimension réduite. Les écarts pour les hauteurs piézométriques et les flux restent plus qu'acceptables (au maximum 2-5% sur les flux et la piézométrie, décalage temporel de moins de 5%).

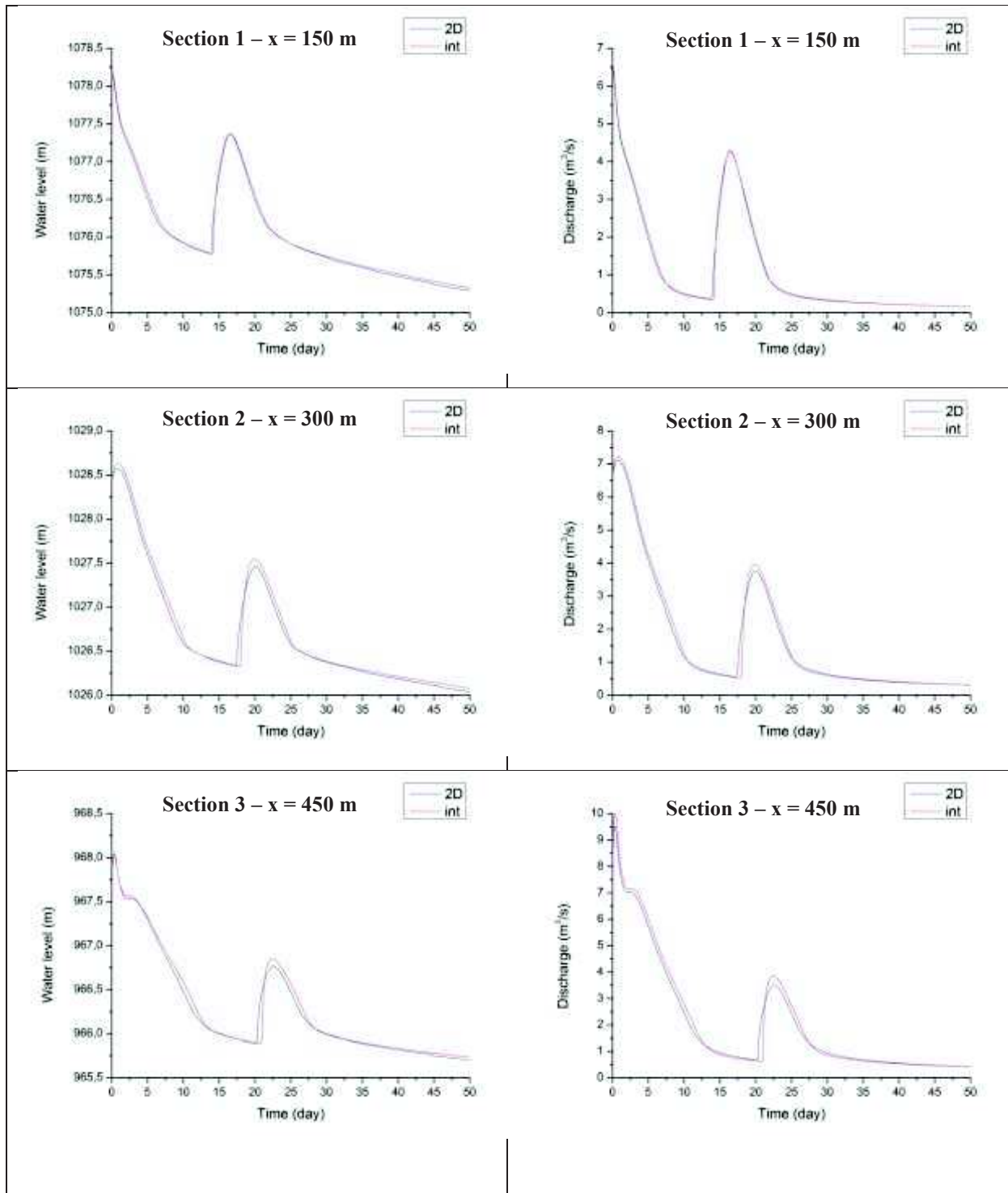


Figure 4.4 : Évolutions temporelles des niveaux piézométriques (à gauche) et des flux totaux (à droite) au droit des sections de référence à 150, 300 et 425 m sur le bassin versant modélisé. Configuration du milieu souterrain : 3 couches ; 2D = Résolution complète de l'équation de Richards, int = modèle intégré.

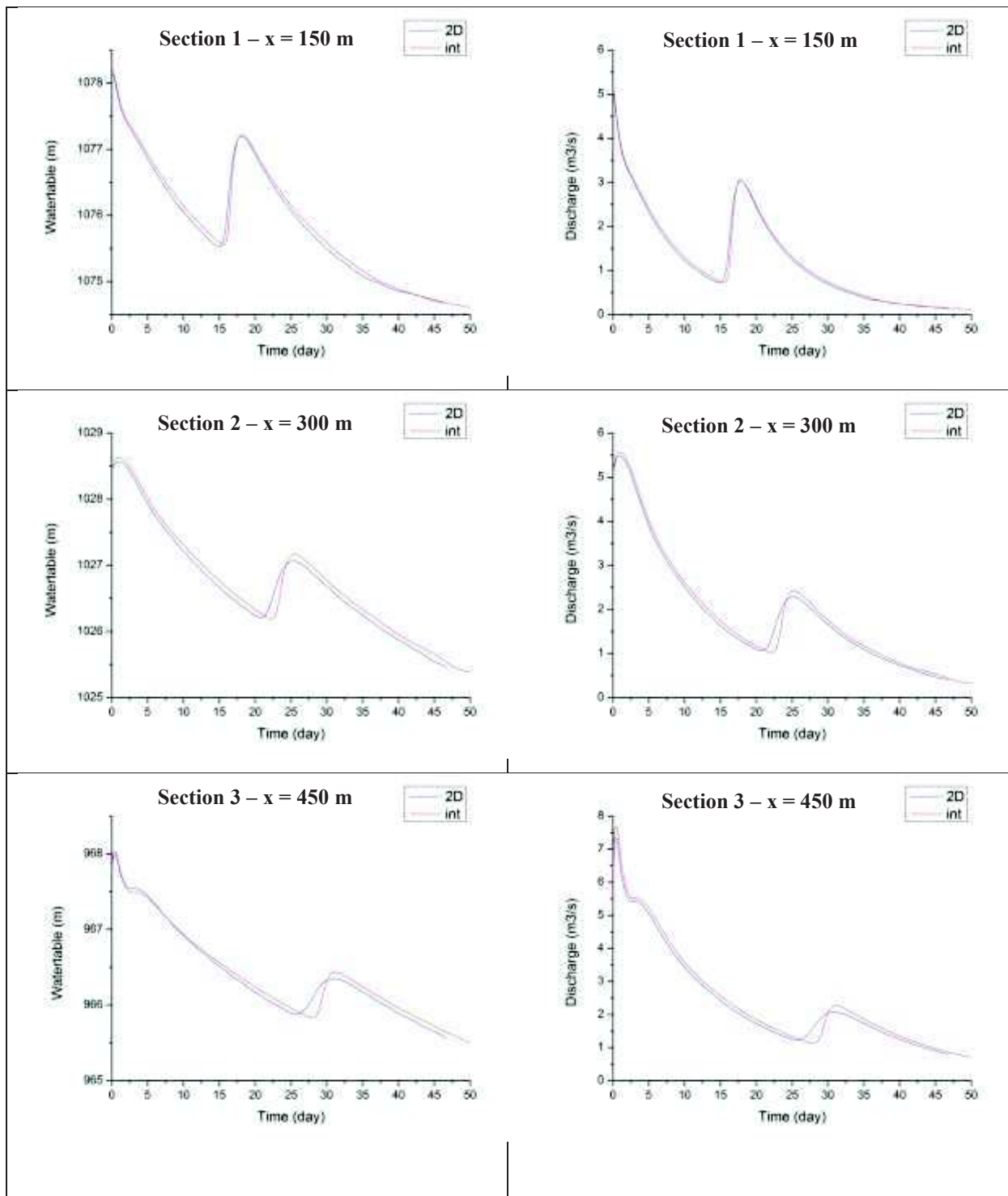


Figure 4.5 : Évolutions temporelles des niveaux piézométriques (à gauche) et des flux totaux (à droite) au droit des sections de référence à 150, 300 et 425 m sur le bassin versant modélisé. Configuration du milieu souterrain : 30 couches ; 2D = Résolution complète de l'équation de Richards, int = modèle intégré.

4.2.3. Profil à distribution aléatoire

La figure 4.6 présente l'évolution temporelle des niveaux piézométriques et des flux totaux au droit des 3 sections de référence dans le cas d'une conductivité hydraulique à saturation générée de façon aléatoire. Les différences aux sections 2 et 3 pour les deux grandeurs considérées sont très réduites. Les deux modèles simulent des dynamiques extrêmement proches. Les résultats au droit de la section 1 présentent des écarts plus importants mais qui restent de l'ordre de grandeur de ceux observés sur les cas précédents. En pratique, l'erreur générée par le modèle intégré sur l'équilibration des pressions capillaires et leur incidence sur les paramètres moyens de conduction et d'emmagasinement sont complètement noyées par les effets d'hétérogénéité du système. Cette appréciation empirique est confortée par le fait suivant : plus le temps passé dans le système par une perturbation (pluie, par exemple) est long, plus cette perturbation échantillonne l'hétérogénéité du système et moins les résultats des modèles divergent. Une étude plus poussée de caractérisation des temps d'équilibration de la zone non saturée, versus les temps caractéristiques de transferts dans un versant mériterait d'être tentée.

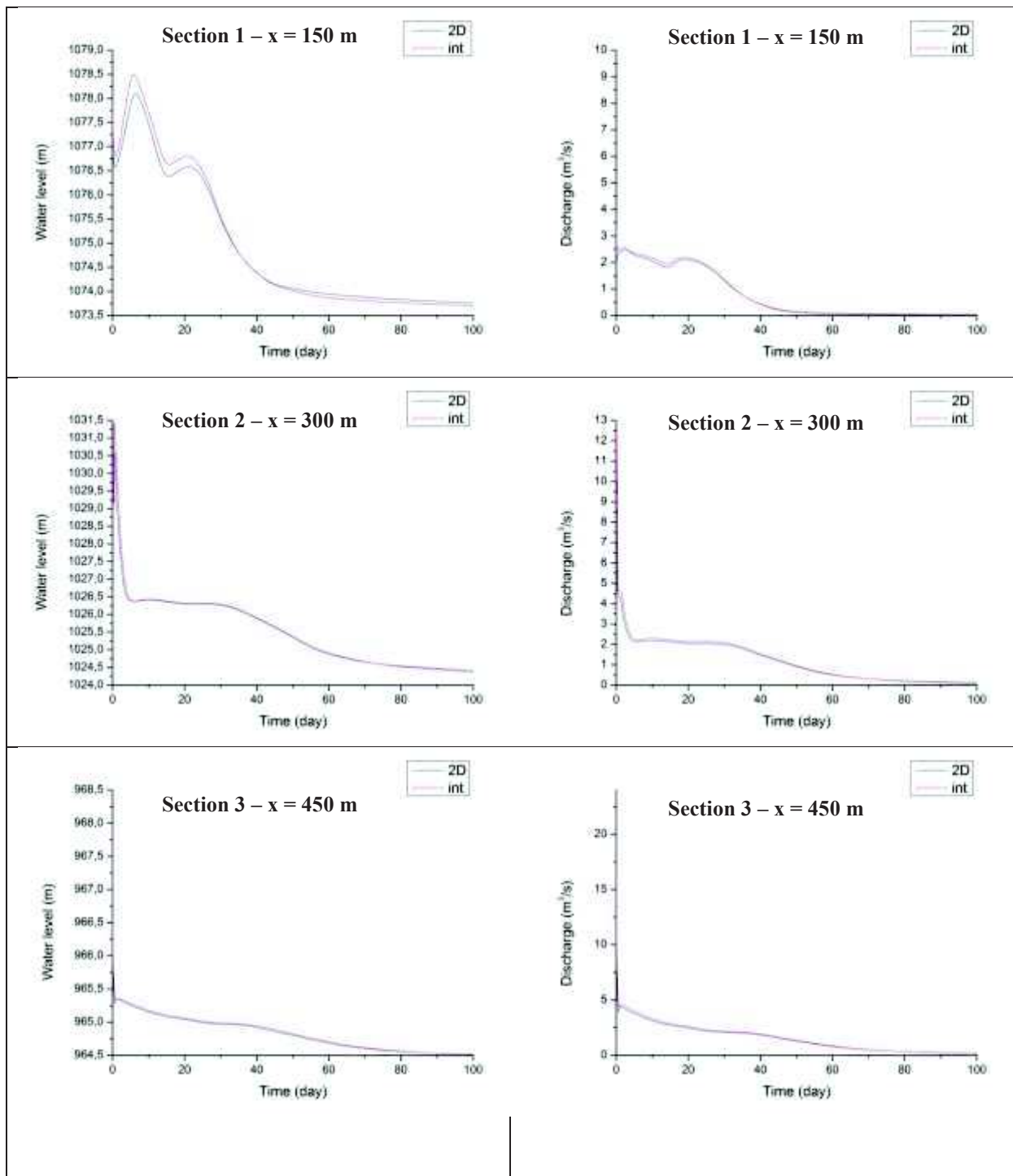


Figure 4.6 : Évolutions temporelles des niveaux piézométriques (à gauche) et des flux totaux (à droite) au droit des sections de référence à 150, 300 et 425 m sur le bassin versant modélisé. Configuration du milieu souterrain : champ aléatoire ; 2D = Résolution complète de l'équation de Richards, int = modèle intégré.

4.3. Conclusion et résumé

Le modèle souterrain à dimension réduite est évalué par comparaison à un modèle s'appuyant sur une équation de Richards sur des cas tests de coupes verticales 2D. Les caractéristiques de milieu sont définies avec des représentations de l'hétérogénéité allant du milieu uniforme en passant par le milieu stratifié et enfin le milieu aléatoire. Les résultats démontrent que le modèle à dimension réduite permet de bien reproduire les dynamiques de hauteurs piézométriques et de flux dans le versant dans tous les cas considérés. Le modèle à dimension réduite se montre néanmoins un peu plus lent et moins diffusif. La cause évoquée est que l'équilibre hydrostatique instantané posé pour l'intégration des paramètres du modèle à dimension réduite réduit la conduction latérale de la zone non saturée. Ceci augmente par conséquent les temps de transferts et réduit la diffusion d'un signal perturbant les conditions aux limites du système modélisé. Les faibles écarts entre un modèle complet et le modèle à dimension réduite laissent néanmoins penser que l'approche simplifiée est valable pour l'étude des processus de transferts dans les milieux souterrains.

Chapitre 5. Validation du modèle couplé

La validation des modèles couplant les processus de surface et souterrain est un exercice difficile. Tout d'abord, il n'existe pas de solution analytique au problème mathématique posé. Ensuite, peu de systèmes expérimentaux ont été développés, permettant de confronter les modèles hydrologiques intégrés à des données de laboratoire. La maquette d'Abdul et Gillham (1984) a pendant des années été le seul système expérimental permettant de disposer de quelques informations à confronter aux calculs des modèles intégrés (VanderKwaak, 1999 ; Kollet and Maxwell, 2004 ; Weill et al, 2009). Cette maquette a initialement été créée pour étudier l'influence de la frange capillaire sur la genèse du ruissellement de surface. Les exercices de validation réalisés avec des modèles intégrés et présentés dans la littérature mettent en avant le rôle important de la phase air (plus exactement son volume assez réduit dans le dispositif expérimental et le type de sol utilisé) dans le régime d'écoulement pour justifier des écarts parfois non négligeables entre les dynamiques simulées et la dynamique observée. Il reste néanmoins qu'aucun modèle intégré n'arrive à reproduire correctement la réponse temporelle de ce système expérimental. Phi et al (2013) ont récemment mis au point un dispositif expérimental de plus grande taille pour étudier les processus de genèse de ruissellement et alimenter des travaux de modélisation. Cette maquette récente ouvre de nouvelles perspectives pour la validation des modèles intégrés. Les modèles intégrés appliqués aujourd'hui sur des cas réels sont cependant considérés comme valides et il est peu probable, bien que cette démarche eût été souhaitable, qu'ils soient de nouveau confrontés à des données expérimentales pour examiner en détail et à petite échelle leur capacité à décrire correctement les interactions surface/souterrain.

La plupart des modèles intégrés sont donc validés sur la base de la maquette d'Abdul et Gillham et sur la simulation de cas test synthétiques, avec tous les défauts soit de "consanguinité" soit de biais conceptuels reconnus à tester une approche numérique par confrontation à une autre. Ces cas tests synthétiques sont souvent créés pour tester la capacité des modèles intégrés à bien reproduire une dynamique hydrologique contrôlée par un processus de genèse dominant, par exemple, une dynamique contrôlée exclusivement par le ruissellement Hortonien ou exclusivement par débordement de nappe. Des cas tests plus complexes sont apparus récemment, notamment dans le cadre d'exercice d'inter-comparaison entre modèles intégrés (Sulis et al, 2011 ; Maxwell et al, 2014). Cette approche d'inter-comparaison est très en vogue aujourd'hui, mais l'analyse des résultats obtenus reste difficile

et parfois peu probante en raison de la grande variabilité des approches physiques et numériques utilisées dans les modèles soumis à l'inter-comparaison. Par ailleurs, la grande majorité des cas tests synthétiques présentés dans la littérature sont pensés pour valider des modèles intégrés qui incluent le ruissellement de surface en nappe bidimensionnelle. Il est vrai que les modèles intégrés sont majoritairement pensés pour travailler sur des bassins de faible complexité géométrique, à faible pente topographique et où les occurrences des écoulements en lame de surface est possible. Nous intéressant majoritairement à une approche intégrée pour de petits bassins à géométrie complexe et forte pente, ce type de ruissellement n'est pas encore considéré dans le modèle développé durant ce travail de thèse. On doit donc exclure de fait la possibilité d'utiliser les exercices classiques de tests pour la validation de ce travail.

L'approche choisie ici est donc la suivante. Dans un premier temps, un cas test présenté dans Gunduz and Aral (2005) est utilisé pour qualifier l'approche de couplage. Ce cas test présente l'avantage de ne considérer que du ruissellement dans un réseau unidimensionnel. Le modèle intégré est ensuite comparé à un modèle de référence de la littérature, en l'occurrence CATHY (CATchment HYdrology – Camporese et al, 2010), sur un cas test synthétique très fortement inspiré des travaux présentés dans Maxwell et al. (2014). Enfin, le modèle est appliqué à un cas test pseudo-synthétique héritant d'une géométrie issue d'un bassin versant réel (mais dont le comportement hydrologique n'est pas documenté) pour tester sa capacité à traiter de surfaces topographiques complexes et fortement pentus. On rappelle que les systèmes fortement pentus sont généralement très mal représentés dans les approches intégrées classiques en raison des efforts conséquents de discrétisation. De surcroît, les flux hydriques fortement contrôlés par les écoulements gravitaires engendrent des systèmes hydrologiques avec peu d'inertie, très réactifs dans le temps. Là encore, les approches conventionnelles n'aiment guère l'exercice en raison des fortes non-linéarités engendrées et de la discrétisation temporelle fine nécessaire à une résolution correcte.

5.1. Cas test de Gundunz and Aral (2005)

Gunduz and Aral (2005) proposent dans leurs travaux un modèle couplé qui permet de décrire les écoulements de surface par l'équation de Saint-Venant 1D et les écoulements souterrains par une équation bidimensionnelle d'aquifère libre résultant d'une approximation de type Boussinesq. Ce modèle ne prend donc pas en compte les processus d'écoulement dans

la zone non saturée. Le couplage entre la surface et le milieu souterrain est réalisé par l'implémentation d'un flux d'échange du premier ordre. Pour valider leur approche, Gunduz and Aral ont développé un cas test synthétique permettant d'analyser la cohérence de leur approche vis-à-vis des interactions nappe-rivière.

5.1.1. Caractéristiques géométriques et physiques

La géométrie du domaine considéré est présentée en Figure 5.1. Le domaine fait 10 000 m de long et 1000 m de large. Sa surface topographique est plane avec une altitude de 40 m au-dessus du niveau de référence. L'épaisseur du domaine souterrain est donc de 40 m. Le chemin de la rivière représentant une jonction en Y est en rouge sur la Figure 5.1. La rivière est de pente constante de 0.0001 m/m. Le point haut, le point de jonction et l'exutoire ont respectivement une altitude de 30, 29.485 et 29 m. Le réseau hydrographique est donc artificiellement creusé dans le bloc de milieu souterrain. Les deux branches amont du réseau présentent une largeur de 30 m alors que la branche aval fait 45 m de large. Le domaine souterrain est discrétisé en 9302 éléments triangulaires. Le réseau de rivière comprend quant à lui 157 nœuds de calcul.

Deux scénarios pour les conditions initiales et aux limites sont présentés pour tester le modèle dans deux configurations différents : une pour laquelle la nappe alimente la rivière et inversement, une pour laquelle la rivière alimente la nappe. Les conditions initiales et aux limites sont donc définies de la manière suivante. Les limites amont et aval du milieu souterrain sont à flux nul. Les limites latérales (est et ouest sur la Figure 5.1) du domaine souterrain sont à charge imposée – à la valeur de la charge initiale dans l'ensemble du système soit 32 mètres pour le premier scénario (échanges initiaux dirigés de la rivière vers la nappe) et 35 mètres pour le deuxième scénario (échanges initiaux dirigés de la nappe vers la rivière). Un débit variable dans le temps est injecté aux deux points hauts de la rivière. L'évolution de ce débit est présentée en Figure 5.2. La conductivité hydraulique à saturation dans le domaine est uniforme et égale à 10^{-3} m/s. L'épaisseur de la couche de sédiments au fond de la rivière est de 0.3 m et sa conductivité hydraulique vaut 10^{-6} m/s. Pour la totalité du réseau de la rivière, le coefficient Manning est $0.025 \text{ s.m}^{-1/3}$. Pour réaliser les simulations avec notre propre modèle intégré, des valeurs de paramètres décrivant la zone non saturée doivent être décrites. Sont retenues : teneur en eau à saturation de 0.5, teneur en eau résiduelle de 0.1 et paramètres de van Genuchten α de 3.35 et n de 2. Trois sections, notées S1 ($y=8400$ m), S2 ($y=5800$ m) et S3 ($y=2500$ m) en Figure 5.1, sont sélectionnées pour analyser localement la

réponse du système dans les deux scénarios d'écoulement. La grandeur présentée dans Gunduz et Aral (2005) qui sert d'élément de comparaison avec nos propres calculs est la charge piézométrique dans la nappe.

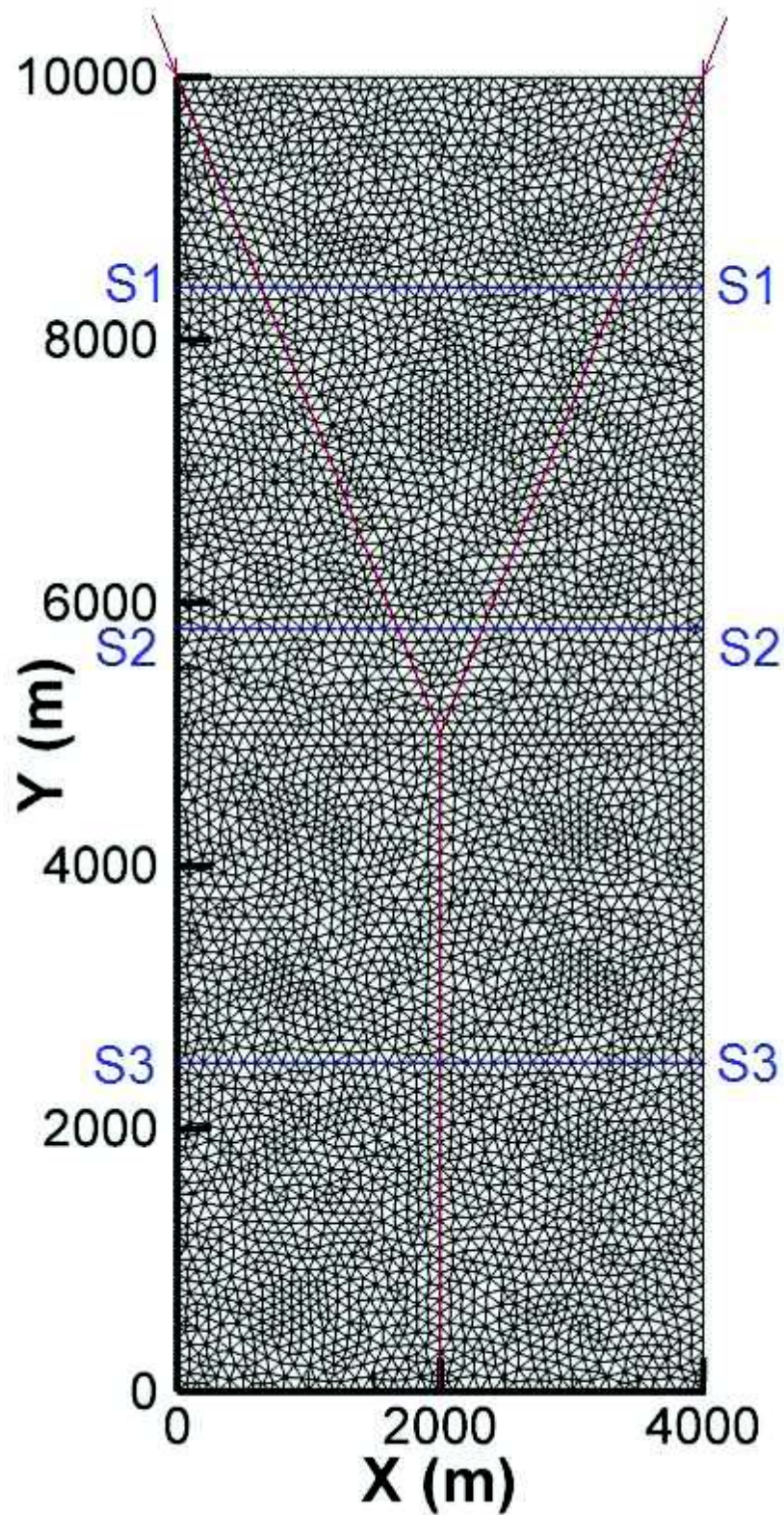


Figure 5.1 : Géométrie du cas test de Gunduz and Aral (2005)

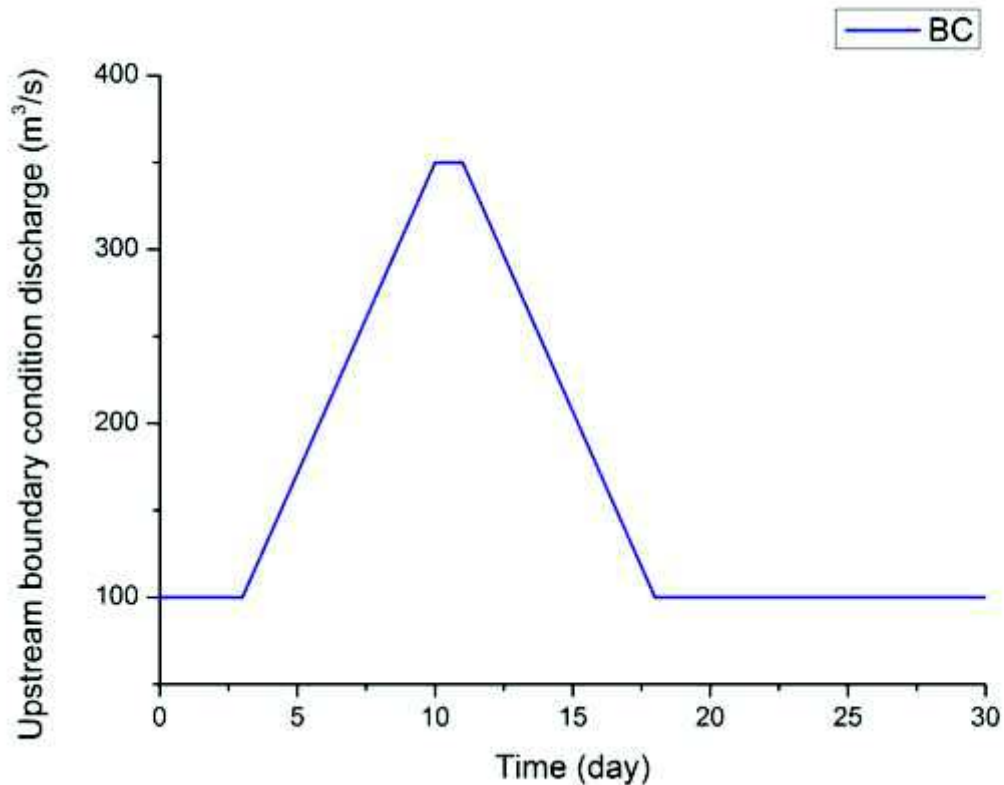


Figure 5.2 : Débit injecté aux points amont de la rivière

5.1.2. Résultats

Les niveaux piézométriques simulés par les deux modèles pour les deux scénarios (charges initiales et aux limites respectivement de 32 et 35 mètres) sont présentés Figure 5.3 et 5.4 au droit des trois sections S1, S2 et S3.

Pour le premier scénario (Figure 5.3), on note que le passage de l'onde de crue génère des hauteurs d'eau importantes dans la rivière. En raison d'un niveau de nappe initial plutôt bas, les gradients hydrauliques s'orientent de la rivière vers la nappe. Les niveaux piézométriques autour de la rivière ont donc tendance à monter en raison de l'alimentation du milieu souterrain par le système de surface. Les dômes piézométriques ainsi créés persistent pendant la phase de récession même lorsque la rivière s'assèche. Les réponses simulées au droit des sections S2 et S3 sont symétriques comme attendues en raison de la géométrie du système et de paramètres identiques pour les deux branches de la rivière. Une comparaison détaillée des niveaux piézométriques permet néanmoins de pointer quelques différences entre les deux modèles. Il semble en effet que les niveaux piézométriques soient légèrement plus élevés au droit des rivières et nettement moins élevés en dehors avec notre approche de modélisation.

La sous-estimation locale est certainement imputable à la prise en compte de la zone non saturée qui stocke une partie de l'eau qui s'infiltré de la rivière. La remontée de nappe en lien avec les échanges est donc moins importante quand on intègre la zone non saturée au fonctionnement du système. Concernant la légère surestimation au droit des branches de rivière, elle peut être en lien avec des dynamiques de surface légèrement différentes sachant que les modèles ne s'appuient pas sur les mêmes équations, à savoir les équations de Saint Venant complètes pour Gunduz et Aral et l'équation simplifiée de l'onde diffusive pour notre modèle. Une différence de hauteur d'eau induit inévitablement une différence de gradient vertical qui ensuite impacte les flux d'échange au droit des rivières et donc les niveaux piézométriques.

Pour le deuxième scénario (Figure 5.4), les niveaux piézométriques initiaux sont plus hauts que les hauteurs d'eau dans la rivière. On note dans les résultats de Gunduz et Aral l'établissement quasi-immédiat d'un flux d'échange allant de la nappe vers la rivière. Avant le passage de l'onde de crue et jusqu'au temps de 5 jours, la nappe est rabattue à proximité du réseau drainant de surface. Lorsque l'onde de crue arrive, les gradients hydrauliques s'inversent à cause de l'augmentation brutale des hauteurs d'eau dans la rivière, et les échanges s'effectuent alors de la rivière vers la nappe. La dynamique des écoulements de surface étant bien plus rapide que celle du milieu souterrain, la lame d'eau de surface disparaît rapidement une fois l'onde de crue passée. On observe alors à partir du 20^{ème} jour une seconde inversion des gradients hydrauliques avec des échanges qui se font à nouveau de la nappe vers la rivière. Le comportement initial de notre modèle est légèrement différent de celui de Gunduz and Aral en raison d'une dynamique de surface moins fouillée (cf. plus haut). On arrive en revanche à bien capter les inversions de gradients hydrauliques lors du passage de l'onde de crue et lors de la récession. Il semble néanmoins que les gradients simulés soient moins importants avec notre approche.

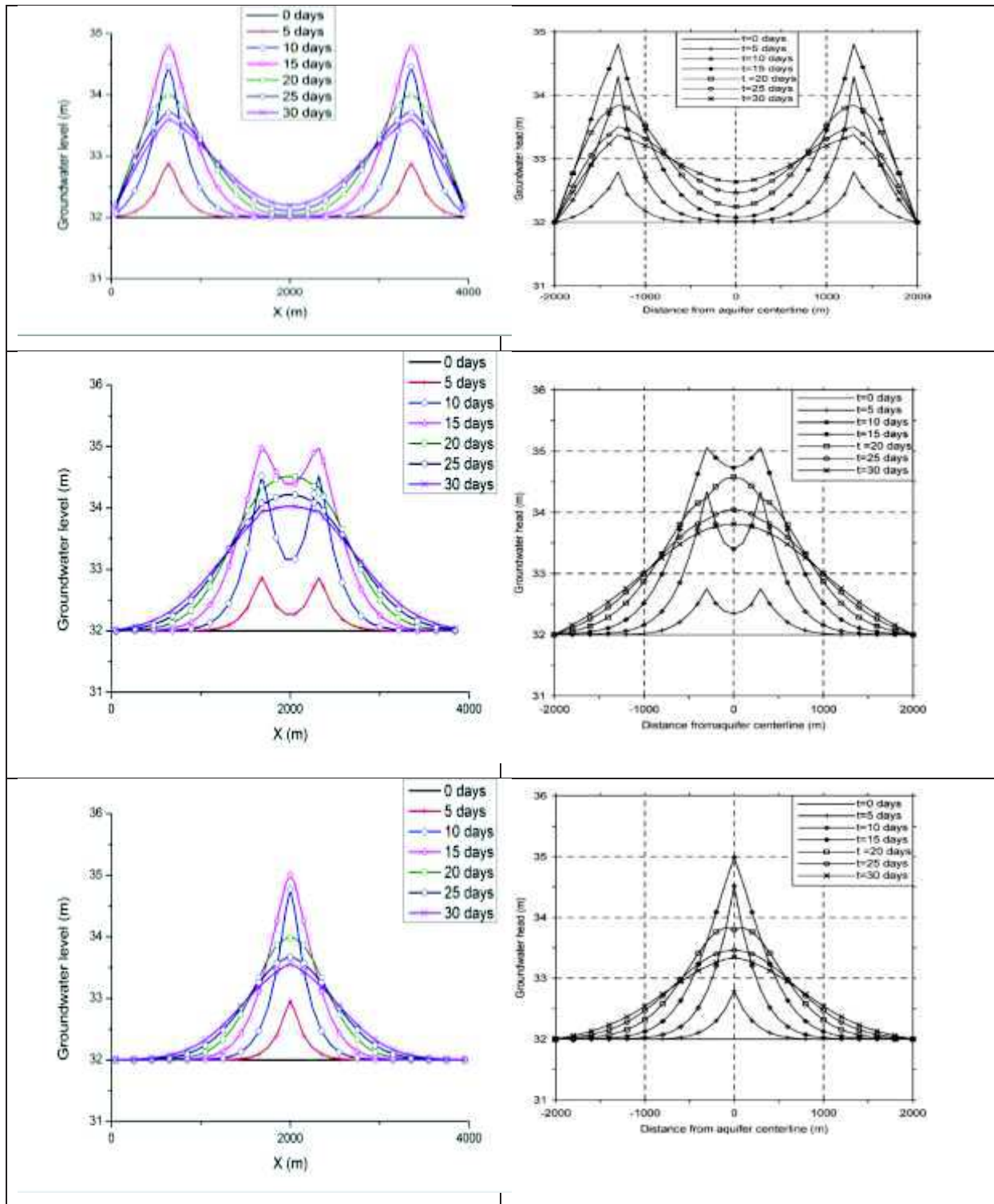


Figure 5.3 : Colonne de gauche : du haut vers le bas, évolutions du niveau de la nappe de la section S1, S2 et S3 du modèle intégré couplé; Colonne de droite : du haut vers le bas, évolutions du niveau de la nappe de la section S1, S2 et S3 de référence (Gunduz et Aral, 2005). Niveau initial de la nappe à 32 m.

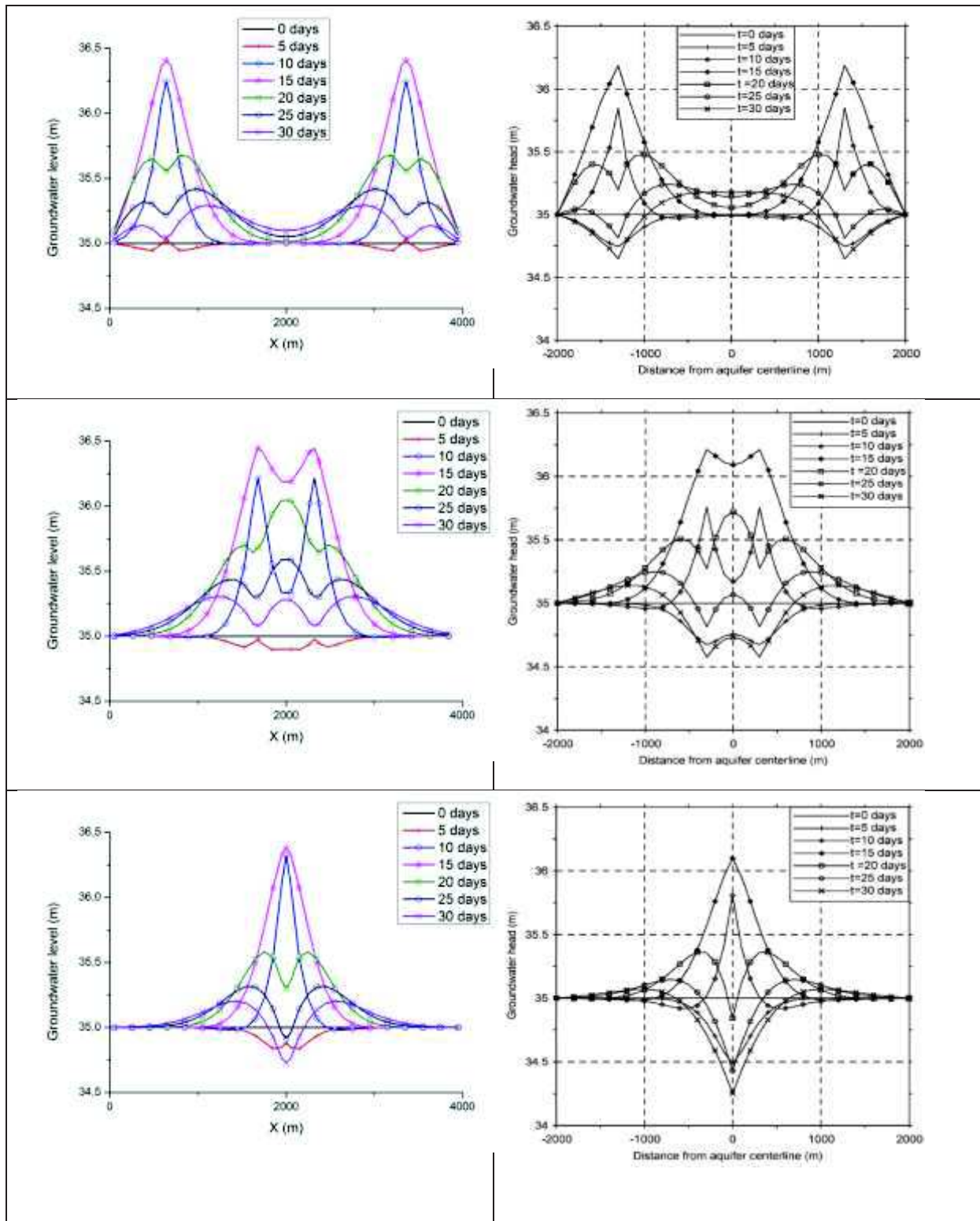


Figure 5.4 : Colonne de gauche : du haut vers le bas, évolutions du niveau de la nappe de la section S1, S2 et S3 du modèle intégré couplé; Colonne de droite : du haut vers le bas, évolutions du niveau de la nappe de la section S1, S2 et S3 de référence (Gunduz et Aral, 2005). Niveau initial de la nappe à 35 m.

5.2. Cas test dit du « livre ouvert » - inter-comparaison avec le modèle CATHY

Le second test sur exemple synthétique utilisé pour la validation du modèle couplé s'inspire d'un exercice de référence présenté dans Kollet and Maxwell (2006), Sulis et al (2011) et Maxwell et al (2014). Il sert ici d'inter-comparaison avec le modèle intégré CATHY (CATCHment HYdrology, Camporese et al, 2010) de dimension Euclidienne non réduite, à savoir tridimensionnel pour le compartiment souterrain, bidimensionnel pour le réseau drainant de surface. L'objectif est de vérifier que le modèle intégré développé pendant ce travail de thèse – appelé dans cette partie VIC (Vertically Integrated Coupled) model - est capable de reproduire des dynamiques proches de celles simulées par CATHY. On essayera également d'expliquer les différences éventuelles au regard des caractéristiques très différentes de conception des deux modèles (différences résumées au tableau 5.1)

	Modèle VIC	CATHY
Surface – Modèle mathématique	Onde diffusive 1D	Onde diffusive 2D
Surface – résolution numérique	Eléments finis implicites 1D	2D "Muskingum-Cunge"
Sub-surface – Modèle mathématique	Equation de Richards	Equation de Richards
Sub-surface – Résolution numérique	Eléments finis mixtes hybrides 2D – Intégration verticale	Eléments finis 3D
Couplage	Flux d'échange du premier ordre	Changement de conditions aux limites
Résolution du couplage	Implicite	Séquentielle, non itérative

Tableau 5.1 : Eléments de comparaison entre le modèle VIC et le modèle CATHY

5.2.1. Géométrie et paramètres

Le cas test dit du « livre ouvert » a été initialement imaginé pour tester et valider des modèles de ruissellement de surface 2D seuls. La géométrie et les paramètres de surface du cas test d'origine ont été conservés pour cette étude. En revanche, un domaine souterrain a été ajouté afin d'introduire des interactions surface/souterrain. Par ailleurs, l'élévation de la

rivière a été abaissée dans cette étude pour empêcher l'apparition de ruissellement de surface 2D par débordement de la rivière. Le domaine résultant est la réunion de deux versants rectangulaires de 800 m de large et de 1000 de long connectés par une rivière de 20 m de long (Fig. 5.5) surplombant un domaine souterrain de 10 m d'épaisseur dont le fond est parallèle à la surface. Notons ici que la description de la rivière est différente dans le deux modèles (Fig. 5.5) puisque la rivière est maillée 2D dans CATHY (la rivière est un ensemble de mailles carrées) alors que la rivière n'est qu'une série de liens 1D connectés au domaine souterrain dans le modèle VIC. Le reste des paramètres du cas test est présenté au Tableau 5.2.

Pente selon x (-)	Pente selon y (-)	Pente lit de rivière (-)	Coefficient de Manning ($s.m^{-1/3}$)	Conductivité à saturation (ms^{-1})
0.05	0.02	0.02	0.2	$1.16 \cdot 10^{-5}$
Porosité (-)	Teneur en eau résiduelle (-)	Emmagasinement spécifique (m^{-1})	Paramètre "Van Genuchten" n	Paramètre "Van Genuchten" α (m^{-1})
0.4	0.08	$5 \cdot 10^{-4}$	2	1

Tableau 5.2 : Paramètres du cas test "livre ouvert"

Les conditions initiales et aux limites sont définies de telle sorte que plusieurs processus de surface puisse se produire pendant la simulation : routage de surface, ré-infiltration, exfiltration de nappe. Le toit de la nappe est donc situé à 2,2 m sous la surface topographique sur l'ensemble du domaine sauf sous la rivière où la nappe est située à 0,2 m. L'ensemble des limites du milieu souterrain est de type flux nul. Un débit de $0,1 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ est injecté dans la cellule haute de la rivière de façon à produire du routage de surface sur un milieu non saturé et ainsi générer de la réinfiltration. Un événement de pluie de durée 5 h est déclenché après 24 h de simulation avec une intensité de pluie de $5 \cdot 10^{-6} \text{ ms}^{-1}$.

Pour les simulations réalisées avec CATHY, le domaine souterrain est discrétisé en utilisant des mailles de 20 m x 20 m et 20 couches superposées. Les mailles carrées de la couche supérieure au droit du tracé de la rivière discrétisent cette dernière (Fig. 5.5) Pour le modèle VIC, le maillage régulier utilisé par CATHY sur la couche de surface est transformé en maillage triangulaire en divisant chacune des mailles carrées en deux triangles. Spécifiquement les mailles rivière de CATHY sont transformées en segments de même

longueur. Le coefficient d'échange dans le modèle VIC est calculé sur la base d'une couche de sédiment de 10 cm d'épaisseur et de conductivité hydraulique à saturation de $1.157 \cdot 10^{-6} \text{ ms}^{-1}$. Par souci de cohérence, cette couche est également introduite dans les simulations CATHY.

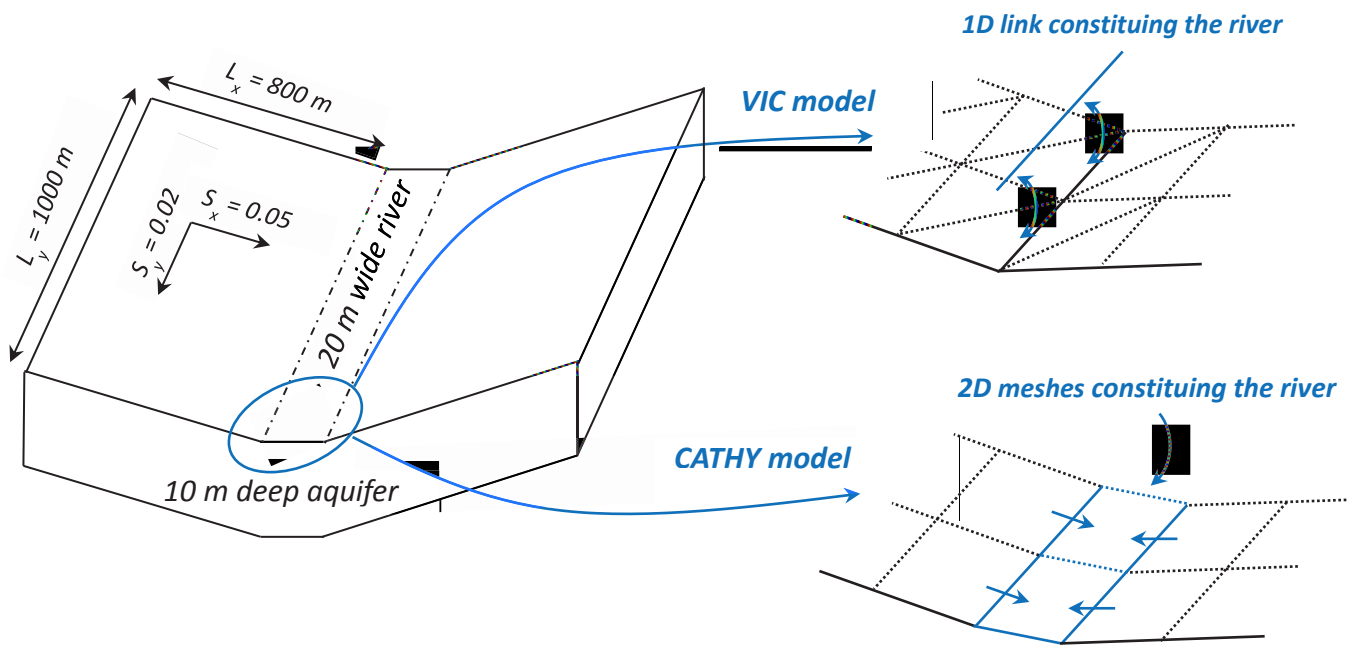


Figure 5.5 : Géométrie du cas test du « livre ouvert » (gauche) – Représentation d'une rivière dans les modèles VIC et CATHY (droite)

5.2.2. Résultats

La figure 5.6 présente l'évolution au cours du temps des débits simulés à l'exutoire du système par les deux modèles. Bien que légèrement différents aux temps courts ($t < 300 \text{ min}$), les débits simulés par les deux modèles sont en bon accord général, notamment lors des variations brutales engendrées par l'événement pluvieux. La différence de réponse aux temps courts est le fait de stratégies de résolution et de couplage différentes qui produisent des comportements différents vis-à-vis du processus de réinfiltration. Dans le modèle VIC, le couplage est réalisé par une loi du premier ordre et la résolution est complètement implicite. Lorsque le ruissellement de surface se déclenche sur une surface non saturée, le débit infiltré est proportionnel à la hauteur d'eau simulée dans la rivière et donc relativement limité. Dans le modèle CATHY, le couplage est réalisé par un changement de condition à la limite le long de la surface topographique et la résolution est séquentielle non-itérative. L'écoulement de surface est résolu en premier puis c'est au tour de l'écoulement souterrain qui utilise alors les hauteurs d'eau calculées par le modèle de surface pour définir les conditions aux limites. Le débit injecté dans la cellule haute de la rivière est donc directement routé jusqu'à l'exutoire

produisant une hauteur d'eau non nulle sur l'ensemble de la rivière. L'ensemble de la masse d'eau de surface est ensuite partiellement infiltrée lors de la résolution des écoulements souterrains. Cette procédure séquentielle engendre des flux infiltrés beaucoup plus importants que la procédure du modèle VIC. La réponse plus rapide du modèle CATHY est donc liée à ce volume infiltré beaucoup plus important sous la rivière qui engendre un débordement de la nappe et donc une réponse en débit plus rapide.

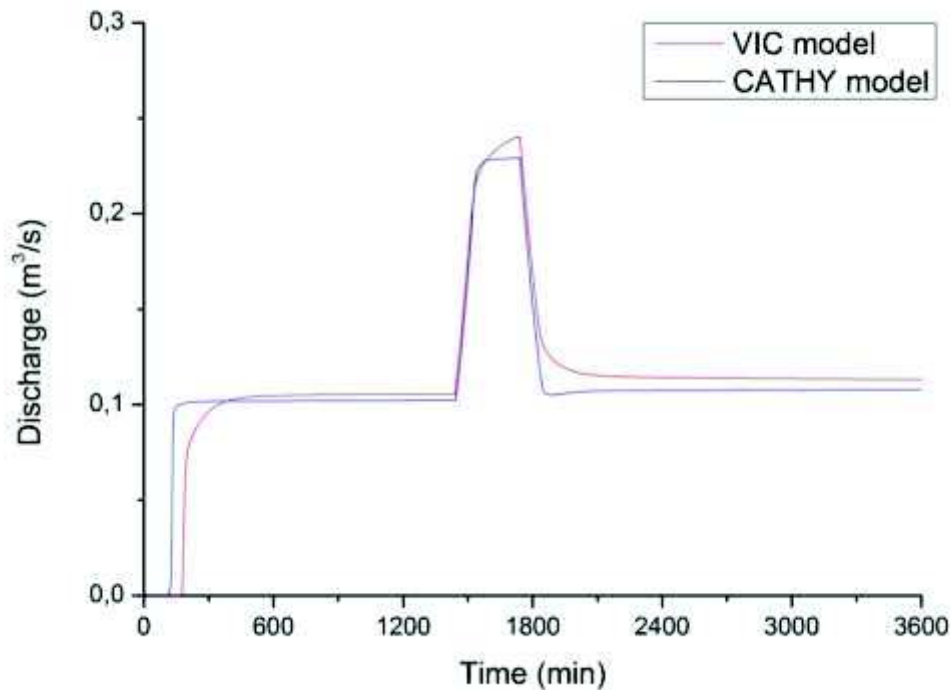


Figure 5.6. Évolutions du débit

La différence entre les deux modèles est également illustrée par la Figure 5.7. Les niveaux piézométriques simulés aux environs de la rivière par CATHY sont légèrement plus hauts que ceux de VIC. Ces niveaux confirment donc que la ré-infiltration sous la rivière est plus importante dans CATHY. La Figure 5.7 montre également qu'en dehors des abords de la rivière les niveaux piézométriques calculés par les deux modèles sont très proches avec des gradients qui correspondent aux directions de plus grande pente et des écoulements qui convergent vers la rivière.

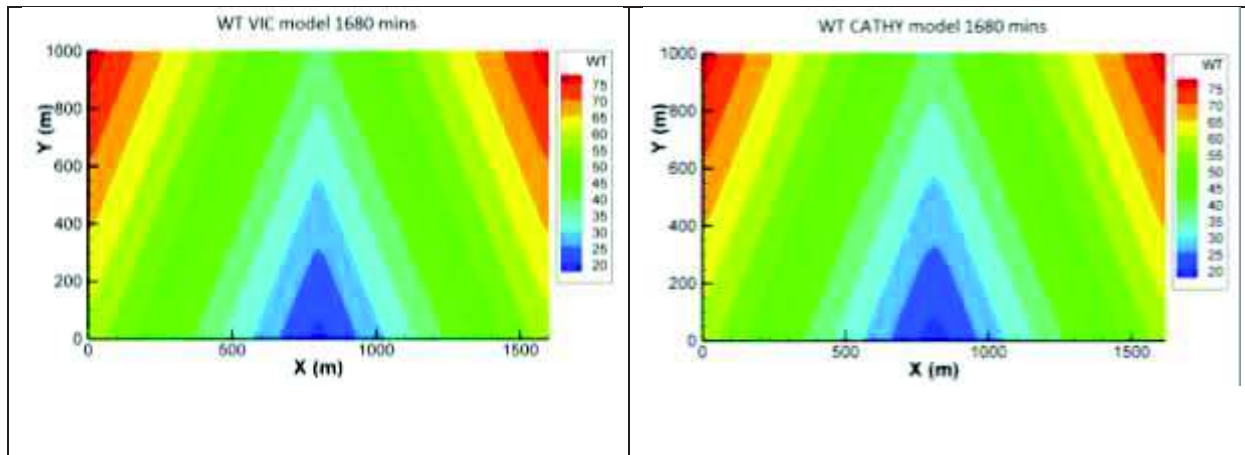


Figure 5.7 : Comparaison des niveaux piézométriques entre le modèle VIC et CATHY à t=1680 min

La figure 5.8 présente l'évolution au cours du temps des niveaux piézométriques au milieu d'un versant (point de coordonnées (400,400)), ainsi qu'un profil vertical de saturation après 1680 minutes (28 heures) de simulation. Alors que les hydrogrammes à l'exutoire du système sont très proches entre les deux modèles (Fig. 5.6), les niveaux piézométriques simulés avec le modèle VIC montrent des évolutions beaucoup plus rapides que ceux simulés avec CATHY. De fait, ne sont pas pris en compte dans VIC les écoulements verticaux et l'emménagement dans la zone non saturée qui ralentit la mise à l'équilibre hydrostatique des pressions capillaires (équilibre hydrostatique instantané dans VIC). Le niveau piézométrique calculé dans VIC augmente instantanément quand on impose une pluie à la surface du sol. Cette même pluie est stockée puis transférée dans la zone non saturée dans le modèle CATHY. Cette différence majeure entre les deux modèles est confirmée par le profil de saturation présenté Figure 5.8. L'événement pluvieux produit pour CATHY un profil de saturation classique présentant une saturation forte proche de la surface et un front d'infiltration assez marqué. Ce front n'est pas visible dans le modèle VIC puisque l'hypothèse de base est que le profil de pression est toujours à l'équilibre hydrostatique. Néanmoins, la différence la plus importante dans les niveaux piézométriques est de 0.5 m, ce qui est plutôt raisonnable compte tenu de l'épaisseur totale de l'aquifère qui est de 10 mètres et de l'interpolation qui a été réalisée pour calculer les niveaux piézométriques dans CATHY. Notons que cette différence maximale de 0.5 m n'a pas de raison de changer si la nappe était beaucoup plus épaisse, puisque le fait provient du comportement simulé de la zone non saturée. En conséquence, les résultats de VIC sont plutôt convaincants pour une approche qui réduit fortement la complexité du modèle et les temps de calcul. En fin de simulation, c'est-à-dire pour des régimes d'écoulement moins fortement transitoire, les deux modèles

tendent vers les mêmes résultats, confirmant ainsi que VIC peut être un outil simplifié mais néanmoins pertinent pour l'analyse des problématiques d'écoulement et de ressources hydriques sur les bassins versants.

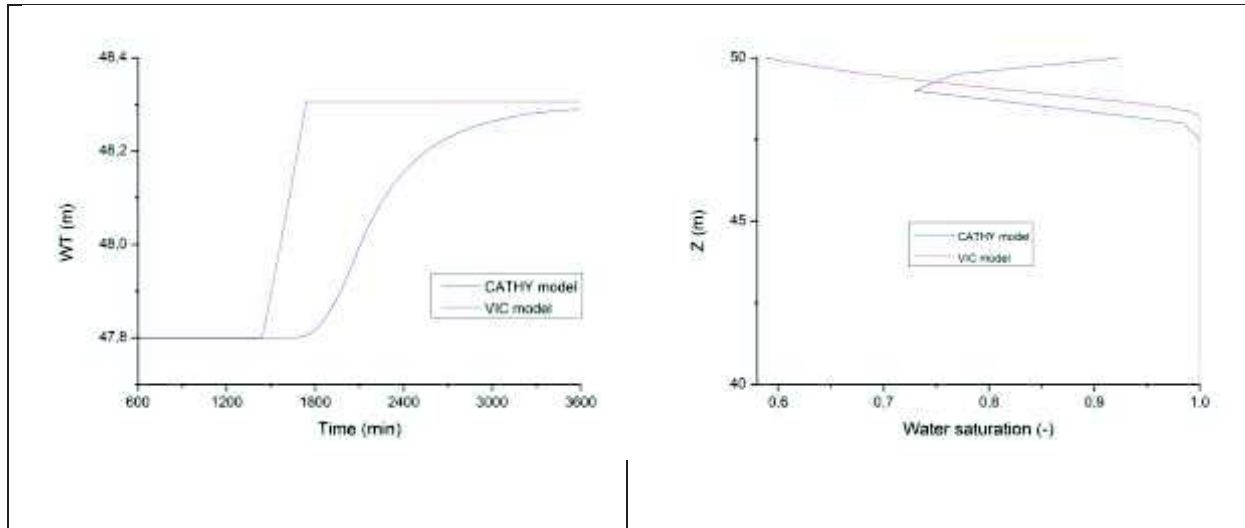


Figure 5.8 : Évolution de la charge hydraulique avec le temps (gauche) et profil de saturation en eau (droite) au point de coordonnées (400,400)

5.3. Cas test « Strengbach » - topographie réelle

Le troisième et dernier cas test présenté dans ce chapitre a pour objectif d'évaluer la capacité du modèle à traiter de géométries complexes et notamment fortement pentues, à l'origine d'écoulement fortement transitoires dominés par les effets gravitaires. Des simulations ont donc été réalisées sur un domaine dont la surface topographique est celle d'un petit bassin versant réel, en l'occurrence ici, celui du Strengbach (Vosges). Le test ne cherche pas à réaliser un exercice de calibration-validation classique mais plutôt d'estimer de façon qualitative si le modèle donne des résultats en adéquation avec la physique connue du bassin. L'exercice de calibration-validation suppose l'amélioration du modèle existant (introduction d'une couche de ruissellement 2D, prise en compte de l'évapotranspiration) et sera réalisé ultérieurement. Il suppose également que l'on puisse disposer d'une approche plus conventionnelle, à dimension non réduite, qui puisse être raisonnablement calculable. En effet une forte pente du bassin versant engendrera sur un maillage 3-D de fortes contraintes, en particulier lorsque le maillage empile des couches de prismes droits qui devraient être nombreuses (ou épaisses) sur les secteurs de crêtes et moins nombreuses (ou fines) sur les

secteurs de bas-fonds. Des calculs non discutés ici et tentés avec CATHY se sont révélés infructueux sauf à raffiner outrancièrement la discrétisation. De multiples problèmes de convergence des calculs et des oscillations non-physique de la variable d'état montrent que CATHY (et tous les autres modèles "complets" dont nous avons connaissance) n'est pas adapté à cette géométrie pentue. Bien évidemment VIC, en intégrant le compartiment souterrain sur la normale au mur de la nappe, ne fait que manipuler une surface 2D déformée, facile à mailler quel que soit sa déformation. On teste ici si cette déformation - sans conséquence sur la discrétisation et les vitesses de calcul - est susceptible ou non d'engendrer des problèmes numériques et/ou des résultats dont le sens physique est discutable.

5.3.1. Présentation du bassin versant du Strengbach

Le bassin versant de recherche du Strengbach - Observatoire Hydro Géo chimique de l'Environnement (OHGE) se situe à 60 km au Sud-Ouest de Strasbourg, sur le versant alsacien des Vosges (Haut-Rhin). C'est un petit bassin avec une superficie de 80 ha qui est étudié depuis une trentaine d'années. Il présente des altitudes variant entre 883 m (à l'exutoire) et 1146 m (le Hirzberg au Sud) et une pente moyenne de 15° (Figure 5.9). En dépit du qualificatif partiellement "Hydro" donné à cet observatoire, très peu de données hydrologiques et hydrogéologiques sont susceptibles de documenter avec une bonne résolution spatiale et temporelle le fonctionnement hydrodynamique du système. On ne peut donc pas confronter les sorties du modèle VIC à de l'observation sans prendre le risque d'interpréter les éventuelles différences, ne sachant pas si elles sont le fait de déficiences du modèle ou de données peu significatives.

Le bassin repose sur un substrat granitique plus ou moins altéré et fracturé, et recouvert d'une arène granitique riche en sables grossiers et en blocs. Les sols présentent sur l'ensemble du bassin des propriétés très variables. Le bassin est soumis à un climat tempéré océanique montagnard (climat frais et humide). Le régime de vent d'Ouest dominant apporte en moyenne 1320 mm de pluie par an (moyenne sur la période 1986-1999, Mouginot, 2000). Avril et août sont les mois les plus secs alors que les mois les plus humides sont mars, juillet et décembre. De 1986 à 1999, la neige représente 18,3% des précipitations annuelles et la durée d'enneigement du bassin peut atteindre 5 à 6 mois - d'octobre à avril-mai. L'ETP moyenne annuelle est de 552 mm. Ruisseau principal du bassin versant, le Strengbach coule sur environ 850 mètres de longueur entre la (les) source(s) et l'exutoire. Le bassin versant du Strengbach est recouvert de végétation sur 96,5 % de sa surface, cette même surface étant

occupée à 98% par la forêt (résineux, 80% hêtres, 20%; Gaumel, 2004) Deux stations météorologiques PA et PB et d'autres points d'observation fournissent des données de précipitation ou sont des lieux d'échantillonnage de pluvio-lessivats (Fig. 5.9).

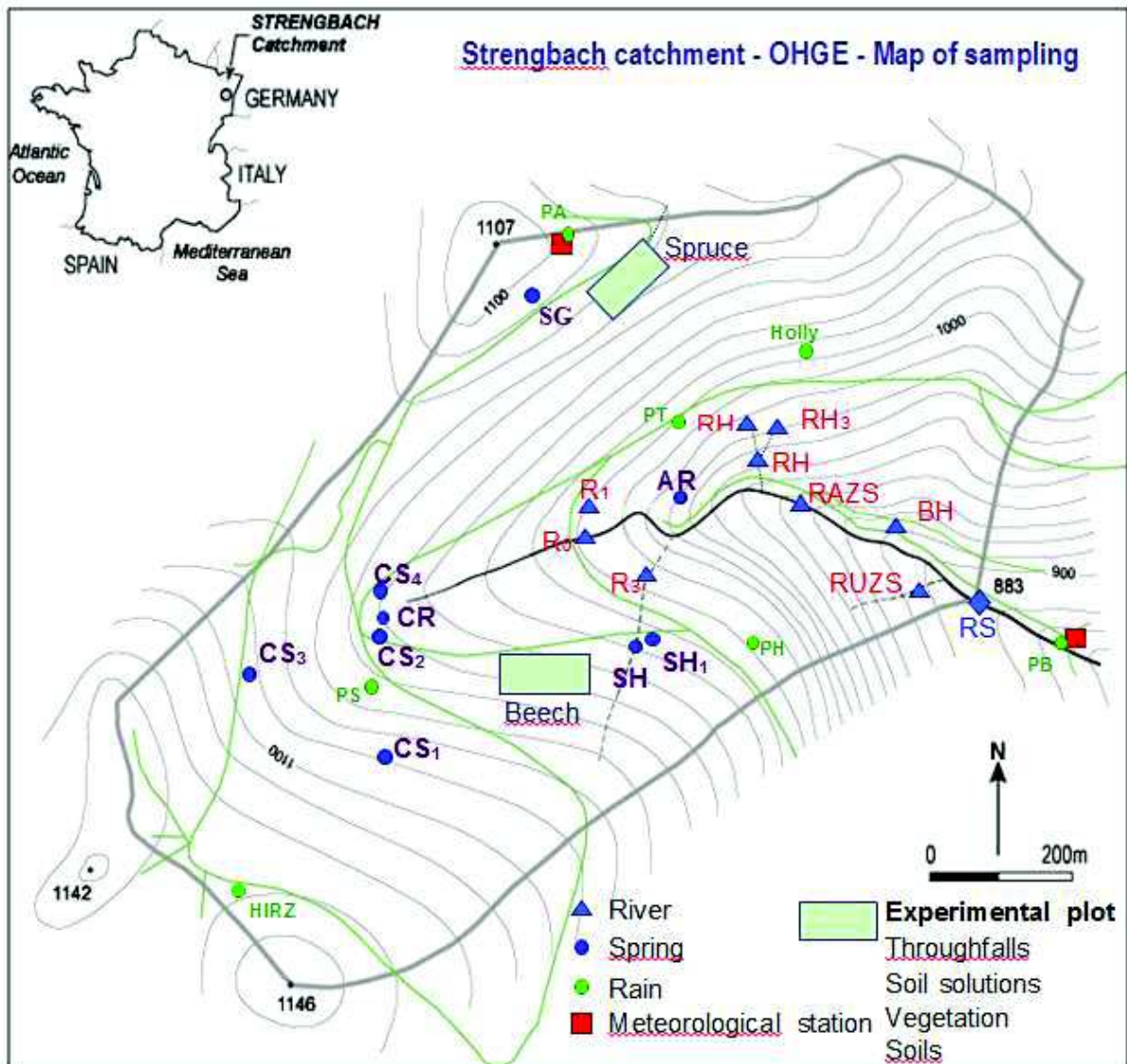


Figure 5.9 : Bassin versant de Strengbach

5.3.2. Construction du maillage/paramétrisation

La construction du modèle topographique de Strengbach a nécessité l'emploi du mailleur Gmsh et la réalisation des étapes suivantes:

- Détermination des points de contrôle de la ligne de crêtes à partir des données LiDAR topographiques.
- Création du fichier source (.geo) pour le mailleur en présentant les points de contrôle de la ligne de crêtes (2D sans données topographiques).

- Création d'un premier fichier maillage (.msh) représentant les limites du bassin versant et une surface topographique 2D simplifiée (et donc non réelle).
- Introduction des données LIDAR dans le fichier .msh précédemment cité pour créer le modèle topographique destiné à la simulation.

Les sommets et l'exutoire sont identifiés sur la carte des données LiDAR (Fig.5.10). D'autres points de contrôle de la ligne de crêtes sont ensuite sélectionnés en suivant le sens de la pente. Les branches de la rivière sont aussi identifiées et notées par des points de contrôle. La ligne de crêtes construite comporte 28 points de contrôle, la rivière contient 40 points de contrôle. Il est difficile d'organiser les données et de les mettre en forme pour le maillage en respectant les règles pour les fichiers sources (.geo). Un bassin complexe au niveau de la forme de crêtes demandera encore plus de points, un code dédié à la génération du fichier source a donc été créé. À l'aide de ce fichier, le bassin est présenté en 2D et discrétisé avec Gmsh (Fig. 5.11). Les éléments monodimensionnels de la rivière sont créés en même temps et couplés avec les arrêtes des éléments bidimensionnels se trouvant aux mêmes endroits.

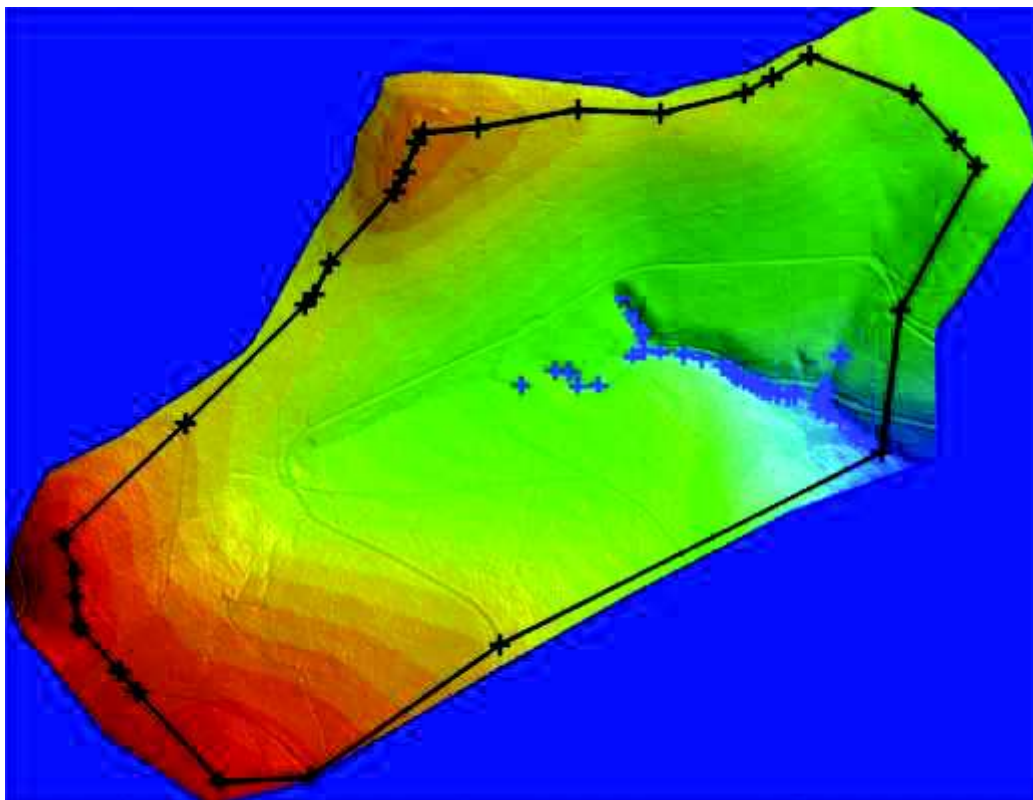


Figure 5.10 : Carte LiDAR et points de contrôle

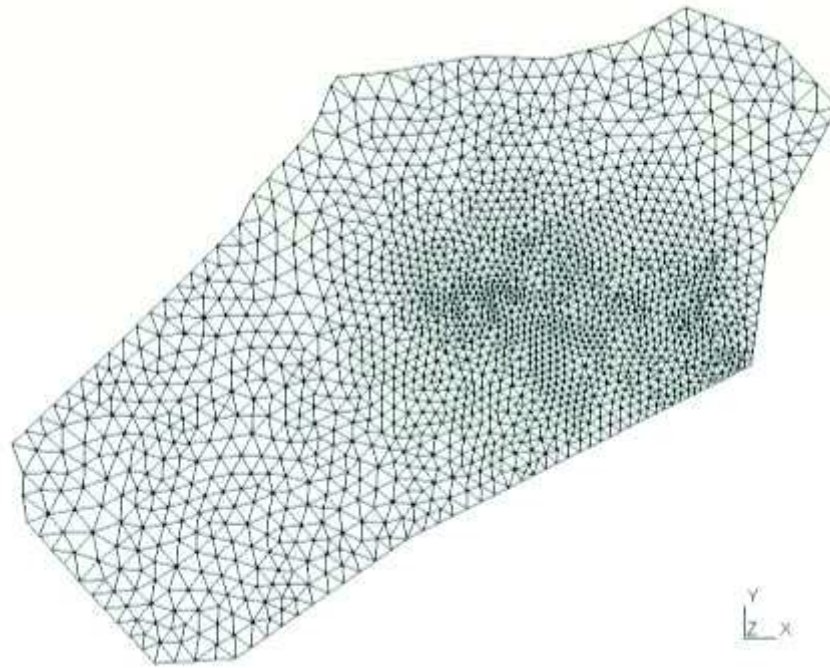


Figure 5.11 : Discretisation GMSH de la surface du bassin versant

Les altitudes des nœuds sont calculées à l'aide de la valeur moyenne des données les plus proches de la carte LiDAR. On obtient ainsi un maillage représentant la surface du bassin versant (Fig.5.12). Le maillage bidimensionnel comporte 1692 nœuds, 3788 éléments et 5749 arêtes ; la rivière est représentée en trois branches et 73 nœuds. La résolution spatiale des éléments bidimensionnels autour de la rivière est plus fine pour améliorer la simulation des échanges surface/souterrain.

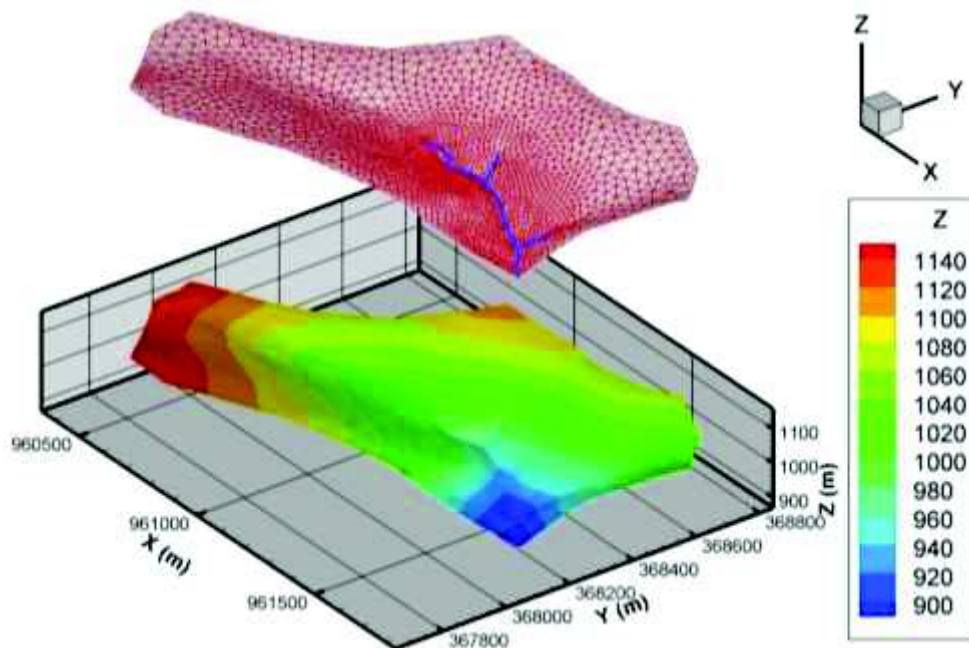


Figure 5.12 : Maillage et topographie de Strengbach

L'épaisseur (fictive) de l'aquifère est fixée à 8 mètres sur l'ensemble du bassin versant. La conductivité hydraulique à saturation et le coefficient d'emménagement sont uniformes et égaux respectivement à 10^{-4} ms^{-1} et 10^{-8} m^{-1} . Les paramètres pour la zone non saturée sont les suivants : porosité de 0.1, teneur en eau résiduelle 0.01, paramètre n de Van Genuchten 1 m^{-1} et paramètre α de Van Genuchten 1.5. On suppose que la rivière fait 1 m de large, 1 m de profondeur et que son fond est recouvert d'une couche de 5 cm de sédiments fins de conductivité $1.2 \times 10^{-5} \text{ ms}^{-1}$. Le coefficient de Manning est constant et vaut $0.15 \text{ sm}^{-1/3}$. La simulation présentée reproduit une simple étape de drainage gravitaire du bassin. L'état initial est le suivant : la rivière est sèche et la profondeur du toit de la nappe varie linéairement entre 7,9 m pour les parties les plus hautes du bassin et 4 m pour les plus basses.

5.3.3. Résultats

La figure 5.13 présente les niveaux piézométriques dans l'aquifère à quatre temps de simulation : 12, 48, 84 et 120 heures. Les valeurs affichées correspondent à la profondeur du toit de la nappe par rapport à la surface topographique. Sous l'effet de la gravité, les niveaux sur les parties hautes du bassin diminuent alors qu'ils augmentent dans les zones de basse topographie. Il semble que le drainage de l'aquifère est bien décrit dans le temps et dans l'espace. Les zones élevées s'assèchent alors que les vallées – et plus spécifiquement celles du réseau rivière – drainent le système et génèrent des niveaux de nappe très proches de la surface topographique.

A l'exutoire, l'hydrogramme (Figure 5.14) présente une évolution classique avec un profil convexe, une augmentation rapide du débit dans les 24 premières heures et une récession quasi linéaire en fin de simulation. Les évolutions de hauteurs d'eau dans le réseau de rivière (Figure 5.15) présentent des profils plus chaotiques, notamment à cause des variations de pentes le long du réseau et des flux d'échanges entre l'aquifère et la rivière (Figure 5.16). Les courbes de la Figure 5.15 montrent également que l'eau a tendance à s'accumuler en aval. La hauteur d'eau dans la rivière atteint une valeur maximale de 13 cm proche de l'exutoire alors qu'elle est limitée à 3 cm en amont. Comme attendu au regard des évolutions des niveaux de nappe et de débit, après une rapide augmentation pendant les premières 48 heures, les hauteurs d'eau diminuent progressivement dans la phase de récession. Les flux d'échange entre l'aquifère et la rivière (Figure 5.16) montrent de grandes variations en lien avec les propriétés locales, quand bien même la plupart des échanges se fassent de la nappe vers la

rivière. Cette grande variabilité confirme la nécessité d'utiliser des maillages adaptés avec des degrés de raffinement élevés dans les zones hydrologiquement actives.

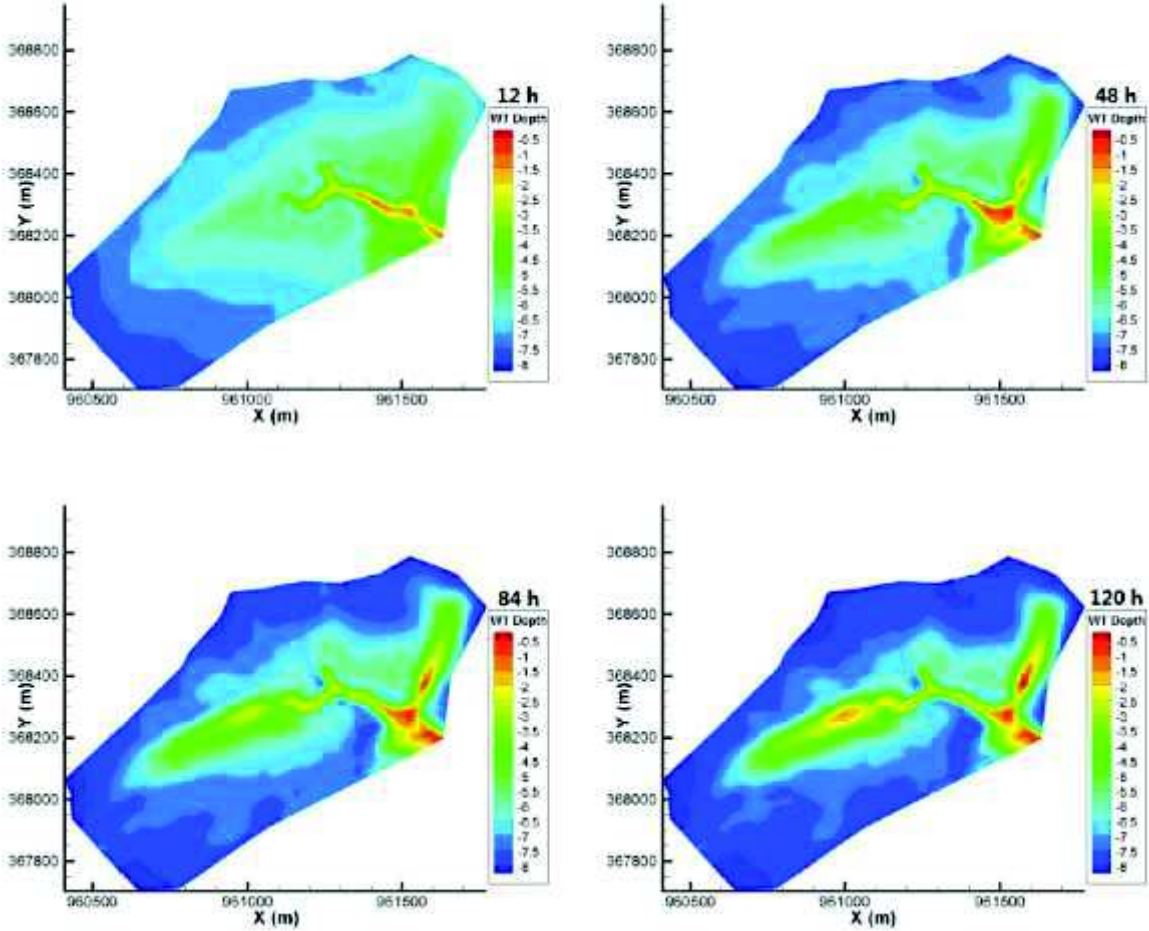


Figure 5.13 : Évolution des charges dans l'aquifère

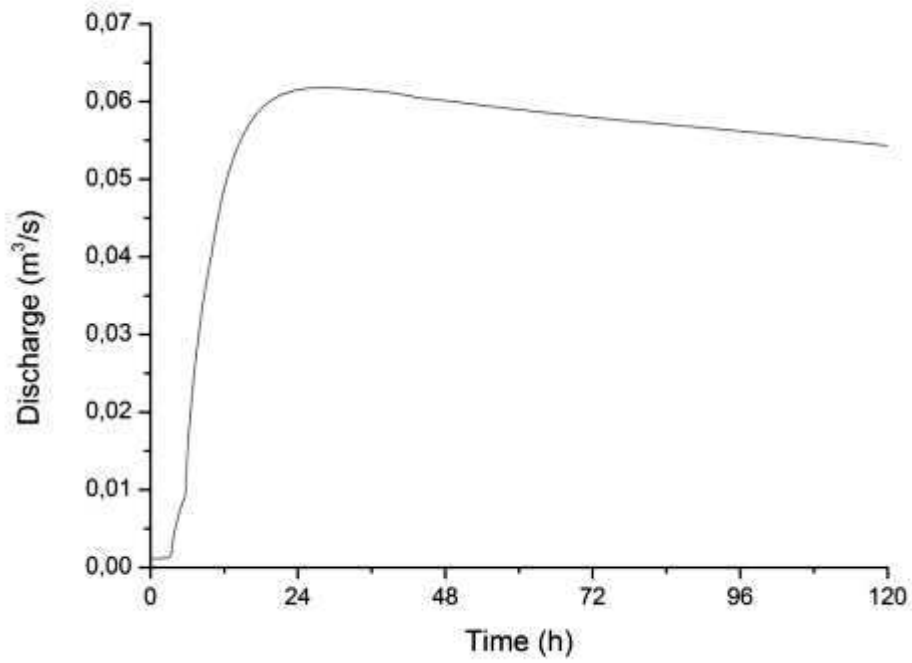


Figure 5.14 : Évolution du débit

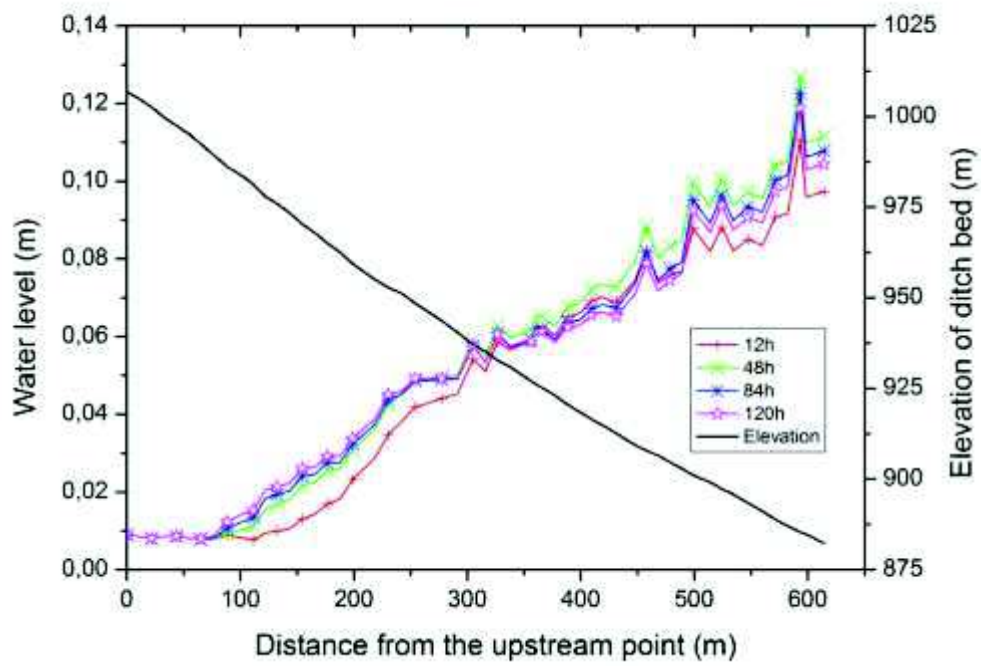


Figure 5.15 : Évolution du niveau d'eau au long de la branche principale

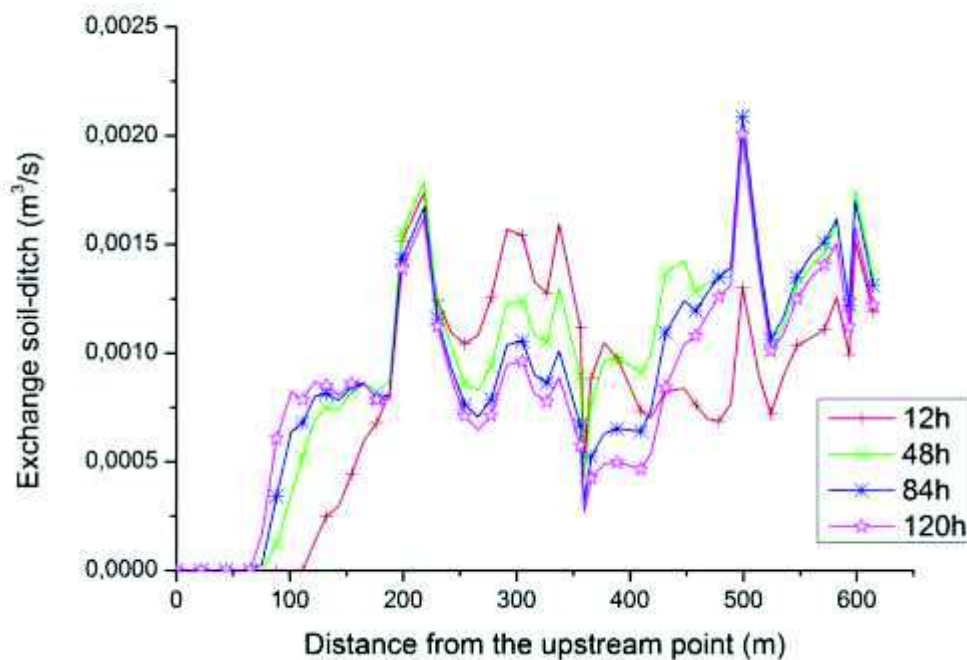


Figure 5.16 : Évolution des flux d'échange au long de la branche principale

5.4. Conclusion et résumé

Le modèle couplé développé pendant ce travail de thèse est validé en utilisant trois cas tests synthétiques. Le premier issu de la littérature démontre la capacité du modèle à bien décrire les interactions surface/souterrain. Les résultats produits sont en accord avec ceux présentés par Gunduz and Aral (2005) et permettent de mettre en avant l'influence de la représentation de la zone non saturée dans la dynamique de stockage/transfert dans le milieu souterrain. Le second test sert d'exercice d'inter-comparaison avec un modèle complet en dimensionnalité et faisant office de référence. L'exercice d'inter-comparaison démontre la pertinence de l'approche choisie puisque les résultats produits par les deux modèles sont encore une fois en bon accord. Le modèle s'appuyant sur un compartiment souterrain à dimension euclidienne réduite semble donc un outil moins lourd mais de bonne précision pour de futures analyses du comportement hydrodynamique des bassins versants. Le dernier cas test s'appuie sur une géométrie complexe issue d'un bassin versant réel. Les résultats démontrent de façon qualitative que l'approche implémentée permet de décrire de façon générale les processus de transferts à l'échelle d'un bassin versant.

Récapitulatif et principales conclusions

La dynamique des bassins versants fait l'objet d'études nombreuses et multi-facettes compte tenu de nombreux facteurs géologiques, géomorphologiques, pédologiques et climatiques pesant sur la réponse des systèmes hydrologiques. De manière générale, la compréhension de la réponse des systèmes naturels aux forçages climatiques n'est pas encore complètement déterminée, en particulier s'il s'agit de travailler aux échelles intermédiaires du paysage où mécanismes et processus de transfert de masse et d'énergie ne peuvent être assimilés à de simples fonctions paramétriques. Spécifiquement, concernant la dynamique hydrique des bassins versants, s'ajoutent des considérations pragmatiques sur la ressource en eau, son usage et son devenir. La détermination et la prédiction des flux d'eau dans ces systèmes est un préalable indispensable à des études interdisciplinaires sur la qualité de l'eau, sur l'évolution géomorphologiques des cours d'eau ou sur l'impact des activités humaines vis-à-vis de l'évolution écologique de ces systèmes. Dans ce contexte, la modélisation hydrologique devient un outil pertinent d'étude et de compréhension du fonctionnement des bassins versants et de leurs réponses à divers forçages. Les modèles hydrologiques dits "intégrés" semblent aujourd'hui les outils les plus prometteurs en raison de leur capacité à dépasser l'établissement de simples bilans et à décrire la réponse des systèmes en terme de processus physiques.

Le point de départ de ce travail de thèse est lié au constat que la plupart des modèles hydrologiques intégrés présentés dans la littérature s'appuie sur l'équation de Richards tridimensionnelle pour décrire les écoulements dans le domaine souterrain. L'usage de cette équation peut se révéler ardu pour plusieurs raisons. L'équation de Richards est hautement non-linéaire et sa résolution nécessite l'utilisation de discrétisations spatiales et temporelles qui ne sont pas toujours compatibles avec les contraintes physiques et numériques du problème traité. Par ailleurs, la paramétrisation de cette équation est souvent prohibitive compte tenu de la forte hétérogénéité des paramètres à renseigner et du manque d'information mesurée disponible. En conséquence, l'objectif de ce travail de thèse a été de développer et de tester une approche de modélisation intégrée plus simple, qui s'affranchit en partie des problèmes mentionnés plus haut mais qui conserve le sens et la cohérence physiques nécessaires à la description des processus de transferts dans les bassins versants.

Le modèle développé

L'idée de base de l'approche de modélisation proposée dans ce travail a été de développer les concepts puis la forme mathématique et numérique d'un modèle « à dimension réduite » pour la description des processus d'écoulement souterrain. Par dimension réduite, on entend un modèle qui représente les écoulements tridimensionnels par une équation bidimensionnelle, plus simple à résoudre et à paramétrer. Cette équation est obtenue par une intégration de l'équation de Richards 3D dans une direction perpendiculaire au mur imperméable de l'aquifère. Cette procédure permet d'obtenir des paramètres hydrodynamiques "agrégés" – i.e. une transmissivité et un coefficient d'emmagasinement – qui englobent les caractéristiques conductrices et capacitatives de la zone saturée et de la zone non saturée dans un même continuum. Cette agrégation est le fruit d'un traitement mathématique rigoureux des paramètres locaux et non l'adjonction empirique à un modèle de grandeurs rapportées. De principe, l'agrégation des propriétés hydrodynamiques réduit la paramétrisation du modèle, mais le travail proposé ne dit pas si la description de l'hétérogénéité locale du milieu peut être simplifiée. A ce stade, on pressent que des milieux homogènes équivalents sur la direction d'intégration des écoulements pourraient être suffisants. Le fait n'est pas démontré néanmoins.

Le modèle souterrain est ensuite couplé à un modèle d'écoulement en rivière spécifiquement développé dans le cadre de cette thèse. Ce modèle de surface s'appuie sur l'équation de l'onde diffusive pour décrire les processus d'écoulement dans des rivières ramifiées. Ces dernières sont représentées par un réseau connecté (et ramifié) de liens monodimensionnels. Là encore, l'objectif de réduction de dimension du modèle pour un calcul plus aisé est une motivation forte aux simplifications proposées. Le couplage surface/souterrain est réalisé en utilisant une technique dite du premier ordre – i.e. en imposant un flux d'échange entre les domaines de surface et souterrain proportionnel au gradient de pression entre les deux domaines. Le système couplé surface/souterrain est résolu de façon complètement implicite par des techniques numériques analogues à celles classiquement utilisées pour la résolution de l'équation de Richards. Ce choix technique est arbitraire. Il a le mérite de traiter les deux compartiments d'un bassin versant sans a priori sur le degré de résolution nécessaire à l'un ou l'autre compartiment pour une bonne restitution de la dynamique des flux. Néanmoins, on peut (il faudra) envisager des formes de résolution séquentielles, notamment parce que les temps caractéristiques des écoulements de surface et souterrains peuvent différer de plusieurs ordre de grandeurs en fonction de la géométrie du bassin versant et des conditions de forçage.

Vérification et validation de l'approche

Le second volet du travail a consisté à vérifier la qualité du modèle à dimension réduite en testant dans un premier temps les compartiments de surface et souterrain de façon séparée puis en vérifiant ensuite la pertinence du couplage au premier ordre. Le modèle de surface a été validé en utilisant un jeu de données réelles (i.e. expérience d'Iwagaki) et des cas tests synthétiques. L'emploi de cas tests synthétiques a permis notamment de vérifier la capacité du modèle à décrire correctement les ramifications, à savoir, le bon comportement en termes de hauteurs d'eau et de flux sur convergences et divergences dans les réseaux de rivière. Le modèle souterrain à dimension réduite a été qualifié par comparaison avec des modèle de référence largement testés par ailleurs et résolvant l'équation de Richards. L'inter-comparaison sur des cas tests synthétiques 2D présentant différents degrés d'hétérogénéité a démontré la pertinence de l'approche choisie avec des écarts maximaux de 5 % environ sur les hauteurs de nappe et les flux simulés. En général, le modèle souterrain intégré sur la verticale, quels que soient le niveau et la forme de l'hétérogénéité se révèle légèrement moins rapide et légèrement moins diffusif qu'une approche complète. Le fait est attribué à l'hypothèse d'un équilibre hydrostatique instantané de la zone non saturée du modèle intégré. Il faudra à l'usage, envisager d'autres formes de profil des pressions capillaires et l'imposition d'une cinétique a priori postulée sur l'acquisition temporelle du profil.

Le modèle sous sa forme couplée surface/souterrain a été également été validé sur le cas test de Gunduz et Aral (2005). Puis, une inter-comparaison avec un modèle intégré tridimensionnel faisant référence dans la littérature (CATHY - CATchment HYdrology) a été réalisée. Les résultats démontrent que l'approche implémentée dans ce travail de thèse est cohérente et permet de décrire les processus d'écoulements et le couplage entre les domaines de surface et souterrain. Le modèle couplé à dimension réduite a finalement été testé sur un cas test semi-synthétique pour lequel la topographie représenté est celle, très contraignante, d'un bassin versant réel de moyenne montagne (Strengbach Vosges). Le bassin versant présente des pentes très fortes (en moyenne 30%) qui font prédominer les effets gravitaires sur les écoulements mais également génère des contraintes de discrétisation très fortes si une modélisation tridimensionnelle devait être envisagée. Le modèle intégré n'est pas assujéti à ces contraintes puisqu'il ne fait que manipuler une surface bidimensionnelle déformée où chaque élément de la surface dispose de son propre vecteur "gravité" continu d'un élément à l'autre. Les premiers résultats laissent penser que le modèle à dimension réduite est bien capable de s'accommoder des processus de transferts dans une géométrie complexe.

Perspectives

Le modèle développé dans le cadre de cette thèse permet de décrire les processus de transferts dans le milieu souterrain et dans un réseau de surface représentant le drainage des rivières et autres fossés. Une des limites principales de l'approche réside dans la non-représentation du ruissellement de surface bidimensionnel qui peut, par exemple, se produire sur des surfaces saturées. L'introduction d'une nouvelle couche permettant la description de ce processus est contingente à la simulation du comportement de bassins versants de plaine pour lesquels le ruissellement sur surface saturée peut devenir dans de rares occasions, mais liées aux extrêmes météorologiques, un processus dominant. Une autre évolution possible du modèle se devrait de regarder en direction de l'atmosphère avec le développement d'un modèle ou d'une interface permettant un calcul "propre" d'une évapotranspiration distribuée à l'échelle du bassin versant. Une fois cette interface implémentée, la question du conditionnement par des données de télédétection pourra être abordée. La modélisation des processus de transferts de masse dans le cadre de modélisation à dimension réduite représente également un questionnement très intéressant. Une étude approfondie doit être menée pour déterminer si le modèle souterrain à dimension réduite est capable de bien décrire les processus de transport. Cette étape est indispensable pour pouvoir appliquer le modèle avec l'objectif de déterminer des temps de transferts/de résidence à l'échelle du bassin versant et ainsi pouvoir envisager un couplage ou a minima une comparaison avec des modèles géochimiques.

Bibliographie

Abbott MB, Bathurst JC, Cunge JA, O'Connell PE, Rasmussen J, 1986. An introduction to the European Hydrological System - Système Hydrologique Européen, "SHE", 2 : Structure of a physically based, distributed modelling system. *J. Hydrol.* 87, 61-77.

Abdul AS, Gillham RW, 1984. Laboratory studies of the effects of the capillary fringe on streamflow generation. *Water Resour. Res.* 20(6), 691–698.

An H, Yu S, 2014. Finite volume integrated surface-subsurface flow modeling on nonorthogonal grids. *Water Resour. Res.* 50, 2312–2328. doi:10.1002/2013WR013828.

Anderson MG, Burt TP, 1978. The role of topography in controlling through flow generation. *Earth Surf Processes.* 3, 331-44. doi: 10.1002/esp.3290030402.

Aubert D, Probst A, Stille P, Viville D, 2002. Evidence of hydrological control of Sr behaviour in stream water (Strengbach catchment, Vosges mountains, France). *Appl Geochem.* 17(3), 285-300. doi: 10.1016/S0883-2927(01)00080-4.

Bear J, 1972. *Dynamics of fluids in porous media*, American Elsevier, New York.

Belfort B, Ramasomanana F, Younes A, Lehmann F, 2009. An efficient Lumped Mixed Hybrid Finite Element formulation for variably saturated groundwater flow. *Vadose Zone J.* 8, 352-362. <http://dx.doi.org/10.2136/vzj2008.0108>.

Beven JB, 2001. *Rainfall-Runoff modelling The Primer*, Wiley, New York.

Boussinesq J, 1877. Essai sur la théorie des eaux courantes. *Mem. Acad. Sci. Inst. Fr.*, 23(1), 252–260.

Broda S, Larocque M, Paniconi C, and Haitjema H, 2012. A lowdimensional hillslope-based catchment model for layered groundwater flow. *Hydrol. Process.* 26(18), 2814–2826. doi:10.1002/hyp.8319.

Brooks RH, Corey AT, 1964. Hydraulic properties of porous media. *Hydrol. Pap., Colo State Univ., Fort Collins* 3, 27.

Brutsaert W, 1994. The unit reponse of groundwater outflow from a hillslope. *Water Resour. Res.* 30, 2759– 2763.

Camporese M, Paniconi C, Putti M, Orlandini S, 2010. Surface-subsurface flow modeling with path-based runoff routing, boundary condition-based coupling, and assimilation of multisource observation data. *Water Resour. Res.* 46,W02512.

Cappus P, 1960. Bassin expérimental d'Alrance : étude des lois de l'écoulement. Application au calcul et à la prévision des débits. *La Houille Blanche* A, 493-514.

Cloke HL, Anderson MG, McDonnell JJ, Renaud JP, 2006. Using numerical modelling to evaluate the capillary fringe groundwater ridging hypothesis of streamflow generation. *J Hydrol.* 316(1-4), 141-62. doi: 10.1016/j.jhydrol.2005.04.017.

Duffy C, 1996. A two-state integral-balance model for soil moisture and groundwater dynamics in complex terrain. *Water Resour. Res.* 32, 2421– 2434.

Dunne T, Black RD, 1970. Partial Area Contributions to Storm Runoff in a Small New England Watershed. *Water Resour. Res.* 6, 1296-1311.

Dunne T, Zhang W, Aubry BF, 1991. Effects of rainfall, vegetation, and microtopography on infiltration and runoff. *Water Resour Res.* 27(9), 2271-85. doi: 10.1029/91WR01585.

Fiori A, Romanelli M, Cavalli DJ, Russo D, 2007. Numerical experiments of streamflow generation in steep catchments. *J Hydrol.* 339(3-4), 183-92.
doi:10.1016/j.jhydrol.2007.03.014.

Ebel BA, Loague K, 2006. Physics-based hydrologic-response simulation: Seeing through the fog of equifinality. *Hydrol Processes.* 20(13), 2887-2900. doi:10.1002/hyp.6388.

Ebel BA, Loague K, Montgomery DR, Dietrich WE, 2008. Physics-based continuous simulation of long-term near-surface hydrologic response for the Coos Bay experimental catchment. *Water Resources Research* 44(7), W07417.

Freer JE, McDonnell JJ, Beven K, Peters NE, Burns DA, Hooper RP, Aulenbach BT, Kendall C, 2002. The role of bedrock topography on subsurface stormflow. *Water Resour Res.* 38(12), doi:10.1029/2001WR000872.

Freeze RA, Harlan RL, 1969. Blue-print for a physically-based digitally simulated hydrologic response model. *J. Hydrol.* 9, 237–258.

Freeze RA, 1972. Role of subsurface flow in generating surface runoff 1. Base flow contributions to channel flow. *Water Resour. Res.* 8 (3), 609–623.

Frei S, Lischeid G, Fleckenstein JH, 2010. Effects of microtopography on surface-subsurface exchange and runoff generation in a virtual riparian wetland: A modeling study. *Adv Water Resour.* 33(11), 1388-1401. doi:10.1016/j.advwatres.2010.07.006.

Furman A, 2008. Modeling coupled surface-subsurface flow processes: a review. *Vadose Zone J.* 7(2), 741-56. doi: 10.2136/vzj2007.0065.

Goderniaux P, Brouyere S, Fowler HJ, Blekinsop S, Therrien R, Orban P, Dassargues A, 2009. Large scale surface-subsurface hydrological model to assess climate change impacts on groundwater reserves. *J Hydrol.* 373, 122-138. doi:j.jhydrol.2009.04.017.

Govindaraju RS, Kavvas ML, 1991. Dynamics of Moving Boundary Overland Flows Over Infiltrating Surfaces at Hillslopes, *Water Resour. Res.* 27, 1885-1898.

Gunduz O, Aral MM, 2005. River networks and groundwater flow: A simultaneous solution of a coupled system. *J Hydrol.* 301(1-4), 216-234. doi:10.1016/j.jhydrol.2004.06.034.

Harvey JW, Bencala KE, 1993. The effect of streambed topography on surface-subsurface water exchange in mountain catchments. *Water Resour Res.* 29(1), 89-98. doi: 10.1029/92WR01960.

Heppner CS, Ran QH, VanderKwaak JE, Loague K, 2007. Adding sediment transport to the integrated hydrology model (InHM): Development and testing. *Adv Water Res*, 29(6), 930-943, doi: 10.1016/j.advwatres.2005.08.003.

Hilberts AGJ, Troch PA, Paniconi C, Boll J, 2007. Low-dimensional modeling of hillslope subsurface flow: Relationship between rainfall, recharge, and unsaturated storage dynamics, *Water Resour. Res.* 43, W03445, doi:10.1029/2006WR004964.

Horton RE, 1933. The role of infiltration in the hydrologic cycle, *Eos Trans. AGU*, 14, 446-460.

Iwagaki Y, 1955. Fundamental studies of runoff analysis by characteristics, *Bulletin*, vol. 10, p. 25. Disaster Prevention Res. Inst., Kyoto University, Kyoto, Japan.

Kazezyilmaz-Alhan CM, Medina MA, 2007. Kinematic and Diffusion Waves: Analytical and Numerical Solutions to Overland and Channel Flow”, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE 133 (2): 217-228.

Kirkby MJ, 1978. Hillslope Hydrology, Wiley, New York.

Kollet SJ, Maxwell RM, 2006. Integrated surface-groundwater flow modeling: A free-surface overland flow boundary condition in a parallel groundwater flow model. *Adv. Water Resour.* 29(7), 945-958.

Kumar M, Duffy C, Salvage K, 2009. A Second-Order Accurate, Finite Volume–Based, Integrated Hydrologic Modeling (FIHM) Framework for Simulation of Surface and Subsurface Flow. *Vadose Zone J.* doi:10.2136/vzj2009.0014.

Li Q, Unger AJA, Sudicky EA, Kassenaar D, Wexler EJ, Shikaze S, 2008. Simulating the multi-seasonal response of a large-scale watershed with a 3D physically-based hydrologic model, *J. Hydrol.* 357 (3-4), 317-336.

Liggett JE, Werner AD, Simmons CT, 2012. Influence of the first-order exchange coefficient on simulation of coupled surface-subsurface flow. *J Hydrol.* 414-415, 503–515.

Liggett JE, Knowling MJ, Werner AD, Simmons CT, 2013. On the implementation of the surface conductance approach using a block-centred surface-subsurface hydrology model. *J Hydrol.* 496, 1-8.

Maxwell RW, Putti M, Meyerhoff S, Delfs JO, Ferguson IM, Ivanov V, Kim J, Kolditz O, Kollet SJ, Kumar M, Lopez S, Niu J, Paniconi C, Park YJ, Phanikumar MS, Shen C, Sudicky EA, Sulis M, 2014. Surface-subsurface model inter-comparison: a first set of benchmark results to diagnose integrated hydrology and feedbacks. *Water Resour Res.* 50, 1531-1549. doi:10.1002/2013WR013725.

Maxwell RM, Condon LE, Kollet SJ, 2015. A high resolution simulation of groundwater and surface water over most of the continental US with the integrated hydrologic model ParFlow v3. *Geoscientific Model Development*, 8, 923-937, doi:10.5194/gmd-8-1-2015.

McDonnell JJ, McGuire K, Aggarwal P, Beven KJ, Biondi D, Destouni G, et al., 2010. How old is streamwater? Open questions in catchment transit time conceptualization, modelling and analysis. *Hydrol Process.* 24, 1745-54. doi: 10.1002/hyp.7796.

Mirus BB, Ebel BA, Heppner CS, Loague K, 2011. Assessing the detail needed to capture rainfall-runoff dynamics with physics-based hydrologic response simulation, *Water Resour Res* 47 (3), doi: 10.1029/2010WR009906.

Niu GY, Paniconi C, Troch PA, Scott RL, Durcik M, Zeng X, Huxman T, Goodrich DC, 2014. An integrated modelling framework of catchment-scale ecohydrological processes: 1. Model description and tests over an energy-limited watershed. *Ecohydrology*, 7 (2) : 427-439. doi : 10.1002/eco.1362

Niu GY, Troch PA, Paniconi C, Scott RL, Durcik M, Zeng X, Huxman T, Goodrich DC, Pelletier J, 2014. An integrated modelling framework of catchment-scale ecohydrological processes: 2. The role of water subsidy by overland flow on vegetation dynamics in a semi-arid catchment. *Ecohydrology*, 7 (2) : 815-827. DOI : 10.1002/eco.1405

Panday S, Huyakorn PS, 2004. A fully coupled physically-based spatially-distributed model for evaluating surface/subsurface flow. *Adv Water Resour.* 27(4), 361-382. doi: 10.1016/j.advwatres.2004.02.016.

Paniconi C, Troch PA, van Loon EE, Hilberts AGJ, 2003. Hillslope-storage Boussinesq model for subsurface flow and variable source areas along complex hillslopes: 2.

Intercomparison with a three-dimensional Richards equation model. *Water Resour. Res.* 39(11), 1317, doi:10.1029/2002WR001730.

Park YJ, Sudicky EA, Brookfield AE, Jones JP, 2011. Hydraulic response of catchments to precipitation: Quantification of mechanical carriers and origins of water. *Water Resour. Res.*, vol. 47, DOI: 10.1029/2011WR010075.

Partington D, Brunner P, Frei S, Simmons CT, Werner AD, Therrien R, Maier HR, Dandy GC, Fleckenstein JH, 2013. Interpreting streamflow generation mechanisms from integrated surface-subsurface flow models of a riparian wetland and catchment. *Water Res Res.* 9, 5501-5519. doi:10.1002/wrcr.20405.

Pasetto D, Camporese M, Putti M, 2012. Ensemble Kalman filter versus particle filter for a physically-based coupled surface-subsurface model. *Adv Water Resour* 47, 1-13.

Penna D, van Meerveld HT, Gobbi A, Borga M, Fontana GD, 2011. The influence of soil moisture on threshold runoff generation processes in an alpine headwater catchment. *Hydrol Earth Syst Sci.* 15, 698–702. doi: 10.5194/hess-15-689-2011.

Phi S, Clarke W, Li L, 2013. Laboratory and numerical investigations of hillslope soil saturation development and runoff generation over rainfall events. *J Hydrol.* 493, 1-15. doi:10.1016/j.jhydrol.2013.04.009.

Reggiani P, Sivapalan M, Hassanizadeh S, 1998. A unifying framework for watershed thermodynamics: Balance equations for mass, momentum, energy and entropy, and the second law of thermodynamics, *Adv. Water Resour.*, 22, 367–398.

Reggiani P, Hassanizadeh S, Sivapalan M, Gray W, 1999. A unifying framework for watershed thermodynamics: Constitutive relationships, *Adv. Water Resour.*, 23, 15– 39.

Santillana M, Dawson C, 2011. A numerical approach to study the properties of solutions of the diffusive wave approximation of the shallow water equation. *Comput. Geosci.* 14(1), 31–53, doi: 10.1007/s10,596–009–9131–4.

Shen C, Phanikumar MS, 2010. A process-based, distributed hydrologic model based on large-scale method for surface-subsurface coupling. *Adv Water Resour* 33, 1524-1541.

Sherman LK, 1932. Streamflow from rainfall by the unit-graph method, *Engineering News Record*.

Sloan WT, 2000. A physics-based function for modeling transient groundwater discharge at the watershed scale. *Water Resour. Res.* 36(1), 225– 241.

Sophocleous M., 2002. Interactions between groundwater and surface water: the state of the science. *Hydrogeol. J.* 10: 52-67.

Spanoudaki K, Stamou AI, Nanou-Giannarou A, 2009. Development and verification of a 3-D integrated surface water-groundwater model. *J Hydrol.* 375(3-4), 410-427. doi:10.1016/j.jhydrol.2009.06.041.

Storey RG, Howard KWF, Williams DD, 2003. Factors controlling riffle-scale hyporheic exchange flows and their seasonal changes in a gaining stream: a three-dimensional groundwater flow model. *Water Resour Res.* 39(2). doi:10.1029/2002WR001367.

Sulis M, Meyerhoff S, Paniconi C, Maxwell RM, Putti M, Kollet SJ, 2010. A comparison of two physics-based numerical model for simulating surface water-groundwater interactions. *Adv Water Resour* 33(4), 450-467.

Sulis M, Paniconi C, Camporese M, 2011. Impact of grid resolution on the integrated and distributed response of a coupled surface-subsurface hydrological model for the des Anglais catchment, Quebec. *Hydrol Processes*. 25(12), 1853-1865. doi:0.1002/hyp.7941.

Therrien R, McLaren R, Sudicky E, Panday S, 2005. HydroGeoSphere: A three-dimensional numerical model describing fully-integrated subsurface and surface flow and solute transport, Technical report, Groundwater Simulations Group, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada, pp 322.

Torres RW, Dietrich E, Montgomery DR, Anderson SP, Loague K, 1998. Unsaturated zone processes and the hydrologic response of a steep, unchanneled catchment. *Water Resour Res* 34(8),1865-79. doi: 10.1029/98WR01140.

Troch PA, Paniconi C, van Loon EE, 2003. Hillslope-storage Boussinesq model for subsurface flow and variable source areas along complex hillslopes: 1. Formulation and characteristic response. *Water Resour. Res.* 39(11), 1316, doi:10.1029/2002WR001728.

Troch PA et al, 2013. The importance of hydraulic groundwater theory in catchment hydrology: the legacy of Wilfried Brutsaert and Jean-Yves Parlange. *Water Resour Res*;49:5099–116.<http://dx.doi.org/10.1002/wrcr.20407>

VanderKwaak J., 1999. "Numerical simulation of flow and chemical transport in integrated surface–subsurface hydrologic systems", pp 217.

VanderKwaak JE, Loague K, 2001. Hydrologic-response simulations for the R-5 catchment with a comprehensive physics-based model. *Water Resour Res* 37 (4), 999-1013.

Van Genuchten M Th, 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Sci. Soc. Am.*, 44, 892-898.

van Meerveld IT, Peters NE, McDonnell JJ, 2007. Effect of bedrock permeability on subsurface stormflow and the water balance of a trenched hillslope at the Panola Mountain Research Watershed, Georgia. USA. *Hydrol Process.* 21(6), 750-69. doi: 10.1002/hyp.6265.

Weill S, Mouche E, Patin J, 2009. A generalized Richards equation for surface/subsurface flow modelling. *J Hydrol.* 366, 9-20.

Weill S, Altissimo M, Cassiani G, Deiana R, Marani M, Putti M, 2013. Saturated area dynamics and streamflow generation from coupled surface-subsurface simulations and field observations. *Adv Water Resour.* 59, 196-208. doi:10.1016/j.advwatres.2013.06.007.

Werner AD, Gallagher MR, Weeks SW, 2006. Regional-scale, fully coupled modelling of stream-aquifer interaction in a tropical catchment. *J Hydrol* 32 (3-4), 497-510.

Winter TC, JW Harvey, OL Franke, WM Alley, 1998. Ground water and surface water: A single resource, U.S. Geological Survey, Circular N. 1139, Denver, CO.

Younes A, Ackerer P, Delay F, 2010. Mixed finite element for solving 2D diffusion-type equations. *Rev Geophys.* 48, RG1004. doi: 10.1029/2008RG000277