



HAL
open science

Modélisation numérique du transfert sédimentaire en bassin versant montagneux fortement érodable

Florent Taccone

► **To cite this version:**

Florent Taccone. Modélisation numérique du transfert sédimentaire en bassin versant montagneux fortement érodable. Mécanique des fluides [physics.class-ph]. Université Paris-Est, 2018. Français. NNT : 2018PESC1040 . tel-02138069

HAL Id: tel-02138069

<https://pastel.hal.science/tel-02138069>

Submitted on 23 May 2019

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

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

École Doctorale SIE

Laboratoire d'Hydraulique Saint-Venant

Thèse

Présentée pour l'obtention du grade de DOCTEUR

DE L'UNIVERSITE PARIS-EST

par

Florent TACCONE

Modélisation numérique du transfert sédimentaire en bassin versant montagneux fortement érodable

Spécialité : Sciences et Techniques de l'Environnement

Rapporteur	Prof. Fernández Nieto Enrique	(Université de Séville)
Rapporteur	Dr. Legout Cédric	(Université de Grenoble)
Examinatrice	Prof. Mangeney Anne	(Université Sorbonne Paris)
Examineur	Prof. Jaboyedoff Michel	(Université de Lausanne)
Examineur	Prof. Moussa Roger	(Université de Montpellier)
Directrice de thèse	Dr. Goutal Nicole	(Université Paris Est)
Co-encadrant de thèse	Dr. Delestre Olivier	(Université de Nice)
Co-encadrant de thèse	Dr. Antoine Germain	(Université Paris Est)



Thèse effectuée au sein du **Laboratoire d'Hydraulique Saint-Venant**

de l'Université Paris-Est

6, quai Watier

BP 49

78401 Chatou cedex

France

Résumé

Ce travail de thèse propose le développement d'un modèle à base physique capable de représenter à la fois les transferts hydrauliques et l'hydrologie des bassins versants, les processus d'érosion gravitaire et de reprise/dépôt des sédiments dans le réseau hydraulique. Cela permettra de quantifier l'export sédimentaire à l'exutoire d'un bassin pour des tempêtes extrêmes, d'identifier des zones de fortes productions sédimentaires et des dynamiques de stockage des sédiments dans le réseau hydraulique afin d'aider à la gestion des bassins versants. Il s'agit dans un premier temps d'évaluer la résolution des équations de Saint-Venant pour du ruissellement avec des faibles hauteurs d'eau sur des fortes pentes. Pour diagnostiquer les différents schémas numériques que l'on peut trouver dans la littérature, un cas test, disposant d'une solution analytique des équations de Saint-Venant, représentant, un canal rectiligne sur lequel tombe une pluie constante est utilisé. Ce cas test comporte une zone sèche à l'amont et permet d'évaluer les propriétés clés qu'un schéma doit comporter pour représenter le ruissellement sur un bassin versant, à savoir la positivité des hauteurs d'eau, la transition entre zones sèches et mouillées, l'équilibre du lac au repos et la non limitation de la pente. Le schéma de Chen et Noelle (2017) est finalement choisi. Ensuite, avec l'ajout d'une loi d'infiltration de type Green-Ampt (1911), le modèle sera évalué dans sa capacité à représenter les hydrogrammes en sortie, mais surtout les vitesses locales d'écoulement sur des bassins versants réels. Pour cela, on évalue la part d'erreur provenant de la résolution numérique et de la modélisation physique du frottement de l'eau sur le fond au travers de quatre cas expérimentaux de l'échelle du laboratoire à un bassin de 1 km². Un modèle d'érosion gravitaire, basé sur les critères de détachement et de dépôt de Takahashi (2009), est couplé au modèle d'hydraulique global par une équation d'évolution du fond. L'évolution du stock de sédiment dans le réseau hydraulique est modélisée à l'aide d'une équation d'advection représentant les sédiments en suspension dans l'écoulement. Les lois classiques de dépôts de d'érosion de Krone et Parthéniades sont utilisées pour la reprise dépôt des sédiments dans le réseau. Le modèle d'érosion est ensuite validé sur le bassin versant du Laval (86 ha), instrumenté et surveillé par l'ORE Draix-Bléone, sur plusieurs événements très érosifs.

Mots-clé:

Transport solide; Lave torrentielle; Hydrologie; Ruissellement

**Modelling sediment transfert in
highly erodible mountain watersheds**

Abstract

This work proposes the development of a physically based model capable of representing both hydraulic transfers and watershed hydrology, gravity erosion processes and sediment erosion/deposition processes in the hydraulic network. This will help to quantify sediment export at the outlet of a basin for extreme storms, to identify areas of high sediment production and sediment storage dynamics in the hydraulic network and to assist in watershed management. The first step is to evaluate the resolution of the Saint-Venant equations for runoff with low water depths on steep slopes. To diagnose the different numerical schemes that can be found in the literature, a test case, with an analytical solution of the Saint-Venant equations, representing a rectilinear channel on which drops a constant rain, is used. This test case includes an upstream dry zone and evaluates the key properties that a numerical scheme must include to represent runoff over a watershed, namely the positivity of water depths, the transition between dry and wet cells, the balance of the lake at rest and the slope limitation. The Chen and Noelle's scheme (2017) is finally chosen. Then, with the addition of a Green-Ampt type infiltration law (1911), the model will be evaluated in its ability to represent hydrographs at the outlet, but also local flow velocities fields. The error resulting from numerical resolution and physical modelling of water friction on the bottom is evaluated through four experimental cases from the laboratory scale to a 1 km² basin. A gravity erosion model, based on Takahashi's (2009) detachment and deposition criteria, is coupled with the global hydraulic model by a bottom evolution equation. The evolution of the sediment disponibility in the hydraulic network is modelled using an advection equation representing the suspended sediment transport in the flow. The classic laws of Krone and Parthenias erosion deposits are used for the recovery of sediment deposition in the network. The erosion model is then validated on the Laval watershed (86 ha), instrumented and monitored by the Draix-Bléone ORE, on several highly erosive events.

Keywords:

Sediment transport; Debris flow; Hydrological transfers; Runoff

Remerciements

Ces travaux s'inscrivent dans le cadre de l'accord CIFRE n° 2015/1102 avec EDF R&D et le Laboratoire d'Hydraulique Saint-Venant.

Je tiens à remercier sincèrement Cédric Legout et Enrique Fernandez-Nieto, les rapporteurs de ce manuscrit, pour leur relecture attentive ainsi que les remarques très pertinentes qui en ont découlées. Je remercie également les examinateurs de la thèse, Anne Mangeney, Roger Moussa et Michel Jaboyedoff avec qui les discussions très constructives m'ont ouvert à de nombreuses perspectives pour la suite de ce travail.

Je remercie également mon équipe d'encadrement composée de Nicole Goutal, Olivier Delestre et Germain Antoine pour la confiance qu'ils m'ont accordée. Je tiens à souligner que travailler à vos côtés au quotidien fut un réel plaisir et que j'espère que notre collaboration dans le cadre de ce travail de thèse en entraînera de nombreuses autres.

Sans l'apport de mon comité de suivi de thèse, je peux affirmer que ce travail n'aurait pas été aussi abouti. Je remercie donc Emmanuel Audusse, Olivier Planchon, Caroline Le Bouteiller et Guillaume Nord pour leurs conseils et leur vision qui ont été très précieux.

Je remercie tous les collègues de EDF et du Laboratoire d'Hydraulique Saint-Venant pour leur bonne humeur qui m'ont permis d'évoluer dans une ambiance de travail idéale.

Pour finir, je remercie ma famille et mes amis pour m'avoir soutenu et supporté depuis toutes ces années.

Table des matières

Introduction	1
1 Présentation du modèle de transport sédimentaire en bassin versant de montagne	9
1.1 État de l'art	9
1.1.1 Modélisation de l'infiltration	10
1.1.2 Terme de frottement	16
1.1.3 Modélisation de l'érosion gravitaire	17
1.1.4 Modélisation de l'érosion par cisaillement dans l'écoulement	22
1.2 Hypothèses de modélisation	26
1.3 Méthode de couplage pour le modèle de ruissellement et d'érosion	28
2 Modélisation du ruissellement sur les versants	35
2.1 Revue des schémas numériques existants	35
2.1.1 Discrétisation par la méthode des volumes finis	35
2.1.2 Le schéma de [Audusse <i>et al.</i> , 2004]	41
2.1.3 Le schéma de [Bouchut et De Luna, 2010]	41
2.1.4 Le schéma de [Berthon et Foucher, 2012]	42
2.1.5 Le schéma de [Audusse <i>et al.</i> , 2015]	43
2.1.6 Le schéma de [Michel-Dansac <i>et al.</i> , 2016]	43
2.1.7 Le schéma de [Chen et Noelle, 2017]	45
2.1.8 Extension au 2D	45
2.2 Cas tests numériques	46
2.2.1 Canal rectiligne - écoulement à faible hauteur d'eau et forte pente	46
2.2.2 Comparaison avec le modèle prenant en compte du terme de pente	50

2.2.3	Cas test de [MacDonald <i>et al.</i> , 1997]	51
2.3	Conclusion	56
3	Modélisation des transferts hydrauliques en bassin versant de montagne	57
3.1	Modélisation des transferts hydrauliques à l'échelle du bassin versant	57
3.1.1	Introduction	57
3.2	Cas test expérimentaux	58
3.2.1	Canal rectiligne	58
3.2.2	Moule sinusoïdal	58
3.2.3	Parcelle expérimentale	59
3.2.4	Observatoire Draix-Bléone - Bassin versant du Laval	60
3.3	Résultats du modèle sur les cas expérimentaux	64
3.3.1	Canal rectiligne	64
3.3.2	Expérience sur le moule sinusoïdal	66
3.3.3	Parcelle expérimentale	70
3.3.4	Application à un bassin versant réel - le Laval	73
3.4	Conclusion	77
4	Application et validation du modèle	79
4.1	Cas test expérimental	79
4.1.1	Présentation du canal expérimental	79
4.1.2	Construction et calage du modèle	80
4.1.3	Comparaison avec le modèle numérique de [George et Iverson, 2014]	84
4.2	Application à un bassin versant instrumenté - le Laval	86
4.2.1	Choix et présentation des événements hydrologiques	86
4.2.2	Résultats hydrauliques	90
4.2.3	Modèle de transport sédimentaire	98
	Conclusion	109
	Références	125

Liste des figures

1	Illustration d'un comblement de structure par les sédiments.	2
2	Exemple de vidange de retenue.	2
3	Ravine du bassin versant du Laval, Draix.	5
1.1	Illustration du changement de repère selon la pente avec le modèle de [Savage et Hutter, 1989].	18
1.2	Critère de détachement de la coulée de lave en fonction de la pente et de la profondeur de l'eau.	30
1.3	Représentation schématique du modèle.	33
2.1	Illustration de la discrétisation en espace et en temps pour le schéma numérique	37
2.2	Illustration de la construction d'un volume de contrôle pour la résolution des équations sur un maillage 2D non structuré	46
2.3	Schéma tiré de [Kirstetter <i>et al.</i> , 2015] pour représenter le cas test du canal avec R l'intensité de la pluie constante en temps et en espace.	47
2.4	Solution analytique de SV et de OC de l'hydrogramme en sortie de domaine en fonction du temps pour une pente de 5% et une pluie de 25 mm/h.	48
2.5	Erreur entre les solutions analytiques de SV et de OC de l'hydrogramme en sortie de domaine en fonction de la pente avec une pluie de 25 mm/h.	49
2.6	Flux de masse à l'exutoire du canal, comparaison entre la solution exacte et les simulations pour chaque schéma numérique retenu	50
2.7	Flux de masse à la sortie du canal avec une pente de 50 %, comparaison entre les modèles de Saint-Venant (SV) et dérivé de Savage-Hutter (SH) avec les schémas de résolution de [Audusse <i>et al.</i> , 2004] (A) et [Chen et Noelle, 2017] (CN).	52
2.8	Hauteur d'eau le long du canal avec une pente de 50 %, comparaison entre les modèles de Saint-Venant (SV) et dérivé de Savage-Hutter (SH) avec les schémas de résolution de [Audusse <i>et al.</i> , 2004] (A) et [Chen et Noelle, 2017] (CN).	52

2.9	Vitesse de l'eau le long du canal avec une pente de 50 %, comparaison entre les modèles de Saint-Venant (SV) et dérivé de Savage-Hutter (SH) avec les schémas de résolution de [Audusse <i>et al.</i> , 2004] (A) et [Chen et Noelle, 2017] (CN).	53
2.10	Débit linéique le long des canaux, comparaison entre la solution exacte et les simulations pour chaque schéma numérique retenu	54
2.11	Illustration des régimes "fully wet" et "partially wet" à l'interface entre deux cellules	55
3.1	Côte du fond pour le cas test du moule sinusoïdal.	59
3.2	Côte du fond et points de mesure des vitesses pour le cas test de Thies (Sénégal).	60
3.3	Représentation de la côte du fond du bassin versant du Laval	62
3.4	Couverture végétale du bassin versant du Laval	62
3.5	RMSE calculée pour chaque simulation par rapport à l'erreur théorique du calcul du terme source.	65
3.6	Relation entre les erreurs de simulation dans le cas "partially wet" et $h\partial_x z$	66
3.7	Evolution temporelle du débit à la sortie du domaine (à gauche) et des vitesses le long du canal à l'état stationnaire (à droite) pour les trois cas tests choisis, comparaison des résultats de simulations avec les mesures.	67
3.8	Hauteur d'eau (m) sur le domaine, mesure expérimentale (gauche) par rapport aux résultats de simulation (droite) pour les trois configurations avec un maillage de 2 mm.	68
3.9	Vitesses mesurées par rapport aux vitesses simulées, comparaison entre le modèle de frottement de Lawrence et le modèle de frottement mixte pour le cas test du moule sinusoïdal. En haut à gauche, la configuration avec un seul sillon rempli, en haut à droite la configuration avec trois sillons remplis, en bas la configuration avec deux sillons remplis	70
3.10	Pluie et débit en sortie du domaine pour l'événement de pluie dans la parcelle de Thies.	71
3.11	Vitesses mesurées comparées aux vitesses simulées avec le modèle de frottement de Lawrence (à gauche) et le modèle de frottement mixte (à droite) selon la valeur de β pour le cas de la parcelle de Thies.	72
3.12	Débits mesurés à l'exutoire comparés aux débits simulés pour le cas du bassin versant, évènement du 29 mai 2012 à gauche et du 28 août 2012 à droite.	74
3.13	RMSE sur le débit en sortie de domaine pour les deux événements considérés pour le cas du bassin versant.	75
3.14	Localisation des zones avec une erreur de résolution minimale pour le cas du bassin versant.	76

4.1	Présentation du canal de l'USGS, Oregon, États-Unis [Iverson <i>et al.</i> , 2010].	80
4.2	Représentation de la porte dans le modèle vue de l'amont du canal.	81
4.3	Spatialisation de frottement dans le modèle numérique.	82
4.4	Comparaison entre les résultats du modèle et les données expérimentales.	83
4.5	Comparaison entre les résultats du modèle et les données expérimentales au début de la plage de dépôt.	84
4.6	Comparaison entre les deux modèles numériques sur les deux premiers points de mesure.	85
4.7	Comparaison entre les deux modèles numériques au niveau de la plage de dépôt, en haut les résultats du modèle de Saint-Venant, en bas les résultats du modèle de [George et Iverson, 2014]	85
4.8	Évènements de pluie les plus érosifs pour l'année 2010, à gauche l'évènement du 14 mai, à droite l'évènement du 15 juin.	88
4.9	Évènements de pluie les plus érosifs pour l'année 2011, à gauche l'évènement du 26 avril, à droite l'évènement du 5 novembre.	89
4.10	Évènements de pluie les plus érosifs pour l'année 2012, évènement du 29 mai à gauche, évènement du 28 août à droite.	91
4.11	Débit à l'exutoire pour l'évènement du 14 mai 2010, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.	92
4.12	Débit à l'exutoire pour l'évènement du 15 juin 2010, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.	93
4.13	Débit à l'exutoire pour l'évènement du 26 avril 2011, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.	93
4.14	Débit à l'exutoire pour l'évènement du 5 novembre 2011, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.	94
4.15	Débit à l'exutoire pour l'évènement du 29 mai 2012, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.	95
4.16	Débit à l'exutoire pour l'évènement du 28 août 2012, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.	95
4.17	Représentation des zones où les vitesses sont considérées bien résolues pour chaque évènement au moment du pic de débit.	97
4.18	Répartition des contraintes de cisaillement dans le domaine au moment du pic de débit.	99
4.19	Flux sédimentaire à l'exutoire pour l'évènement du 14 mai 2010, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.	100

4.20	Évolution du fond durant l'évènement du 14 mai 2010.	101
4.21	Flux sédimentaire à l'exutoire pour l'évènement du 15 juin 2010, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.	102
4.22	Évolution du fond durant l'évènement du 15 juin 2010.	102
4.23	Flux sédimentaire à l'exutoire pour l'évènement du 26 avril 2011, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.	103
4.24	Évolution du fond durant l'évènement du 26 avril 2011.	104
4.25	Flux sédimentaire à l'exutoire pour l'évènement du 5 novembre 2011, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.	104
4.26	Évolution du fond durant l'évènement du 5 novembre 2011.	105
4.27	Flux sédimentaire à l'exutoire pour l'évènement du 29 mai 2012, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.	106
4.28	Évolution du fond durant l'évènement du 29 mai 2012.	106
4.29	Flux sédimentaire à l'exutoire pour l'évènement du 28 août 2012, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.	107
4.30	Évolution du fond durant l'évènement du 29 mai 2012.	107

Liste des tableaux

1.1	Bilan des modèles utilisées dans plusieurs codes de calcul existants	12
1.2	Classification du mode de transport en fonction du nombre de Rouse	23
1.3	Cas d'utilisation de chaque formule de vitesse de chute	25
2.1	Calcul du terme source de pente à l'interface entre deux cellules	55
3.1	Configurations pour les simulations sur le cas test du canal.	58
3.2	Caractéristiques des bassins versant de l'ORE Draix Bléone ([Le Bouteiller <i>et al.</i> , 2015])	61
3.3	Analyse de convergence en maillage sur les vitesses.	69
3.4	Analyse de convergence en maillage sur les vitesses pour le cas de Thies.	72
3.5	RMSE sur les hydrogrammes de sortie pour chaque événement et chaque maillage pour le cas du bassin versant.	74
4.1	Jeu du paramètre pour le calage du modèle.	83
4.2	Propriétés des différents événements.	90
4.3	Pourcentage d'eau se trouvant dans la zone de bonne résolution du modèle pour chaque évènement.	98
4.4	Paramètres fixés dans les simulations pour chaque évènement.	108

Nomenclature

Abbreviations

α	Constante dépendant du type de sol
α_i	Angle de collision entre les particules
$\alpha_{1,2}$	Coefficient empirique
β	Coefficient numérique adimensionnel
$\beta_{1,2}$	Coefficient empirique
γ	Poids spécifique de l'écoulement
Λ	Taux d'inondation
λ	Constante dépendant du type de sol
μ	Viscosité dynamique de l'écoulement ou coefficient de frottement dans la loi de Coulomb
ν	Viscosité cinématique de l'eau
ϕ	Angle de frottement de la lave par rapport au fond
ψ	Charge hydraulique
ρ	Masse volumique de l'eau
ρ_s	Masse volumique des sédiments
τ	Contrainte de cisaillement
τ_c	Contrainte critique de cisaillement
θ	Pente du fond dans les modèle de ruissellement ou porosité du sol dans les modèles d'infiltration
θ_1	Angle de stabilité du sol

θ_i	Teneur en eau initiale du sol
θ_r	Valeur résiduelle de la teneur en eau dans la sol
θ_s	Teneur en eau du sol saturé ou porosité du sol
θ_x	Variation de la pente du fond
ζ	Coefficient de turbulence
a_i	Pression répulsive entre les particules
C	Concentration sédimentaire dans l'écoulement ou coefficient de Chézy dans la loi de frottement
c	Constante dépendant du type de sol
C_D	Force de traînée des particules rugueuses
C_∞	Concentration à l'équilibre pour la lave torrentielle
CN	Variable dépendante des caractéristiques du sol
D	Diffusivité de l'eau dans le sol dans le modèle d'infiltration ou taux de dilatation de la lave torrentielle
D	Vitesse de dépôt
d	Constante dépendant du type de sol
D_*	Diamètre adimensionnel des grains
D_s	Diamètre des sédiments
E	Vitesse d'érosion
e	Epaisseur de la lave torrentielle
f	Coefficient de frottement de Darcy-Weisbach
f_0	Capacité d'infiltration à l'état initial
f_c	Capacité d'infiltration minimale
f_r	Capacité d'infiltration dans des conditions de sol sec
Fr	Nombre de Froude
g	Constante de gravité
h	Hauteur d'eau

h_f	Charge capillaire
I	Vitesse d'infiltration
I_T	Infiltration totale
K	Conductivité du sol
k	Coefficient numérique inférieur à 1
K_c	Conductivité de la couche supérieure du sol
k_r	Conductivité relative du sol
K_s	Conductivité de la couche inférieure du sol
k_s	Taille représentation des rugosités du fond
M	Coefficient de Partheniades
m	Constante entre 0 et 1
P	Intensité de la pluie
p	Probabilité selon l'indice de Melton
P_e	Part de la pluie participant au ruissellement
$P_{t-\Delta t}$	Pluie cumulée au temps $t - \Delta t$
q	Débit linéique de l'écoulement
q_s	Débit solide
R	Indice de Melton
$R_{t-\Delta t}$	Ruissellement cumulé au temps $t - \Delta t$
S	Capacité de stockage du sol
S_f	Pente de frottement
t	Temps
t_p	Temps à partir duquel du ruissellement est généré
u	Vitesse de l'écoulement selon x
u_*	Vitesse de cisaillement
u_c	Vitesse critique de dépôt

u_s	Vitesse d'écoulement de la lave torrentielle
v	Vitesse de l'écoulement selon y
V_s	Vitesse de chute
x	Direction horizontale
y	Direction horizontale
z	Direction de la verticale ou côte du fond
Z_c	Epaisseur de la couche supérieure du sol
z_f	Front d'infiltration

Introduction

Contexte industriel

Dans certaines zones de montagne, l'association de fortes pentes, d'un sol facilement érodable et d'évènements météorologiques intenses peut conduire à une production sédimentaire très importante et difficilement prévisible. En aval de ces zones de production sédimentaire, des ouvrages hydrauliques tels que les barrages, les digues fluviales et les ouvrages de franchissement de digue (comme les ovoïdes) sont ainsi exposés aux risques de dépôt des sédiments transportés. Ces dépôts sédimentaires peuvent poser différents types de problèmes aux gestionnaires des aménagements hydrauliques en fonction de leur intensité et de leur fréquence.

Tout d'abord ces dépôts sédimentaires peuvent poser **des problèmes de sûreté**. C'est le cas par exemple pour les ouvrages de franchissement de digue ou les vannes de fond des barrages. Lors d'évènements de transport sédimentaires intenses, des écoulements fortement concentrés en sédiments peuvent en effet parvenir jusqu'à ces ouvrages avec le risque de les colmater (voir figure 1). Le colmatage de ces ouvrages peut ainsi engendrer des risques d'inondation en amont ainsi que des surverses de digues en aval. L'enjeu pour le gestionnaire de l'ouvrage est alors de pouvoir prédire la dynamique événementielle de propagation de l'onde sédimentaire, sa fréquence d'occurrence et le volume de sédiments déposés.

Sur des périodes de temps plus longues, les dépôts sédimentaires peuvent également combler des retenues présentes en amont des barrages. Ces comblements posent aux gestionnaires d'usines hydro-électriques **des problèmes de perte de volume utile**, diminuant la capacité de production des aménagements concernés. Pour le gestionnaire de l'aménagement, l'enjeu est alors de pouvoir prédire la vitesse de comblement de l'ouvrage, et en particulier son caractère non-linéaire. Cela passe notamment par une connaissance du fonctionnement hydro-sédimentaire des zones de productions en amont de l'ouvrages : la production sédimentaire annuelle, les variations intra-saisonniers et la dynamique de stockage / reprise dans le réseau hydrographique sont autant d'éléments de connaissance qui permettront à l'exploitant d'optimiser la gestion sédimentaire de l'aménagement.

En particulier, une meilleure anticipation des apports sédimentaires permettrait à l'exploitant d'imaginer des scénarios de gestion de l'aménagement en vue de limiter les opérations de dra-



Figure 1: Illustration d'un comblement de structure par les sédiments.

gage ou de chasse (figure 2), réduisant ainsi **l'impact économique et environnemental** des ouvrages. Une réflexion sur des aménagements des zones de production sédimentaire en amont des ouvrages permettrait enfin de passer de méthodes curatives à des méthodes préventives et contrôlées. Un modèle finement spatialisé permettant de décrire l'impact de tel ou tel aménagement des versants serait ainsi d'une grande aide dans une telle démarche.



Figure 2: Exemple de vidange de retenue.

En complément d'investigations d'ordre métrologique permettant de quantifier et suivre les dynamiques de production et de transferts hydro-sédimentaires d'un site donné, un travail de modélisation numérique permettrait de faire progresser les gestionnaires sur les besoins opérationnels énoncés ci-dessus.

En particulier, afin de répondre pleinement à ces besoins, un tel outil de modélisation numérique devrait permettre de :

- simuler la dynamique de propagation de la réponse sédimentaire d'un bassin versant de montagne à un évènement de pluie extrême : temps d'arrivée de l'onde sédimentaire, volume exporté à l'exutoire;
- reproduire les dynamiques spatio-temporelles hydrauliques et sédimentaires d'un bassin versant instrumenté fortement producteur pour plusieurs évènements hydrologiques représentatifs de différentes saisons, et en particulier identifier le rôle des successions de dépôt / reprise au sein du réseau hydrographique dans la dynamique d'export;
- permettre une description spatiale fine du domaine simulé et des variables hydro-sédimentaires afin de prédire l'impact d'un aménagement des versants sur la réponse globale du bassin.

Tous les développements et calculs effectués dans le cadre ce travail de thèse se font à l'aide du logiciel TELEMAC-MASCARET (opentelemac.org).

Répondre à ces besoins à l'aide d'un unique modèle nécessite de lever un certain nombre de verrous scientifiques et technologiques. Ceux-ci sont présentés dans le paragraphe suivant.

Problématiques scientifiques

Pour répondre aux besoins énoncés dans le paragraphe précédent, une approche de modélisation à base physique est sélectionnée pour ses capacités à représenter des distributions spatio-temporelles des variables hydro-sédimentaires clés comme la hauteur d'eau, le débit, la vitesse de l'écoulement, la contrainte de cisaillement, l'évolution du fond ou la concentration de l'écoulement en sédiment. Associée à une résolution spatio-temporelle suffisamment fine, ce type d'approche présente en outre la capacité à prédire l'adaptation d'un bassin versant à un changement artificiel de couvert végétal ou la création d'une structure limitant localement l'érosion. Les progrès continus des méthodes de mesure (levés LIDAR) ainsi que ceux réalisés dans le domaine du calcul intensif (multiplication des moyens de calculs par l'utilisation de codes de calcul parallélisés sur des machines "haute performance") rend possible une représentation fine des processus (métrique ou infra-métrique en espace et inférieur à la seconde en temps) sur des échelles spatiales de l'ordre de l'hectare au kilomètre carré sur des durées représentatives d'un évènement pluvieux intense.

De nombreux modèles à base physique ont été développés ces dernières années pour des applications hydrauliques à l'échelle d'un bassin versant (CREAMS [Foster *et al.*, 1980], CASC2D [Julien *et al.*, 2006], DHSVM [Wigmosta *et al.*, 2002], MIKE SHE [Graham et Butts, 2005], WaSiM [Schulla, 2012], SHETRAN [Ewen *et al.*, 2000], openLISEM [Jetten, 2013]). La plupart d'entre eux utilisent les équations d'ondes cinématiques pour modéliser les transferts hydrauliques mais [Singh, 2002] a montré que cette description peut être insuffisante pour certains cas extrêmes, notamment lorsque l'on est en présence de laves torrentielles ou de coulée de boue. En effet, la présence de fortes pentes et d'une topographie complexe dans certains bassins versants de

montagnes peut rendre cette option incertaine et dans ces cas les ondes dynamiques deviennent dominantes. Les équations de Saint-Venant [de Saint-Venant, 1871] permettent de mieux représenter la dynamique du ruissellement induit par la pluie dans ces domaines. Ces équations ont en outre été utilisées dans de nombreuses applications de la modélisation du ruissellement ([Nord et Esteves, 2005], [Gottardi et Venutelli, 1993], [Delestre *et al.*, 2014]). Cependant, leur résolution numérique reste encore mal diagnostiquée lorsqu'il s'agit de représenter le ruissellement sur les bassins versants de montagne, notamment pour représenter les écoulements avec des faibles hauteurs d'eau et des fortes pentes.

Depuis les années 90, la résolution numérique de ces équations a été très étudiée ([Bermudez *et al.*, 1998], [Monthe *et al.*, 1999], [Toro, 2009], [Vázquez-Cendón, 2015], [Bouchut, 2004]). De nombreux schémas ont été développés et de nombreuses difficultés sont apparues avec la complexité croissante des applications de ces équations. Ainsi, il apparaît que les principaux défis de cette résolution numérique sont de préserver la positivité des hauteurs d'eau, de pouvoir traiter les transition entre les zones sèches et mouillées et d'être "bien équilibré" dans le sens de [Greenberg et LeRoux, 1996], c'est-à-dire de préserver l'équilibre hydrostatique du lac au repos. Peu de schémas numériques vérifient toutes ces propriétés ou sont facilement applicables sur des grandes échelles spatiales. Afin d'obtenir une résolution robuste des équations pour simuler le ruissellement sur l'ensemble d'un bassin hydrographique au relief hétérogène et pour des écoulements très transitoires générés par les pluies, un compromis entre l'exactitude du schéma numérique et les bonnes propriétés mentionnées ci-dessus doit être trouvé.

La résolution numérique de ces équations n'est pas la seule difficulté pour reproduire les vitesses d'écoulement dans un bassin versant. En effet, pour atteindre cet objectif, certaines limites sont rencontrées dans la représentation physique de phénomènes importants tels que l'effet du frottement du fond sur l'écoulement. La diversité des débits dans un bassin versant de montagne conduit à des régimes d'inondation variés (régime d'inondation que l'on peut définir comme le ratio entre la hauteur d'eau et le diamètre de rugosité apparente) et les lois de friction sont souvent spécifiques à chaque régime. La représentation à l'aide d'un modèle à base physique de l'hydrologie du bassin versant est utilisée pour identifier la combinaison des hauteurs d'eau et des vitesses réparties dans le temps et l'espace dans le bassin versant lors d'un événement pluvieux. Cependant, [Tatard *et al.*, 2008] montre qu'une forte similitude entre les hydrogrammes mesurés et modélisés à l'exutoire n'est pas suffisant pour assurer une représentation correcte des vitesses dans le domaine. Cette observation peut être un problème pour estimer les vitesses locales dans le but d'un couplage avec un modèle sédimentaire. Il est donc nécessaire de quantifier notre capacité à reproduire les vitesses d'écoulement locales à l'aide d'un modèle à base physique sur les équations de Saint-Venant.

Enfin, la question de la représentation de l'infiltration dans un modèle à base physique doit être étudiée. Il existe plusieurs modèles capables de reproduire l'infiltration avec différents degrés de complexité. Il s'agira ici de trouver comment représenter les processus essentiels permettant de reproduire les hydrogrammes mesurés à l'exutoire de bassins versants réels pour des événements

de pluies intenses, à l'origine d'un transport sédimentaire significatif.

Ainsi, les questions suivantes sont posées pour la modélisation des transferts hydrauliques :

- Existe-t-il un schéma numérique pour résoudre de façon robuste les équations de St Venant sur des grands domaines avec des fortes pentes tout en conservant les quatre propriétés essentielles citées ci-dessus?
- Pour un hydrographe bien reproduit, peut-on reproduire et prédire les vitesses locales dans le domaine ? Si oui avec quelle loi de frottement?
- Quelle est la part d'erreur provenant de la résolution numérique des équations et de la modélisation physique du frottement ?
- Quelle loi définir pour représenter l'infiltration dans un tel modèle et comment valider son couplage avec les équations de Saint Venant?

Concernant le transport sédimentaire, on étudie des formations marneuses alpines telles que le bassin versant de Draix, dans les Alpes de Haute-Provence (figure 3). Les bassins versants de ces régions présentent en effet des caractéristiques telles qu'énoncées plus haut, à savoir de très fortes pentes, un substrat très facilement érodable et un climat méditerranéen marqué par des orages d'été parfois très violents.



Figure 3: Ravine du bassin versant du Laval, Draix.

Sur ce type de bassin versant, les sources sédimentaires se font par érosion gravitaire, c'est-à-dire par la formation de laves torrentielles en tête de bassin qui vont se propager plus ou moins loin en aval du réseau hydrographique en fonction de l'évènement de pluie considéré. Il s'agit d'un processus clé à prendre en compte dans la dynamique des transferts sédimentaires et des interactions entre les dynamiques de production et les dynamiques du réseau hydrographique [Oostwoud Wijdenes et Ergenzinger, 1998]. Il existe aujourd'hui de nombreux modèles capables de représenter ce type d'écoulement concentrés ([Iverson et George, 2014], [Takahashi, 2007], [Pudasaini, 2012]), depuis leur génération jusqu'à leur dépôt en passant par la dynamique de propagation. Cependant, ces modèles sont souvent très complexes et ne sont appliqués que sur des cas tests simples, théoriques ou issus d'expérimentations réalisées en milieu contrôlé. Leur validation ne concerne en général qu'une partie isolée des processus (génération / propagation), et ils n'ont jamais été intégrés dans un modèle hydrologique global et utilisés en complément d'un modèle de transport sédimentaire dans le réseau hydrographique.

Ce dernier aspect est en effet délicat à aborder du fait de la complexité des processus à l'oeuvre dans la dynamique sédimentaire de ce genre de bassin versant. Ces derniers ont en effet pour caractéristique d'être fortement influencés par des effets de saisonnalité [Bechet *et al.*, 2016], avec par exemple des processus de gel/dégel qui influencent fortement les propriétés des sédiments. De ce fait, les versants sont plus susceptibles d'être érodés au printemps qu'en été ou en automne et le stock sédimentaire mobilisable dans le réseau hydrographique peut être très variable entre les évènements [Mathys, 2006]. Le couvert végétal, dont les propriétés varient également en fonction de la saison, peut influencer la disponibilité sédimentaire des versants tout comme la part infiltrée de la pluie pour un évènement donné. Enfin, la nature des sédiments transportés fait qu'ils sont soumis à une dégradation naturelle lors de leur transport dans le réseau hydrographique [Le Bouteiller, 2011], la limite entre les modes de transport par charriage et suspension devenant plus dynamique. De la même façon, les sédiments transportés par les laves seront a priori plus hétérogènes que les sédiments transportés en suspension mesurés à l'exutoire du bassin de Draix qui présentent une granulométrie très fine (diamètre médian inférieur à 10 μm).

Concernant la partie sédimentaire, les questions suivantes peuvent ainsi être posées :

- Comment représenter les sources d'érosion gravitaire dans un modèle hydro-sédimentaire à base physique?
- Comment valider un tel couplage en vue de reproduire la dynamique globale des transferts sédimentaires de bassins versants de montagne marneux?
- A quel point ce modèle est prédictif? Applicable à un site non-instrumenté?

Dans les paragraphes suivants, nous proposons une méthode permettant d'apporter des réponses à l'ensemble de ces questions. Cette méthode constitue le fil rouge du travail de thèse.

Objectifs et méthode

Les objectifs de la thèse sont donc les suivants :

- Développer un modèle à base physique capable de représenter les transferts hydrauliques, les sources d'érosion gravitaire ainsi que les processus de reprise et dépôt dans le réseau hydrographique d'un bassin versant de montagne;
- Valider les différentes briques de ce modèle à l'aide de cas tests élémentaires théoriques ou issus d'expérimentations en laboratoire ou quasi *in situ*, et valider le modèle global sur un bassin versant instrumenté;
- Appliquer ce modèle sur un bassin versant non instrumenté et à enjeux pour EDF.

Pour remplir ces objectifs, ce manuscrit s'organise de la façon suivante :

Dans le premier chapitre, une revue bibliographique est présentée dans le but de lister les méthodes existantes de modélisation des processus dominants dans le transport sédimentaire à l'échelle du bassin versant. À partir de cette liste, des choix sont faits afin de représenter l'ensemble des phénomènes à l'œuvre dans un bassin versant de montagne fortement érodable, en trouvant le meilleur compromis entre robustesse de la résolution physique et numérique et temps de calcul associé. Ensuite, le modèle final est décrit avec une présentation de la méthode de couplage qui permet d'intégrer la modélisation de chaque processus physique dans un modèle global.

Dans le deuxième chapitre, une revue bibliographique des schémas numériques permettant de conserver les propriétés essentielles de l'écoulement est réalisée, puis ces schémas sont confrontés à des cas tests analytiques représentatifs de régimes d'écoulements variés (pente et taux d'inondation variables). Cette évaluation sur des cas tests permet de choisir le schéma numérique réalisant le meilleur compromis entre robustesse de résolution et temps de calcul en vue d'une application en bassin versant de montagne.

Le troisième chapitre présente l'application du modèle hydraulique sur quatre cas tests expérimentaux. Ces cas tests permettent d'évaluer les erreurs commises dans la résolution numérique des équations et dans l'application de la loi de frottement et leurs impacts sur la description des vitesses dans le domaine. Un critère est identifié afin de permettre d'évaluer la bonne représentation des vitesses par le modèle, et une application au bassin versant du Laval, sur l'observatoire de Draix, permet de donner les zones dans lesquelles le modèle est le plus fiable pour des événements de pluie différents.

Le chapitre 4 présente l'application du modèle global incluant les processus d'érosion gravitaire à deux cas tests expérimentaux instrumentés avec des mesures de transport sédimentaire. Le premier cas test est un canal rectiligne sur lequel le modèle d'écoulement des laves torrentielles est testé pour évaluer la dynamique de celles-ci dans le modèle. Ensuite, le modèle global est appliqué au bassin versant instrumenté du Laval dans le but de reproduire les courbes de débits

et de concentration en matières en suspension à l'exutoire pour plusieurs évènements de pluie. Les cartes d'évolutions bathymétriques générées par le modèle permettent notamment de mettre en évidence des dynamiques de dépôts / reprise des sédiments dans le réseau hydrographique cohérentes avec les dynamiques observées.

Chapitre 1

Présentation du modèle de transport sédimentaire en bassin versant de montagne

1.1 État de l'art

Dans un bassin versant de montagne, de nombreux processus physiques interviennent et sont importants à représenter afin d'évaluer le transport sédimentaire grâce à un modèle à base physique. Dans un premier temps, il est indispensable de représenter les processus dominants de l'hydraulique qui est la cause principale de l'export sédimentaire à l'exutoire des bassins versants. [Cras, 2005] montre que lors des événements de crue l'eau arrivant à l'exutoire provient en grande majorité du ruissellement rapide de surface. Pour représenter les quantités relatives d'eau de pluie qui ruisselle et qui s'infiltré, il faut pouvoir quantifier la capacité du sol à capter une partie de la pluie. Avec cela, il est possible de calculer la part de la pluie qui va réellement contribuer au ruissellement. Dans un premier temps, on s'intéresse aux modèles d'infiltration existants, et comment ils sont utilisés dans les modèles hydrologiques actuels, afin de choisir la méthode de modélisation de l'infiltration la mieux adaptée pour être intégrée dans un modèle à base physique. L'objectif est de trouver le meilleur compromis entre une représentation précise des processus d'infiltration et la rapidité du temps de calcul, car le modèle sera amené à être appliqué sur des domaines assez larges. Dans des modèles à base physique, le ruissellement est gouverné par des équations de continuités résolues dans le domaine qui permettent de donner l'évolution des variables d'intérêt au cours du temps. Le principal processus à prendre en compte dans ce type de modèle est l'effet des rugosités apparentes du sol sur la vitesse de l'écoulement représenté par un terme de frottement du fond. Concernant les processus sédimentaires, on distingue deux principaux phénomènes qui sont l'érosion provoquée par les effets de la gravité sur les pentes les plus fortes avec la formation de laves torrentielles, et l'érosion due au cisaillement de l'écoulement sur le fond dans le réseau

hydrographique [Oostwoud Wijdenes et Ergenzinger, 1998].

Une étude bibliographique est donc réalisée pour identifier, dans la littérature, les modèles qui sont les plus adaptées à notre cas d'application pour représenter ces phénomènes. En effet, les choix seront faits pour respecter le côté déterministe du modèle à base physique, permettant de reproduire les variables principales qui sont la vitesse de l'écoulement, la hauteur d'eau et l'évolution du fond de la manière la plus précise possible évoluant en temps et en espace. Le fait que le modèle ait pour objectif d'être appliqué à des larges domaines, oriente également les choix effectués car il est nécessaire de représenter le plus simplement possible les processus pour garder des temps de calcul raisonnables.

1.1.1 Modélisation de l'infiltration

L'infiltration est un processus clé dans les transferts hydrauliques à l'échelle du bassin versant. Il est nécessaire de la prendre en compte dans un modèle hydrologique afin de représenter la part de pluie réelle qui va participer au ruissellement de surface.

Afin de décrire la dynamique de l'eau dans un milieu poreux, on définit certaines de ses caractéristiques :

- la porosité ϕ : c'est le volume de l'espace intersticiel dans un volume donné de sol,
- la perméabilité P en m/s : c'est le volume d'eau passant dans le sol par m² et par seconde sous moins d'un centimètre de pression de la colonne d'eau,
- la conductivité hydraulique K en m/s : c'est le volume d'eau passant dans le sol par m² et par seconde sous l'effet de la pression,
- la teneur en eau θ : c'est le rapport entre le volume d'eau présent dans le sol et le volume de l'espace intersticiel,
- la charge hydraulique ψ en m : c'est la hauteur de la colonne d'eau.

Il existe plusieurs approches pour modéliser l'infiltration. Certaines d'entre elles utilisent une modélisation tridimensionnelle des écoulements souterrains avec des interactions avec la nappe phréatique [Paulus *et al.*, 2013], d'autres représentent uniquement un profil vertical d'infiltration en chaque cellule du domaine [Philip, 1957]. Nous choisissons de nous focaliser sur ces dernières car elles comportent l'avantage d'être beaucoup moins coûteuse en temps de calcul. Cependant, une fois que l'eau est infiltrée, elle n'est plus disponible pour le modèle et on ne peut pas représenter les phénomènes d'exfiltration ou de remontée capillaire.

1.1.1.1 Modèles hydrologiques existants

Pour représenter les transferts hydrauliques dans un bassin versant, il existe trois principaux types de modèles. Le premier est de type empirique, comme Artificial Neural Network [Govindaraju, 2000] ou Unit Hydrograph [Nash, 1957], qui sont basés sur des méthodes statistiques pour trouver une relation mathématique entre la pluie et les données de débit à l'exutoire, mais chaque relation est spécifique au bassin versant étudié. Le deuxième type sont des modèles conceptuels qui représentent les processus physiques dominants sur le terrain en utilisant des équations semi-empiriques comme dans HEC-HMS [Scharffenberg, 2001], DWSM [Borah *et al.*, 2002] et SWAT [Arnold *et al.*, 2012]. Ces modèles nécessitent une étape d'étalonnage consistant à choisir les paramètres des équations pour les adapter aux mesures. Le dernier type de modèles est celui à base physique qui utilisent principalement des équations de conservation de la masse et de la quantité de mouvement représentant les principes physiques des phénomènes hydrologiques. Cela permet une plus grande description de la physique des processus hydrologiques, mais implique une résolution numérique des équations nécessitant une plus grande capacité de calcul. Ces modèles donnent une représentation explicite des variables d'intérêt dans le domaine. Chaque type de modèle est capable de reproduire avec précision le débit à la sortie d'un bassin versant. Cependant, pour pouvoir reproduire les vitesses d'écoulement et les profondeurs d'eau dans un bassin hydrographique, il est nécessaire d'utiliser un modèle à base physique.

[Schulz et Matthies, 2007] donne une liste de modèle hydrologique de tout type : empirique, conceptuel ou à base physique. Le tableau 1.1 résume les principales caractéristiques de ces codes.

1.1.1.2 Green-Ampt

Le modèle de [Green et Ampt, 1911] est une interprétation de la loi de Darcy qui s'écrit :

$$I = K \left(1 + \frac{h_f + h}{z_f} \right), \quad (1.1)$$

avec I la capacité d'infiltration en m/s, h la hauteur d'eau en m, z_f la position du front d'infiltration en m et h_f la charge capillaire du front d'infiltration. z_f s'exprime comme :

$$z_f = \frac{I_T}{\theta_s - \theta_i}, \quad (1.2)$$

avec I_T l'infiltration totale cumulée, θ_s la teneur en eau du sol saturé et θ_i la teneur en eau initiale. h_f dépend principalement de la propriété du sol et peut être calculé de différentes manières, [Mein et Larson, 1973] donne :

$$h_f = \int_0^1 S dk_r,$$

Modèle	Type de modèle	Infiltration	Référence
CREAMS	Base physique	SCS	[Foster <i>et al.</i> , 1980]
HBV-96	Conceptuel	Réservoir	[Lindström <i>et al.</i> , 1997]
HSPF	Conceptuel	Richards 1D	[Singh <i>et al.</i> , 2005]
SWAT	Conceptuel	SCS	[Singh <i>et al.</i> , 2005]
PRMS	Conceptuel	Green-Ampt	[Leavesley <i>et al.</i> , 1983]
TM	Empirique		[Steenhuis et Van der Molen, 1986]
SAC-SMA	Conceptuel	Réservoir	[Ajami <i>et al.</i> , 2004]
ACRU	Conceptuel	SCS	[Schulze et Arnold, 1984]
CASC2D	Base physique	Green-Ampt	[Julien et Saghaian, 2016]
WASMOD	Conceptuel	Réservoir	[Widen-Nilsson <i>et al.</i> , 2007]
DHSVM	Base physique	Richards	[Wigmosta <i>et al.</i> , 2002]
MIKE SHE	Base physique	Richards	[Graham et Butts, 2005]
HEC-HMS	Conceptuel	SCS	[Scharffenberg, 2001]
WASIM	Base physique	Green-Ampt	[Schulla, 2012]
J2000	Empirique		[Krause et Kralish, 2005]
DWSM	Conceptuel	SCS	[Borah <i>et al.</i> , 2002]
MARTHE	Base physique	Richards	[Thiéry et Amraoui, 2001]
SHETRAN	Base physique	[Parkin, 1996]	[Ewen <i>et al.</i> , 2000]
VIC	Conceptuel	Richards 1D	[Lohmann <i>et al.</i> , 1998]
KINEROS	Conceptuel	Richards	[Smith <i>et al.</i> , 1995]
ANSWERS	Conceptuel	Horton	[Beasley et Huggins, 1981]
ANN	Empirique		[Govindaraju, 2000]
Unit Hydrograph	Empirique		[Nash, 1957]

Tableau 1.1: Bilan des modèles utilisées dans plusieurs codes de calcul existants

avec S la conductivité capillaire en m et $k_r = K/K_s$ la conductivité relative du sol si K_s est la conductivité hydraulique du sol saturé. Cette méthode est utilisée dans [Esteves *et al.*, 2000] et nécessite la connaissance de la relation $S(k_r)$. Certains modèles comme [Delestre *et al.*, 2014], considèrent h_f comme une variable constante en fonction des propriétés du sol à partir d'une certaine profondeur du front d'infiltration. De plus, [Brakensiek et Rawls, 1983] présente un modèle dérivé de Green-Ampt permettant de représenter la variabilité verticale de la conductivité du sol selon deux couches en donnant :

$$\begin{cases} K = K_c \text{ if } z_f \leq Z_c \\ K = \frac{z_f}{\frac{z_f - Z_c}{K_s} + \frac{Z_c}{K_c}} \text{ if } z_f > Z_c \end{cases}, \quad (1.3)$$

avec K_c et K_s les conductivités respectives des deux couches en m/s et Z_c l'épaisseur de la première couche en m.

La relation (1.1) est utilisée directement, notamment par [Smith *et al.*, 1995], où la vitesse d'infiltration réelle est limitée par $\min(p, I)$, avec p l'intensité de la pluie en m/s. [Chu, 1978] propose une for-

mulation pour calculer le temps à partir duquel on a une part de ruissellement pour les cas de pluie non stationnaire, pour donner une description plus précise de cette part, avec la formule :

$$t_p = \frac{\frac{Kh_f(\theta - \theta_i)}{p - K} - P_{t - \Delta t} + R_{t - \Delta t}}{p} + t - \Delta t,$$

où t_p est le temps à partir duquel on a une part de ruissellement en s, p l'intensité de la pluie à l'instant t en m/s, $P_{t - \Delta t}$ la pluie cumulée au temps $t - \Delta t$ en m et $R_{t - \Delta t}$ le ruissellement cumulé au temps $t - \Delta t$ en m.

Une formulation du même type est reprise dans le modèle de [Morel-Seytoux, 1978] par [Chahinian, 2005] qui utilise la formule de [Green et Ampt, 1911] pour donner l'infiltration totale à $t > t_p$ comme :

$$I_T(t) = I_T(t_p) + \left[S_f + I_T(t_p) \left(1 - \frac{1}{\beta} \right) \right] \ln \left(\frac{S_f + I_T(t)}{S_f + I_T(t_p)} \right) + K \frac{t - t_p}{\beta},$$

avec S_f en m dépendant des caractéristiques du sol :

$$S_f = (\theta_s - \theta_i) h_f \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\theta_i - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^6 \right],$$

avec θ_r la valeur résiduelle de la teneur en eau dans le sol et $1.1 < \beta < 1.7$ un coefficient donné par [Morel-Seytoux et Khanji, 1974].

1.1.1.3 Richards

Le modèle de [Richards, 1931] est utilisé dans de nombreux modèles hydrologiques (voir 1.1.1.1) et il permet de représenter l'évolution de la saturation du sol verticalement par une équation de continuité.

L'équation de [Richards, 1931], reprise par [Sochala, 2008] s'écrit :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \nabla \cdot (K \nabla (\Psi + z))$$

avec Ψ la charge hydraulique en m et θ et K fonctions de Ψ . Ramené dans la direction verticale, on retrouve l'équation résolue numériquement par [Philip, 1957] :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(K \frac{\partial \Psi}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) + \frac{\partial K}{\partial z}. \quad (1.4)$$

Dans la littérature, on définit $D = K \partial_\theta \Psi$ comme la diffusivité de l'eau dans le sol en m^2/s . L'équation (1.4) devient :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(D \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) + \frac{\partial K}{\partial z}.$$

Si on pose :

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r},$$

les relations $D(\theta)$ et $K(\theta)$ sont données par [Brooks et Corey, 1964] par les équations :

$$K(\theta) = K_s \Theta^{3+2/\lambda}, \quad (1.5)$$

$$D(\theta) = \frac{K_s}{\alpha \lambda (\theta_s - \theta_r)} \Theta^{2+1/\lambda},$$

avec λ et α des constantes dépendantes des caractéristiques du sol et par [Van Genuchten, 1980] par les équations :

$$K(\theta) = K_s \Theta^2 [1 - (1 - \Theta^{1/m})^m],$$

$$D(\theta) = \frac{(1-m)K_s}{2\alpha m(\theta_s - \theta_r)} \Theta^{(8-1/m)/2} [(1 - \Theta^{1/m})^{-(m+1)/2} - (1 - \Theta^{1/m})^{(m-1)/2}],$$

avec m une constante comprise entre 0 et 1. [Smith et al., 1993] reprend la formule (1.5) pour la relation $K(\theta)$ mais donne la relation $\Psi(\theta)$ pour résoudre (1.4) :

$$\Psi(\theta) = \Psi_b (\Theta^{-c/\lambda} - 1)^{1/c} + d,$$

avec c et d des constantes dépendantes du type de sol.

1.1.1.4 Horton

Le modèle de [Horton, 1933] décrit l'infiltration selon une loi exponentielle :

$$I(t) = f_c + (f_0 - f_c) e^{-kt},$$

avec f_c la capacité d'infiltration minimale en m/s, f_0 la capacité d'infiltration à $t = 0$ en m/s définie par la relation :

$$f_0 = (f_c - f_r) \frac{\theta_i - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} + f_r,$$

f_r est la capacité d'infiltration du sol pour des conditions sèches ($\theta = \theta_r$) en m/s et k un paramètre de décroissance. Contrairement aux modèles de [Green et Ampt, 1911] et [Richards, 1931], ce modèle ne se base pas sur une interprétation de la loi de Darcy mais sur des données purement expérimentales.

1.1.1.5 SCS

Le modèle SCS ([Mockus, 1972]) estime directement la part de la pluie P_e en m qui va être disponible pour le ruissellement par la formule :

$$P_e = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S},$$

avec P la précipitation totale en m et S la capacité de stockage du sol en m définie par :

$$S = \frac{25.4}{CN} - 0.25,$$

où CN est une variable dépendante des caractéristiques du sol. Cependant, [Chahinian, 2005] montre la relative imprécision de ce modèle par rapport aux modèles présentés précédemment lors d'une application sur un bassin versant méditerranéen. Ce modèle a néanmoins l'avantage de ne comporter qu'une seule variable dépendant des propriétés du sol. Il peut être associé à un modèle de Green-Ampt, comme dans [Nietsch et al., 2000], afin de mieux caractériser la répartition spatiale des sols et notamment les réponses différentes selon la couverture et la forme de la végétation.

1.1.1.6 Influence de la végétation

[Hibbert, 1965] a étudié l'influence de la végétation sur le ruissellement sur 39 bassins versants soumis à des conditions climatiques très variables dans différentes régions du monde. Les principaux constats de cette étude sont que dans la plupart des cas une diminution de la couverture forestière sur un bassin versant entraîne une augmentation du ruissellement et, à l'inverse, une augmentation de la couverture entraîne une diminution du ruissellement. Cependant, selon la nature de la végétation, son influence sur le taux de ruissellement à l'exutoire d'un bassin peut varier de plusieurs ordres de grandeur. [Bosch et Hewlett, 1982] complète l'étude de [Hibbert, 1965] avec des résultats expérimentaux sur 55 bassins versants supplémentaires et met en évidence la forte corrélation entre l'eau ruisselée et la proportion de végétation couvrant le bassin versant pour un type de végétation donné, et montre qu'il est possible de prédire le taux de ruissellement en fonction de la couverture végétale.

Plusieurs modèles utilisent des formulations permettant de représenter l'effet de la végétation sur l'hydrologie d'un système. [Gerten et al., 2004] et [Sitch et al., 2003] appliquent le modèle Lund-

Potsdam-Jena permettant de reproduire des phénomènes à long terme comme la croissance de la végétation et utilisent des paramètres dépendants du type de végétation et de la taille des sédiments du sol. Le modèle décrit dans [Wigmosta *et al.*, 2002] ajoute un terme d'évapotranspiration représentant l'interception de la pluie et décrivant l'influence de la végétation.

1.1.2 Terme de frottement

[Kirstetter *et al.*, 2015] a démontré que le terme de frottement S_f dans les équations de Saint-Venant (1.35) défini comme :

$$S_f = \frac{3\nu u}{gh^2}, \quad (1.6)$$

où u est la vitesse de l'écoulement en m/s , g la constante gravitaire en m/s^2 et ν est la viscosité cinématique de l'eau, est l'approche qui correspond le mieux aux données du cas test du canal rectiligne (voir 3.3.1). Plus généralement, cette formule est utilisée pour représenter le frottement dans les cas où l'écoulement est laminaire.

Pour les écoulements turbulents, le terme de frottement défini par [Lawrence, 1997] est introduit pour spatialiser le coefficient de frottement en fonction d'une taille de rugosité représentative k_s . Cette rugosité est liée au coefficient de Darcy-Weisbach avec la relation suivante :

$$f = \begin{cases} \left(\frac{1}{1.64 + 0.803 \ln(\Lambda)} \right)^2 & \text{if } \Lambda \geq 10 \\ \frac{10}{\Lambda^2} & \text{if } 1 \leq \Lambda \leq 10 \\ \frac{8}{\pi} C_D \min\left(\frac{\pi}{4}, \Lambda\right) & \text{else} \end{cases}, \quad (1.7)$$

avec $\Lambda = \frac{h}{k_s}$ le taux d'inondation et C_D la force de traînée des particules rugueuses fixée à 1 dans [Lawrence, 1997]. Avec cette formulation, le coefficient de frottement varie continuellement pour différents rapports d'inondation et est lié à la pente de frottement avec la relation :

$$S_f = \frac{f}{8g} \frac{u|u|}{h^3}. \quad (1.8)$$

Il a été démontré dans [Lawrence, 1997] que ce modèle de frottement peut présenter des limitations pour des nombres de Reynolds inférieurs à 1000 et un taux d'inondation supérieur à 10 ($\Lambda \geq 10$ dans l'équation (1.7)). Dans ces cas, comme le nombre de Reynolds est faible, l'écoulement est laminaire. En remplaçant le modèle de friction de Lawrence par le modèle de Poiseuille, présenté dans l'équation (1.6), on introduit un modèle de frottement mixte.

1.1.3 Modélisation de l'érosion gravitaire

Définition Une lave torrentielle est un écoulement contenant une concentration en matériaux très élevée, situé entre les écoulements hyperconcentrés et les glissements de terrain ([Mathys, 2006]). [Cousot et Meunier, 1996] donne les distinctions entre ces trois types d'écoulements. Il existe une différence entre les concentrations dans l'écoulement pour les laves torrentielles, où la fraction solide se situe entre 50% et 90% et dans les écoulements hyperconcentrés où la fraction se situe entre 25% et 50%. La différence entre les glissements de terrain et les laves torrentielles est au niveau de la vitesse de déplacement, qui va de 0.5 à 10 m/s pour les laves ([Sharp et Nobles, 1953], [Morton et Campbell, 1974]), alors quelle est supérieure à 10 m/s pour les glissements de terrain, sur lesquels on distingue des fractures à l'échelle macroscopique.

Selon [Takahashi, 2007], on distingue trois types de laves torrentielles :

1. Les laves torrentielles rocailleuses, qui concernent des sédiments non-cohésifs avec un diamètre médian supérieur à 1 mm. Elles se déplacent à la vitesse :

$$u = \frac{2h^{3/2}}{3D_s\lambda} \left[\frac{g \cos \theta}{a_i \cos \alpha_i} C \left(1 - \frac{\rho}{\rho_s} \right) \right]^{1/2},$$

où C doit respecter

$$C \geq \frac{\rho \tan \theta}{(\rho_s - \rho)(\tan \alpha_i - \tan \theta)}, \quad (1.9)$$

avec h la hauteur d'eau en m, D_s le diamètre des sédiments en m, $\lambda = \frac{D_s}{(\rho_s/\rho) - (E-D)}$, g l'accélération de la pesanteur en m/s^2 , θ l'angle de la pente en degré, a_i la pression répulsive entre les particules en $kg/m/s$, α_i l'angle de collision entre les particules en degré, C la concentration volumique, ρ et ρ_s les masses volumiques respectivement de l'eau et des sédiments en kg/m^3 et E et D les vitesses d'érosion et de dépôt en m/s.

2. Les laves torrentielles vaseuses, pour des sédiments cohésifs de diamètre médian supérieur à $10 \mu m$. La vitesse d'écoulement u en m/s est

$$u = \frac{2hu_*}{5D_s} \left[\frac{1}{a_i \sin \alpha_i} \left(C + (1 - C) \frac{\rho}{\rho_s} \right) \right]^{1/2} \left[\left(\frac{C_*}{C} \right)^{1/3} - 1 \right],$$

avec u_* la vitesse de cisaillement m/s et $C_* = C \left(\frac{1}{\lambda} + 1 \right)^3$.

3. Les laves torrentielles visqueuses, avec des sédiments de diamètre inférieur à $10 \mu m$, dont la vitesse s'exprime par la relation :

$$u = \frac{h\rho u_*^2}{3\mu} \left[1 + \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) C \right]$$

avec μ la viscosité dynamique de l'écoulement en kg/m/s.

Modélisation du déplacement des laves torrentielles Le modèle de [Savage et Hutter, 1989] décrit le mouvement des écoulements granulaires avec les équations suivantes :

$$\begin{cases} \frac{\partial e}{\partial t} + \frac{\partial eu}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial eu}{\partial t} + \frac{\partial eu^2 + \epsilon \kappa \cos(\theta) \frac{e^2}{2}}{\partial x} = -e \frac{|u|}{u} \tan(\phi) \cos(\theta) - e \kappa \frac{\partial z}{\partial x} + e \sin(\theta) \end{cases}, \quad (1.10)$$

avec e l'épaisseur de la lave en m, $\epsilon \approx 10^{-3}$, $\kappa = 2 \frac{1 \pm (1 - \cos^2(\theta)(1 + \tan^2(\phi)))^{1/2}}{\cos^2(\theta)} - 1$, ϕ l'angle de frottement de la lave torrentielle par rapport au fond et z la cote du fond. Ce système est dérivé des équations de Saint-Venant en considérant un changement de repère le long de la pente (voir figure 1.1). De plus, on ajoute un terme de frottement de type Coulomb représentant la perte d'énergie par cisaillement de l'écoulement chargé sur le fond rugueux et la pression de l'écoulement. Ce modèle a été adapté pour des écoulements avec un matériel granulaire non cohésif.

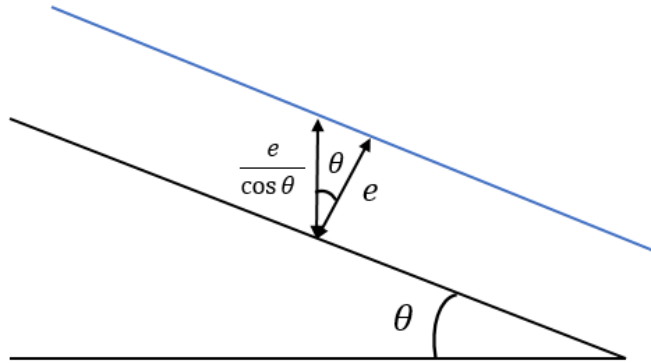


Figure 1.1: Illustration du changement de repère selon la pente avec le modèle de [Savage et Hutter, 1989].

En s'inspirant du modèle de [Savage et Hutter, 1989], plusieurs modèles basés sur les équations de Saint-Venant, en utilisant ce changement de repère, ont été développés [Bouchut *et al.*, 2003], [Bouchut *et al.*, 2008]. Ce modèle peut s'écrire :

$$\begin{cases} \frac{\partial e}{\partial t} + \frac{\partial eu}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial eu}{\partial t} + \frac{\partial \left(eu^2 + \frac{ge^2 \cos \theta}{2} \right)}{\partial x} = -ge \sin \theta \left(1 - \frac{e \theta_x}{2} S_{fx} \right) \end{cases}. \quad (1.11)$$

où θ_x est la variation de la pente du fond.

Il est notamment utilisé par [Wu *et al.*, 2015] qui étudie l'influence du choix de la loi de frottement utilisée. La loi de Coulomb proposée par [Savage et Hutter, 1989] :

$$S_f = -\frac{u}{|u|} \rho g e \cos \theta \tan \phi, \quad (1.12)$$

le modèle de Voellmy qui ajoute un terme de turbulence à la loi de Coulomb :

$$S_f = -\frac{u}{|u|} \left(\rho g e \cos \theta \tan \phi + \rho g \frac{u^2}{\zeta} \right), \quad (1.13)$$

où ζ est un coefficient de turbulence, et un modèle dépendant de la vitesse de l'écoulement. Le modèle de Coulomb est celui qui donne les résultats les plus proches des mesures dans cette étude mais le modèle est très sensible au choix de l'angle de frottement ϕ .

D'après [Paik, 2015], on peut utiliser les équations de Saint-Venant pour modéliser des écoulements non-newtoniens avec fortes pentes sous réserve d'appliquer un coefficient de frottement approprié. En plus de la loi de Chézy, un terme de frottement basal est ajouté pour représenter la partie solide dans le comportement de l'écoulement. Le terme de frottement devient :

$$S_f = \frac{u|u|}{C^2 e} + \mu \cos \theta. \quad (1.14)$$

Les valeurs données pour les coefficients de frottement d'une lave torrentielle d'environ 1 cm d'épaisseur sont $2 \leq C \leq 15 \text{ s/m}^{1/3}$ et $0.06 \leq \mu \leq 0.175$. Le terme de frottement basal se traite de manière explicite et le terme de frottement de Chézy est traité dans un second temps de manière implicite comme dans le schéma (2.7).

Cette même philosophie est reprise par [Obrien *et al.*, 1993] qui utilise le terme de frottement :

$$S_f = \frac{\tau_y}{\gamma e} + \frac{k\nu u}{8\gamma e^2} + \frac{n^2 u^2}{e^{4/3}} \quad (1.15)$$

avec $\tau_y = \alpha_2 e^{\beta_2 C}$ une contrainte définie empiriquement, $\nu = \alpha_1 e^{\beta_1 C}$ un coefficient de viscosité, γ le poids spécifique de l'écoulement qui augmente avec la concentration sédimentaire, $k \geq 24$ un coefficient de rugosité du fond. [Obrien et Julien, 1988] donne des valeurs pour les coefficients $\alpha_{1,2}$ et $\beta_{1,2}$ obtenues avec des expériences de laboratoire et dans la littérature : $3.73 \cdot 10^{-5} \leq \alpha_1 \leq 1.28 \cdot 10^{-1}$, $6.2 \leq \beta_1 \leq 36.6$, $7.07 \cdot 10^{-4} \leq \alpha_2 \leq 2.72$ et $7.82 \leq \beta_2 \leq 29.8$.

[Gray *et al.*, 1999] démontre qu'un modèle basé sur les équations de Saint-Venant avec frottement de type Coulomb ("Shallow Water Avalanche Model") reproduit très fidèlement le déplacement de la lave malgré une surestimation du dépôt. Les travaux de [Wang *et al.*, 2008] montrent aussi que les équations de Saint-Venant avec un terme de frottement de Coulomb sont performantes en reproduisant une lave torrentielle observée dans un bassin versant au Japon sur une topographie

complexe.

Un modèle plus complet est présenté par [George et Iverson, 2014] et est gouverné par les équations suivantes :

$$\begin{cases} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} = \frac{\rho_f - \rho}{\rho_f} D \\ \frac{\partial hu}{\partial t} + \frac{\partial hu^2}{\partial x} + \frac{\kappa}{2} \frac{\partial g_z h^2}{\partial x} + \frac{h(1-\kappa)}{\rho_f} \frac{\partial p_b}{\partial x} = hg_x + uD \frac{\rho_f - \rho}{\rho_f} - \frac{\tau_s + \tau_f}{\rho_f} \\ \frac{\partial hm}{\partial t} + \frac{\partial hum}{\partial x} = -Dm \frac{\rho}{\rho_f} \\ \frac{\partial p_b}{\partial t} - \rho_f g_z \chi u \frac{\partial h}{\partial x} + \rho_f g_z \chi \frac{\partial hu}{\partial x} + u \frac{\partial p_b}{\partial x} = \zeta D - \frac{3\|u\| \tan \Phi}{\alpha h} \end{cases}, \quad (1.16)$$

avec $\rho_f = \rho_s m + \rho(1-m)$ la densité du fluide, $D = \frac{2k}{h\mu}(p_b - \rho g_z h)$ le taux de dilation de la lave où $k = k_0 e^{\frac{0.6-m}{0.04}}$ la perméabilité de la lave torrentielle ($k_0 \in [10^{-13}; 10^{-10}] \text{ m}^2$), $\mu \in [10^{-2}; 10^{-1}] \text{ Pa.s}$ la viscosité du fluide, $g_x = g \sin \theta$ et $g_z = g \cos \theta$, $\tau_s = (\rho_f g_z h - p_b) \tan(\phi + \Phi) \frac{u}{\|u\|}$ le terme de frottement de Coulomb et $\tau_f = \frac{2\mu(1-m)}{h} u$ le terme de frottement visqueux, $\chi = \frac{\rho+3\rho_f}{4\rho_f}$, $\zeta = \frac{3}{2\alpha h} + \frac{g_z \rho(\rho_f - \rho)}{4\rho_f}$ et $\tan \Phi = m - \frac{0.6}{1+\sqrt{N}}$ la tangente de l'angle de dilataance granulaire où $N = \frac{\mu 2\|u\|/h}{\rho_s(2\|u\|/h)^2 10^{-6} + \rho_f g_z h - p_b}$ un paramètre adimensionnel. [Bouchut *et al.*, 2015] propose une version tridimensionnelle de ce modèle diphasique.

Critère de détachement Pour déterminer quand se forment les laves torrentielles, [Bertrand, 2014] donne une approche probabiliste en fonction de la pente S et de l'indice de [Melton, 1965] R avec la relation :

$$p = \frac{e^{-0.65} R^{1.66} S^2}{1 + e^{-0.65} R^{1.66} S^2},$$

où p est la probabilité que l'on ait une lave torrentielle. De manière déterministe, [Takahashi, 2007] utilise les équations de la mécanique pour définir un angle θ_1 à partir duquel la pente est assez grande pour l'initiation d'une lave torrentielle, si la hauteur d'eau induite par le ruissellement est suffisante. Cet angle est donné par la relation :

$$\tan \theta_1 = \frac{F_0}{F_1} \left(1 + \frac{c(1 - c^2 k^{-2} F_1^{-2} g^{-2} h_0^{-2} + F_0^2 F_1^{-2})^{1/2}}{k F_0 g h (1 - c^2 F_2^{-2} g^{-2} h^{-2})} \right),$$

avec $0.7 < k < 1$, c la cohésion de la couche de sédiment, $F_0 = C_*(\rho_s - \rho) \tan \phi$ et $F_1 = C_*(\rho_s - \rho) + \rho(1 + 1/k)$. L'épaisseur de la couche de sédiment alors mobilisée est

$$e = h \frac{C_\infty}{C_* - C_\infty}, \quad (1.17)$$

avec $C_\infty = \frac{\rho \tan \theta}{(\rho_s - \rho)(\tan \alpha_i - \tan \theta)}$ la concentration à l'équilibre pour la lave torrentielle.

[Montgomery et Dietrich, 1994] décrit un critère de mise en mouvement en fonction de l'humidité

du sol pour un domaine discrétisé en cellule dans l'espace. Cette humidité est calculée comme $W = \frac{aI}{bK} \sin \Theta$ avec I l'intensité de la pluie, K la conductivité du sol saturé, a l'aire d'une cellule, b son périmètre et $W \leq 1$. Avec cette définition, on définit une relation pour chaque cellule du domaine, avec P la pente, telle que si $P \leq (1 - W \frac{\rho}{\rho_s}) \tan \phi$ alors la cellule est stable, sinon elle est susceptible d'être instable. Pour qu'il y ait une mise en mouvement, il faut que la cellule soit instable selon la définition précédente, mais aussi que l'intensité de la pluie soit supérieure à une intensité critique donnée par la relation :

$$I_{cr} = (K \sin \theta \frac{\rho b}{\rho_s a}) (1 - \frac{\tan \theta}{\tan \phi}). \quad (1.18)$$

D'autres auteurs ([Iverson, 2000], [Tsai et Yang, 2006]) utilisent les propriétés de l'infiltration pour définir un critère de stabilité des versants. En utilisant des valeurs de charge hydraulique explicitement données par les équations de [Richards, 1931], un facteur de sureté FS est défini comme :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} + \frac{-\Psi(z_f, t) \rho \tan \phi}{\rho_s z_f \sin \theta \cos \theta} + \frac{c}{\rho_s z_f \sin \theta \cos \theta}. \quad (1.19)$$

Le rupture de la pente intervient alors lorsque ce coefficient devient inférieur à 1. Ce concept de facteur de sureté est également donné par [Montrasio et Valentino, 2008] et défini comme le rapport des forces de stabilisation et de déstabilisation :

$$FS = \frac{N \tan \phi + C}{W \sin \theta + F}, \quad (1.20)$$

avec $W = \cos \theta (h + z_f) \Delta x \rho [m(\theta_s - 1) + G_s(1 - \theta_s) + n S_r(1 - m)]$ le poids submergé dans une cellule, $m = \frac{z_f}{h + z_f}$ la part de la charge hydraulique infiltrée, G_s le poids spécifique et S_r le degré de saturation du sol, N est lié à W et est donné par la relation $N = \cos^2 \theta (z_f + h) \Delta x \rho [m(\theta_s - 1) + G_s(1 - \theta_s) + \theta_s S_r(1 - m)]$, $F = \rho \sin \theta \cos \theta m (h + z_f) \Delta x$ est la force de suintement et $C = [c + A S_r(1 - S_r)^{0.4} (1 - m)^{3.4}] \Delta x$ la somme de la force de cohésion de la couche et un frottement basé sur la loi de Coulomb avec $A = 40$ pour du sable, $A = 80$ pour de la boue et $A = 100$ pour de l'argile. Enfin, [Sharma et Nakagawa, 2005] combine cette approche mécanique avec l'utilisation des variables explicites du modèle de [Richards, 1931] pour déterminer un facteur de sureté plus complexe et des propriétés du sol définies grâce à une définition multi-couche.

Formule de déposition La formule de déposition donnée par [Takahashi, 2007] s'écrit :

$$D = \left(1 - \left(\frac{u_s}{u_c} \right)^m \right)_+ C V_s \quad (1.21)$$

où u_s est la vitesse d'écoulement des laves en m/s, u_c est la vitesse de dépôt critique en m/s, m est un coefficient inférieur à 1, C est la concentration de sédiments dans l'écoulement, V_s est la

vitesse de sédimentation en m/s et $(\cdot)_+ = \max(0, \cdot)$. Cette formule ressemble fortement à celles classiquement utilisées pour le dépôt de sédiment cohésif en suspension, ce qui est cohérent avec la nature des sédiments transportés sur les bassins versants de Draix. En effet, [Mathys, 2006] montre que la granulométrie médiane (d_{50}) des matières en suspensions observée sur 21 échantillons est en moyenne de $9 \mu\text{m}$ et au maximum de $12 \mu\text{m}$ ce qui correspond à des sédiments cohésifs.

1.1.4 Modélisation de l'érosion par cisaillement dans l'écoulement

Les modes de transport Dans cette partie, l'objectif est de qualifier le transport sédimentaire en fonction de plusieurs paramètres physiques permettant de définir les domaines d'application des différents modes de transport. Les sédiments peuvent être transportés de trois manières différentes dans l'eau :

1. Par suspension : les sédiments, généralement les plus fins, sont transportés dans toute la colonne d'eau et vont à une vitesse proche de l'écoulement.
2. Par charriage : les sédiments, généralement grossiers, roulent sur le sol, sous l'effet de l'entraînement par l'eau.
3. Par saltation : les sédiments se déplacent par saut, soit entraînés par une goutte de pluie, soit par la force de l'écoulement.

On peut caractériser le mode de transport en fonction d'un nombre adimensionnel appelé le nombre de Rouse et défini par :

$$Rouse = \frac{u_*}{V_s} \quad (1.22)$$

avec u_* la vitesse de cisaillement et V_s la vitesse de chute qui sont définies respectivement dans 1.1.4 et 1.1.4.1.

Ce nombre permet de classifier les modes de transport de sédiments dans un écoulement. On s'intéresse à plusieurs descriptions du mouvement en fonction du nombre de Rouse. Le tableau 1.2 décrit cette classification pour les variations du nombre de Rouse selon [Julien, 1998].

Cependant, on voit dans [Kinnell, 1990] ou [Moss *et al.*, 1979] que l'on peut avoir des transports dus à l'impact des gouttes de pluie, même avec des vitesses d'écoulement très faibles, c'est pourquoi [Nord, 2006] recommande de considérer plutôt la classification que l'on peut trouver dans [Merten *et al.*, 2001], d'autant que les autres valeurs sont assez proches de celles de [Julien, 1998], comme on peut le constater dans le tableau 1.2.

Rouse	[Julien, 1998]	[Merten <i>et al.</i> , 2001]
Suspension	$[2.5; +\infty[$	$[\frac{5}{3}; +\infty[$
Transport mixte	$[0.4; 2.5[$	$[0.5; \frac{5}{3}[$
Charriage	$[0.2; 0.4[$	$[0; 0.5[$
Pas de mouvement	$[0; 0.2[$	

Tableau 1.2: Classification du mode de transport en fonction du nombre de Rouse

Pour représenter le transport sédimentaire dans un modèle, on utilise une équation de continuité différente en fonction du mode de transport. Pour le charriage, l'équation d'Exner correspond à une équation de conservation de la masse sédimentaire du lit et s'écrit :

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial q_s}{\partial x} + \frac{\partial q_s}{\partial y} = 0, \quad (1.23)$$

avec z la côte du fond en m, q_s le débit solide en m^3/s , t le temps en s et x et y les deux directions dans l'espace en m.

Le transport par suspension est représenté par une équation de conservation de la masse, l'équation d'advection :

$$\frac{\partial hC}{\partial t} + \frac{\partial huC}{\partial x} + \frac{\partial hvC}{\partial y} = \frac{E - D}{\theta_s}, \quad (1.24)$$

Avec C la concentration volumique en sédiment dans l'eau, h la hauteur d'eau en m, u la vitesse de l'écoulement en m/s selon x , v la vitesse de l'écoulement en m/s selon y , E et D les taux d'érosion et de dépôt en m/s. Cette équation est couplée avec une équation d'évolution du fond dépendante de E et D , qui s'écrit :

$$(1 - \theta_s) \frac{\partial z}{\partial t} = E - D. \quad (1.25)$$

Diamètre adimensionnel des grains On définit le diamètre adimensionnel des grains par la relation suivante :

$$D_* = D_s \left(\frac{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) g}{\nu^2} \right)^{\frac{1}{3}},$$

avec D_s le diamètre des grains en m, ρ_s la masse volumique des sédiments en kg/m^3 et ρ la masse volumique de l'eau en kg/m^3 .

Cette relation sera utile pour déterminer la contrainte de cisaillement critique (1.1.4), ainsi que la vitesse de chute des sédiments (1.1.4.1).

Vitesse et contrainte de cisaillement On définit la contrainte de cisaillement τ comme la force exercée par la lame d'eau sur le fond. Elle se caractérise par la relation :

$$\tau = \rho g h S_f, \quad (1.26)$$

Concernant les valeurs de S_f , on peut la calculer grâce à la formule de frottement de Chézy :

$$S_f = \frac{q|q|}{C^2 h^3} \quad (1.27)$$

avec q le débit linéique de l'écoulement en m^2/s .

La contrainte de cisaillement permet de donner une définition de la vitesse de cisaillement u_* en m/s utilisée pour calculer le nombre de Rouse (1.22). On a donc :

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}.$$

1.1.4.1 Vitesse de chute

La vitesse de chute des particules est une notion essentielle dans le sens où elle conditionne le dépôt des sédiments dans un écoulement.

[Van Rijn, 1984] distingue trois cas différents pour des classes de sédiments et trois formules pour calculer la vitesse de chute adaptée :

$$V_s = \frac{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) g D_s^2}{18\nu}, \text{ la loi de Stokes,} \quad (1.28)$$

$$V_s = \frac{10\nu}{D_s} \left(\sqrt{1 + \frac{0.01 \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) g D_s^3}{\nu^2}} - 1 \right), \text{ donné par [Zanke, 1977]} \quad (1.29)$$

et

$$V_s = 1.1 \sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) g D_s}. \quad (1.30)$$

Dans le tableau 1.3, on peut voir pour quelles valeurs de D_s et R_* on doit appliquer chaque formule.

Il existe aussi une formule permettant de calculer cette vitesse pour tous les types de sédiment (voir [Soulsby, 1997]). Pour cela, on a besoin d'utiliser le diamètre adimensionnel des grains. La

	Formule (1.28)	Formule (1.29)	Formule (1.30)
Condition sur D_s	$D_s \leq 100\mu\text{m}$	$100\mu\text{m} < D_s \leq 1000\mu\text{m}$	$1000\mu\text{m} < D_s$
Condition sur R_*	$R_* \leq 1$	$1 < R_* \leq 500$	$500 < R_*$

Tableau 1.3: Cas d'utilisation de chaque formule de vitesse de chute

vitesse de chute s'écrit alors :

$$V_s = \frac{\nu}{D_s} \left(\sqrt{10.36^2 + 1.049D_*^3} - 10.36 \right). \quad (1.31)$$

On peut intégrer dans cette formule la concentration c des sédiments dans le fluide pour prendre en compte le choc entre les particules et on obtient la relation suivante :

$$V_s = \frac{\nu}{D_s} \left(\sqrt{10.36^2 + 1.049(1-c)^{4.7}D_*^3} - 10.36 \right). \quad (1.32)$$

Plus généralement, on peut réécrire la formule sous la forme :

$$V_s = \frac{a}{S_*} \left(\sqrt{1 + bS_*^2} - 1 \right),$$

avec $S_* = \frac{D_s}{4\nu} \sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) g D_s}$ le coefficient défini dans [Madsen et Grant, 1976].

Si on prend :

- $a=2.59$ et $b=0.156$, on obtient la formule (1.31).
- [Julien, 1998] propose les coefficients $a=2$ et $b=0.16$.

La formule empirique (1.31), a été tirée d'une série d'expériences sur des sédiments de diamètre adimensionnel allant de 2 à 100, donc pour des diamètres de 80 μm à 4 mm, et les formules (1.28), (1.29) et (1.30) pour des diamètres allant de 100 μm à 4 mm, pour des particules individuelles en chute libre.

Si les sédiments sont cohésifs, leur diamètre est petit et on se place toujours dans le cas où on utilise la loi de Stokes. Il y a également la possibilité qu'il se forme des floccs en suspension et on a alors une forte modification de la vitesse de chute ([Grangeon, 2013]). On cherche alors à représenter par d'autres formules la chute de ces particules. La perturbation induite par l'inclusion du terme de concentration dans l'équation (1.32) pourrait être suffisante dans ce cas là car elle se rapproche de la forme des équations donnant la vitesse de chute des floccs pour des hauteurs d'eau comprises entre 1mm et 10mm (voir [Le Hir, 2008]).

Selon [You, 2004], on peut décrire directement le comportement de floculation selon la concentra-

tion des sédiments en suspension dans l'écoulement. La vitesse de chute s'exprime alors uniquement en fonction de cette concentration :

$$V_s = V_0 e^{0.9779C - 0.1080C^2},$$

avec V_s en mm/s et V_0 la vitesse de chute d'une particule seule en mm/s et C la concentration en g/l.

Plusieurs choix sont donc possibles pour évaluer la vitesse de chute des sédiments dans un écoulement. Ceci est dû au fait qu'il y ait une grande variabilité dans les évènements que l'on peut observer. On peut opter pour des formules selon la taille des sédiments ou une formule plus générale, prenant en compte ou pas la concentration de sédiment.

Formules d'érosion et dépôt Pour les sédiments cohésifs, le calcul de l'érosion et du dépôt se fait de manière indépendante selon les équations :

$$E = \begin{cases} M \left(\left(\frac{u_*}{u_{*c}} \right)^2 - 1 \right) & \text{si } \tau > \tau_c \\ 0 & \text{sinon} \end{cases}, \quad (1.33)$$

$$D = \begin{cases} 0 & \text{si } \tau > \tau_c \\ V_s C \left(1 - \left(\frac{u_*}{u_{*c}} \right)^2 \right) & \text{sinon} \end{cases}, \quad (1.34)$$

avec u_* la vitesse de cisaillement en m/s, u_{*c} la vitesse de cisaillement calculée avec la contrainte de cisaillement critique en m/s, M un coefficient d'érosion adimensionnel fixé à 10^{-3} , V_s la vitesse de chute en m/s et C la concentration de sédiments dans l'écoulement.

1.2 Hypothèses de modélisation

Afin de représenter les processus d'infiltration dans des bassins versants de montagne, le modèle de Green-Ampt est sélectionné pour plusieurs raisons. Le modèle de Richards, même sous sa forme 1D, nécessite de résoudre une équation de continuité qui demande un temps de calcul supérieur au modèle de Green-Ampt. De plus, en comparaison avec le modèle de Horton et le modèle SCS, il permet de représenter fidèlement la structure verticale du sol grâce à l'équation (1.3). Même si dans le cadre de la thèse le sol sera considéré homogène dans tout le bassin, le modèle de Green-Ampt permet aussi, en vue d'applications futures, de spatialiser simplement la conductivité du sol en fonction de la présence ou non de végétation, ou de si l'on se trouve sur une parcelle, dans une ravine ou dans le lit de la rivière.

Le frottement du fond est représenté dans le modèle grâce aux équations de [Lawrence, 1997].

Le fait que ce modèle soit capable de s'adapter au régime d'inondation dans lequel il se trouve permet d'avoir une relation spécifique avec du ruissellement de parcelle ou de l'écoulement en rivière. Grâce à cela, le coefficient de frottement de Chézy est spatialisé par ce modèle dans le domaine et une taille représentative des rugosités du sol peut être fixée de manière homogène dans chaque bassin versant.

Concernant la modélisation de l'écoulement des laves, le modèle de [Iverson et George, 2014] est le plus complet et celui qui décrira le mieux le mouvement des différentes phases solides et liquides dans les laves. Cependant, ce modèle sera plus coûteux en terme de temps de calcul qu'un modèle de Saint-Venant ou de Savage-Hutter de part sa complexité. Il nécessite une connaissance assez précise de la nature des sédiments dans le mélange formant les laves torrentielles. Pour une application à des bassins versants de montagne, il est difficile d'avoir des données aussi précises, et de représenter l'évolution spatiale de la distribution sédimentaire dans des larges domaines. Le choix s'effectue donc entre le modèle de [Savage et Hutter, 1989] et le modèle de Saint-Venant. Le modèle de [Savage et Hutter, 1989] a surtout été utilisé pour représenter des écoulements granulaires avec des matériaux plus grossiers alors que les coulées de boue s'assimilent plus à des écoulements hyperconcentrés [Rickenmann, 1991], [Pierson, 2005]. Plusieurs études [Gray et al., 1999], [Wang et al., 2008], [Wu et al., 2015], [Paik, 2015] montrent que le modèle de Saint-Venant sans prise en compte de l'effet de pente donne une première approximation pour la représentation de la dynamique des laves.

Afin d'utiliser un critère de mise en mouvement dans un modèle d'érosion à base physique il est nécessaire qu'il soit déterministe. Le critère de détachement de [Takahashi, 2007] semble être le mieux adapté car il est déterministe, donne un critère de stabilité des sols permettant de déclencher l'érosion par déclenchement de lave torrentielle directement en fonction des variables hydrauliques, et il permet d'avoir une épaisseur de couche érodée explicite. Ces formules sont tirées d'observations sur une grande quantité d'expériences et concernent des laves torrentielles dites "immatures" dont la définition se rapproche des laves torrentielles "miniatures" observées par [Oostwoud Wijdenes et Ergenzinger, 1998] sur des bassins versants marneux.

La dynamique des sédiments dans certains bassins versants marneux fait que l'on retrouve une majorité de sédiment fins à l'exutoire, avec des diamètres médians (autour de $10 \mu\text{m}$ selon [Mathys, 2006], dans le bassin versant du Laval). Cela correspond à un transport majoritaire de sédiment en suspension dans l'écoulement. Selon la définition du nombre de Rouse (1.22), si la vitesse de chute est faible alors ce nombre adimensionnel est grand et on a du transport par suspension. On choisit donc de se focaliser sur le transport par suspension dans le réseau hydrographique et de négliger les effets du transport par charriage.

1.3 Méthode de couplage pour le modèle de ruissellement et d'érosion

Pour représenter le ruissellement de l'eau dans le bassin versant, on résout les équations de [de Saint-Venant, 1871] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} = P - I \\ \frac{\partial hu}{\partial t} + \frac{\partial \left(hu^2 + \frac{gh^2}{2} \right)}{\partial x} = gh \left(-\frac{\partial z}{\partial x} - S_{fx} \right) \end{array} \right. , \quad (1.35)$$

avec :

- h : la hauteur d'eau en m,
- t : le temps en s,
- u : la vitesse selon la composante x en m/s,
- v : la vitesse selon la composante y en m/s,
- P : la pluie en m/s,
- I : l'infiltration en m/s, calculé avec l'équation (1.1),
- g : la constante de gravité en m/s^2 ,
- z : la côte du fond en m,
- S_{fx} : le terme de frottement selon x ,
- S_{fy} : le terme de frottement selon y .

On note que le terme source de pluie n'est pris en compte que dans l'équation de conservation de la masse. La dissipation d'énergie induite par cet ajout de masse n'est donc pas pris en compte dans le modèle. Après avoir couplé le modèle d'infiltration de Green-Ampt avec le modèle de Saint-Venant, via le terme source de l'équation de conservation de la masse, on cherche à représenter les laves torrentielles dans le domaine. Elles sont aussi reproduites en résolvant le système de Saint-Venant 1.35, mais elles nécessitent une modification des termes sources de frottement, pour pouvoir représenter le frottement de Coulomb dans le modèle 1.14. Les termes sources de l'équation de conservation de la masse sont donc modifiés pour prendre en compte le détachement et le dépôt des laves torrentielles. Le système de Saint-Venant devient donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial h_s}{\partial t} + \frac{\partial h_s u_s}{\partial x} = E_l - D_l \\ \frac{\partial h_s u_s}{\partial t} + \frac{\partial \left(h_s u_s^2 + \frac{g h_s^2}{2} \right)}{\partial x} = g h_s \left(-\frac{\partial z}{\partial x} - S_{flx} \right) \end{array} \right. , \quad (1.36)$$

avec h_s la hauteur de la lave torrentielle en m, u_s la vitesse de la lave en m/s selon x, v_s la vitesse de la lave en m/s selon y, $E_l = \frac{e}{dt}$ où e est l'épaisseur de la lave mobilisée en m, donnée par l'équation (1.17) et dt le pas de temps en s, D_l la couche de lave déposée calculée par l'équation (1.21) en m/s et S_{flx} et S_{fly} les pentes de frottement selon x et y donnée par l'équation (1.14).

Le terme d'érosion est lié à l'hydraulique par la hauteur d'eau et dépend aussi de la pente. Entre deux points voisins, on regarde la différence d'élévation du fond pour en déduire une pente locale. A partir de cette pente, et de la hauteur d'eau sur le point le plus haut des deux, on en déduit un état de stabilité ou non du sol dans cette cellule grâce à la relation (1.1.3). Si la cellule est instable, c'est-à-dire que l'angle de la pente locale est supérieur à l'angle d'équilibre calculé alors une couche de sol d'une épaisseur proportionnelle à la hauteur d'eau est mobilisée, donnée par la relation (1.17). Cette épaisseur est limitée par le front d'infiltration, car seule un sol saturé par le front d'infiltration est considéré comme susceptible d'être mis en mouvement. La figure 1.2 montre la définition de l'angle d'équilibre selon la pente et la profondeur d'eau pour $C_* = 0.65$, $c = 35$ Pa, $\rho_s = 2650$ kg/m³, $\rho = 1000$ kg/m³ et $k = 0.85$. En résumé, pour une pente locale donnée, si l'intensité de la pluie est suffisamment grande pour générer une hauteur d'eau ruisselée qui se situe dans la zone instable, alors on a la mise en mouvement d'une lave torrentielle. Le détachement de la lave est donc fortement dépendant des paramètres hydrauliques, notamment de la hauteur d'eau où les pentes sont importantes.

Le terme de déposition ne dépend que de la vitesse de la lave. Il agit donc indépendamment des autres modèles et ne dépend que du modèle de Saint-Venant pour les laves torrentielles. L'écoulement des laves est également indépendant de l'hydraulique. Cette hypothèse forte se base sur le fait que le modèle génère des laves dans les zones de fortes pentes et que l'épaisseur des laves mobilisées est généralement beaucoup plus importante que les hauteurs d'eau. De plus, de part l'application du frottement de Coulomb, lorsque la pente devient faible dans le réseau hydrographique, la vitesse de déplacement des laves torrentielles diminue fortement et le dépôt est rapide. Cette considération permet à la fois d'avoir deux modèles d'écoulement simples interagissant entre eux via les termes sources et rapides à exécuter, dont les propriétés numériques seront étudiées dans le chapitre 2, tout en gardant une représentation physique et fine des deux processus. Cela permet également, en vue d'une application pratique du modèle, de pouvoir décomposer les étapes de représentation des transferts hydrauliques et sédimentaires, les mouvements des laves n'ayant quasiment aucune influence sur le débit observé à l'exutoire des bassins.

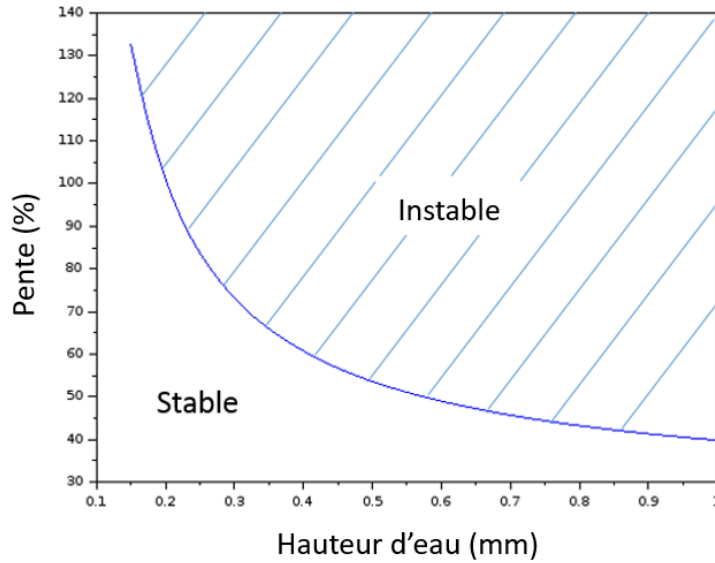


Figure 1.2: Critère de détachement de la coulée de lave en fonction de la pente et de la profondeur de l'eau.

Une autre interaction entre le modèle d'écoulement lave torrentielle et le modèle d'écoulement de l'eau est au niveau de l'interaction du fond. En effet, grâce aux termes d'érosion et de dépôt calculés pour les laves torrentielles, le fond évolue simplement selon la relation :

$$\frac{\partial z}{\partial t} = E_l - D_l. \quad (1.37)$$

Concernant le modèle d'érosion par cisaillement, il se situe principalement dans le réseau hydrographique car les contraintes y sont les plus fortes. Il permet de représenter le transport sédimentaire en suspension dans l'écoulement dans le réseau hydrographique. Les sédiments se déplacent donc à la même vitesse que l'écoulement grâce à l'équation (1.24) avec les termes d'érosion et de dépôt E_τ et D_τ respectivement donnés par les équations (1.33) et (1.34). Cette équation d'advection est résolue grâce au logiciel TELEMAC (www.opentelemac.org) grâce à un schéma distributif décrit dans [Hervouet, 2016].

Le modèle de lave torrentielle permet de générer de l'érosion à l'amont des versants et de déposer les sédiments dans le réseau hydraulique. Cet apport de sédiments dans le réseau permet d'alimenter le modèle de transport sédimentaire en suspension dans l'écoulement. On donne donc une disponibilité sédimentaire initiale nulle au modèle de transport sédimentaire en suspension et le modèle de lave va permettre de définir au cours de la simulation la disponibilité sédimentaire dans le réseau. De ce fait, ce modèle permet de gérer le stock de sédiment disponible dans le réseau hydrographique et l'export des sédiments jusqu'à l'exutoire du bassin versant lors de chaque événement de pluie.

Le modèle de transport sédimentaire interagit avec le modèle hydraulique par la définition de la

contrainte de cisaillement (1.26) qui dépend de la hauteur d'eau et de la vitesse de l'écoulement et qui est cruciale pour calculer les termes d'érosion et de dépôt. Il va également modifier le fond grâce à l'équation (1.25) et donc affecter les modèles d'écoulement de l'eau et des laves.

Le modèle global permet d'évaluer plusieurs variables dans le domaine qui sont la hauteur d'eau h , la vitesse de l'écoulement u , la hauteur de la lave h_s , la vitesse de la lave u_s , la côte du fond z et la concentration en sédiment C à chaque pas de temps. Ces variables permettent de donner une description complète des transferts hydrauliques et sédimentaires au cours du temps et d'identifier les zones d'érosion et de dépôt dans le bassin. Lorsqu'on part des variables connues à l'état initial t et qu'on cherche les variables au temps $t + 1$, le modèle s'exécute de la façon suivante en chaque point du domaine :

1. Ruissellement :

- calcul de la capacité d'infiltration I (1.1) et du front d'infiltration z_f (1.2),

$$I = K \left(1 + \frac{h_f + h}{z_f} \right),$$

$$z_f = \frac{I_T}{\theta_s - \theta_i},$$

- résolution du système de Saint-Venant (1.35) pour calculer la hauteur d'eau h^{t+1} et la vitesse de l'écoulement u^{t+1} en utilisant I ,

$$\begin{cases} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} = P - I \\ \frac{\partial hu}{\partial t} + \frac{\partial \left(hu^2 + \frac{gh^2}{2} \right)}{\partial x} = gh \left(-\frac{\partial z}{\partial x} - S_{fx} \right) \end{cases}.$$

2. Laves torrentielles :

- calcul des termes d'érosion E_l (1.17), limité par z_f , en utilisant h^{t+1} , et de déposition D_l (1.21) des laves torrentielles,

$$E_l = \min\left(h \frac{C_\infty}{C_* - C_\infty}, z_f\right),$$

$$D_l = \left(1 - \left(\frac{u_s}{u_c} \right)^m \right)_+ CV_s,$$

- mise à jour de la côte du fond z^{t+1} (1.37) en utilisant E_l et D_l ,

$$\frac{\partial z}{\partial t} = E_l - D_l,$$

- résolution des équations de Saint-Venant (1.36) pour le calcul de hauteur des laves h_s^{t+1} et de leur vitesse u_s^{t+1} en utilisant E_l et D_l ,

$$\begin{cases} \frac{\partial h_s}{\partial t} + \frac{\partial h_s u_s}{\partial x} = E_l - D_l \\ \frac{\partial h_s u_s}{\partial t} + \frac{\partial \left(h_s u_s^2 + \frac{gh_s^2}{2} \right)}{\partial x} = gh_s \left(-\frac{\partial z}{\partial x} - S_{flx} \right) \end{cases} .$$

3. Erosion par cisaillement

- calcul de la contrainte de cisaillement τ et de la vitesse de cisaillement u_* en utilisant h^{t+1} et u^{t+1} ,

$$\begin{aligned} \tau &= \rho g h S_f, \\ u_* &= \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}, \end{aligned}$$

- calcul des termes d'érosion E_τ (1.33) et de dépôt D_τ (1.34) par cisaillement en utilisant τ ,

$$\begin{aligned} E_\tau &= \begin{cases} M \left(\left(\frac{u_*}{u_{*c}} \right)^2 - 1 \right) & \text{si } \tau > \tau_c \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} , \\ D_\tau &= \begin{cases} 0 & \text{si } \tau > \tau_c \\ V_s C^t \left(1 - \left(\frac{u_*}{u_{*c}} \right)^2 \right) & \text{sinon} \end{cases} , \end{aligned}$$

- résolution de l'équation d'advection (1.24) pour le calcul de la concentration C^{t+1} en utilisant h^{t+1} , u^{t+1} , E_τ et D_τ ,

$$\frac{\partial hC}{\partial t} + \frac{\partial huC}{\partial x} = \frac{E_\tau - D_\tau}{\theta_s},$$

- mise à jour de la côte du fond (1.25) en utilisant E_τ et D_τ .

$$(1 - \theta_s) \frac{\partial z}{\partial t} = E_\tau - D_\tau.$$

La figure 1.3 représente schématiquement la méthode de résolution du modèle complet.

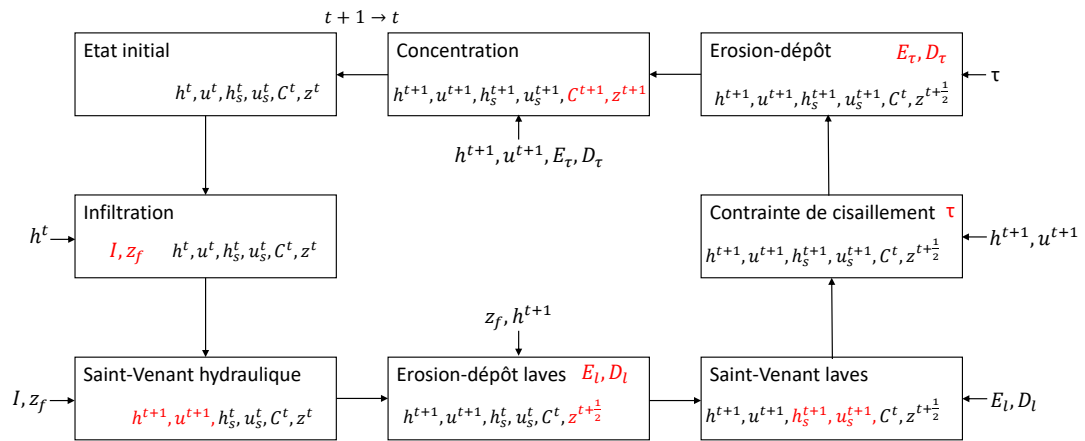


Figure 1.3: Représentation schématique du modèle.

Chapitre 2

Modélisation du ruissellement sur les versants

Il s'agit, dans ce chapitre, d'étudier la méthode de résolution qui soit la mieux adaptée pour représenter les transferts hydrauliques à l'échelle du bassin versant. Pour cela, on a besoin de tester les schémas dans des conditions de ruissellement similaires à ce que l'on peut observer dans un bassin versant de montagne. Ce choix devra être fait pour avoir le meilleur compromis entre la précision de la représentation de l'écoulement et la robustesse de la méthode.

2.1 Revue des schémas numériques existants

Cette partie présente un état de l'art de la résolution numérique des équations de Saint-Venant. Cette revue se concentre sur des schémas qui sont capables de conserver des propriétés essentielles pour représenter correctement les transferts comme la conservation de la masse et pour la robustesse du schéma en vue d'un couplage avec un modèle sédimentaire. Dans un premier temps, la méthode de discrétisation des équations de Saint-Venant est présentée en une dimension. Ensuite, on présente six différents schémas développés récemment avec leur spécificité et leur méthode d'intégration dans la discrétisation. Enfin, on étend la méthode de résolution à un modèle bidimensionnel avec un maillage non structuré.

2.1.1 Discrétisation par la méthode des volumes finis

Le système de [de Saint-Venant, 1871] (1.35) est dérivé des équations de Navier-Stokes, avec des vitesses moyennées sur la colonne d'eau [Gerbeau et Perthame, 2001]. Il découle des hypothèses d'homogénéité de la vitesse dans la colonne d'eau et de pression hydrostatique, sous condition que la hauteur d'eau soit petite par rapport à la largeur caractéristique de l'écoulement et que la variation de pente soit faible. Il est principalement utilisé pour modéliser des écoulements en

rivière, mais on le retrouve dans des application de ruissellement induit par la pluie depuis les travaux de [Zhang et Cundy, 1989], mais aussi dans certains codes de calcul ayant pour objectif de représenter ce type d'écoulement [Nord et Esteves, 2005] ou [Delestre *et al.*, 2014].

Dans la littérature, on distingue trois grandes méthodes pour résoudre numériquement ces équations. La méthode des différences finies (voir [Cunge et Wegner, 1964], [Sadourny, 1975] et [Casulli, 1990]) se base sur la définition de la dérivée d'une fonction. Elle consiste à discrétiser les équations aux dérivées partielles en des points suffisamment proches pour pouvoir approcher numériquement la solution de la fonction inconnue grâce à un développement limité. La méthode des éléments finis (décrite dans [Heniche *et al.*, 2000] ou [Hervouet, 2007]) permet de résoudre numériquement le problème à l'aide d'une projection dans un espace variationnel de dimension finie et d'une méthode d'interpolation.

Enfin, la méthode des volumes finis donne une solution numérique à une équation à l'aide d'une décomposition spatiale du domaine en cellule et d'une discrétisation temporelle. Il s'agit d'une formulation faible sous forme intégrale des lois de conservation. On choisit d'utiliser la méthode des volumes finis car les équations du système de Saint-Venant sont des équations de conservation de la masse et de la quantité de mouvement et que cette méthode est conservative. Conserver la masse d'eau est une propriété cruciale pour notre résolution numérique quand on cherche à modéliser les transferts hydrauliques dans un bassin versant. En effet, la pluie va apporter des faibles masses d'eau sur tout le domaine et il est important de bien représenter ces quantités pour ne pas propager d'erreur quand cette eau va ruisseler puis se concentrer dans le réseau hydraulique.

Ce système, largement étudié, est un système hyperbolique, constitué de deux équations de conservation de la masse et de la quantité de mouvement. Les valeurs propres de la jacobienne du système homogène sont $u \pm \sqrt{gh}$ où \sqrt{gh} est la vitesse des ondes de surface. De fait, on définit le nombre adimensionnel de Froude comme :

$$Fr = \frac{u}{\sqrt{gh}}.$$

Ce nombre permet de distinguer les régimes fluviaux ($Fr < 1$) où on a un contrôle de l'écoulement aval des régimes torrentiels ($Fr > 1$) où on a un contrôle de l'écoulement amont. L'équation est moyennée verticalement en respectant les équilibres hydrostatiques et ces équations permettent de respecter la loi de Bernoulli pour les états stationnaires.

Si on pose $U = \begin{pmatrix} h \\ hu \end{pmatrix}$ et $F(U) = \begin{pmatrix} hu \\ hu^2 + \frac{gh^2}{2} \end{pmatrix}$, on peut réécrire le système (1.35) homogène et dans sa version 1D sous la forme :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F(U)}{\partial x} = 0. \quad (2.1)$$

On découpe le domaine de calcul en n cellules et on s'intéresse à une cellule $\mathcal{C}_i = [x_{i-1/2}; x_{i+1/2}]$ de taille Δx . On discrétise ensuite le temps en m pas de temps de taille Δt comme illustré par la figure 2.1.

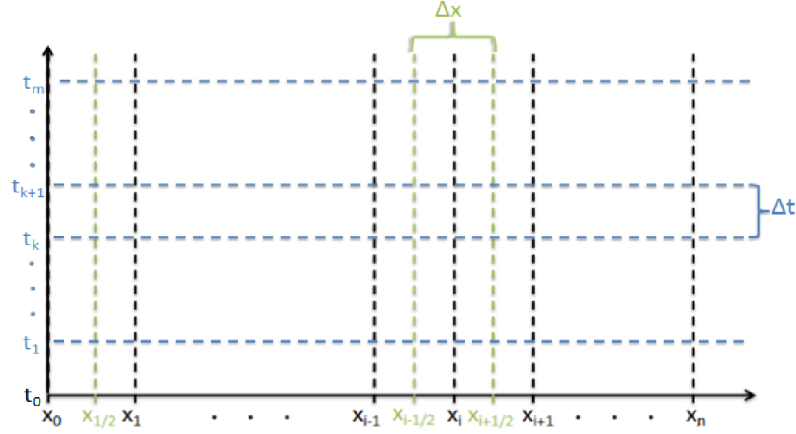


Figure 2.1: Illustration de la discrétisation en espace et en temps pour le schéma numérique

En intégrant l'équation (2.1) sur cette cellule \mathcal{C}_i , de centre x_i , au pas de temps k , on obtient la formulation faible du problème continu sur $\mathcal{C}_i \mathcal{X}[t^k; t^{k+1}]$:

$$\int_{t^k}^{t^{k+1}} \int_{\mathcal{C}_i} \left(\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F(U)}{\partial x} \right) dx dt = 0.$$

On définit $\tilde{U}_i = \frac{\int_{x_{i-1/2}}^{x_{i+1/2}} U dx}{\Delta x}$, une approximation de la valeur moyenne de U sur l'intervalle $[x_{i-1/2}; x_{i+1/2}]$. Δx étant non nul, on peut approcher l'intégrale précédente par la relation :

$$\int_{t^k}^{t^{k+1}} \left(\frac{\partial \tilde{U}_i}{\partial t} + \frac{F(U(t, x_{i+1/2})) - F(U(t, x_{i-1/2}))}{\Delta x} \right) dt = 0. \quad (2.2)$$

Analogiquement à l'approximation de l'intégration en espace que l'on vient de donner, on approche la relation (2.2) par :

$$\tilde{U}_i(t^{k+1}) - \tilde{U}_i(t^k) + \frac{\int_{t^k}^{t^{k+1}} F(U(t, x_{i+1/2})) dt - \int_{t^k}^{t^{k+1}} F(U(t, x_{i-1/2})) dt}{\Delta x} = 0.$$

Δt étant non nul, on peut donc écrire :

$$\frac{\tilde{U}_i(t^{k+1}) - \tilde{U}_i(t^k)}{\Delta t} + \frac{\int_{t^k}^{t^{k+1}} F(U(t, x_{i+1/2})) dt}{\Delta t} - \frac{\int_{t^k}^{t^{k+1}} F(U(t, x_{i-1/2})) dt}{\Delta t} = 0.$$

On pose $\tilde{F}^k(U(x_{i+1/2}))$ une approximation de la valeur de $\frac{\int_{t^k}^{t^{k+1}} F(U(t, x_{i+1/2})) dt}{\Delta t}$ et $\tilde{F}^k(U(x_{i-1/2}))$

celle de $\frac{\int_{t^k}^{t^{k+1}} F(U(t, x_{i-1/2})) dt}{\Delta t}$. Ces valeurs sont appelés les flux numériques qui correspondent physiquement aux flux de masse et de quantité de mouvement échangés aux interfaces des cellules. Le schéma s'écrit :

$$\frac{\tilde{U}_i(t^{k+1}) - \tilde{U}_i(t^k)}{\Delta t} + \frac{\tilde{F}^k(U(x_{i+1/2})) - \tilde{F}^k(U(x_{i-1/2}))}{\Delta x} = 0, \quad (2.3)$$

et en simplifiant l'écriture on obtient :

$$U_i^{k+1} = U_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_{i+1/2}^k - F_{i-1/2}^k). \quad (2.4)$$

Si on ajoute un terme de topographie, le système de Saint-Venant 1D (2.1) devient :

$$\begin{cases} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial hu}{\partial t} + \frac{\partial \left(hu^2 + \frac{gh^2}{2} \right)}{\partial x} = -gh \frac{\partial z}{\partial x} \end{cases}. \quad (2.5)$$

Le schéma (2.4) devient alors :

$$U_i^{k+1} = U_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(F_{i+1/2}^k - F_{i-1/2}^k + S_{i-1/2+} + S_{i+1/2-} \right), \quad (2.6)$$

avec $S_{i-1/2+} = \begin{pmatrix} 0 \\ s_{i-1/2+} \end{pmatrix}$ et $S_{i+1/2-} = \begin{pmatrix} 0 \\ s_{i+1/2-} \end{pmatrix}$, où $s_{i-1/2+}$ et $s_{i+1/2-}$ sont des approximations du terme source de pente $-gh \frac{\partial z}{\partial x}$. Si on écrit le schéma (2.6) uniquement selon sa deuxième composante, c'est-à-dire l'équation de conservation de la quantité de mouvement, on obtient :

$$h_i^{k+1} u_i^{k+1} = h_i^k u_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(F_{2,i+1/2}^k - F_{2,i-1/2}^k + s_{i-1/2+} - s_{i+1/2-} \right).$$

On ajoute maintenant le terme de frottement selon une loi de Chézy et le système (2.5) devient :

$$\begin{cases} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial hu}{\partial t} + \frac{\partial \left(hu^2 + \frac{gh^2}{2} \right)}{\partial x} = -gh \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) \end{cases}.$$

En traitant le terme de frottement de façon semi-implicite, comme dans [Bristeau et Coussin, 2001], [Delestre et James, 2009] ou encore [Fiedler et Ramirez, 2000], cela donne :

$$h_i^{k+1}u_i^{k+1} = \frac{h_i^k u_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(F_{2,i+1/2}^k - F_{2,i-1/2}^k + s_{i-1/2+} - s_{i+1/2-} \right)}{1 + g\Delta t \frac{u_i^k}{C^2 h_i^{k+1}}}. \quad (2.7)$$

Il existe d'autres manières d'intégrer numériquement le terme de frottement dans la résolution numérique ([Özgen *et al.*, 2015], [Zhang *et al.*, 2018]), mais la méthode présentée ci-dessus est sélectionnée pour sa capacité à conserver la condition de stabilité (2.9), ainsi que les équilibres du lac au repos (aucune modification des vitesses lorsque $u = 0$).

On peut ajouter les termes sources de pluie et d'infiltration dans l'équation de conservation de la masse de manière explicite dans le schéma, et on a finalement le schéma volumes finis suivant à résoudre :

$$\begin{cases} h_i^{k+1} = h_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(F_{1,i+1/2}^k - F_{1,i-1/2}^k \right) + \Delta t (P - I) \\ h_i^{k+1}u_i^{k+1} = \frac{h_i^k u_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(F_{2,i+1/2}^k - F_{2,i-1/2}^k + s_{i-1/2+} - s_{i+1/2-} \right)}{1 + g\Delta t \frac{u_i^k}{C^2 h_i^{k+1}}} \end{cases}. \quad (2.8)$$

Ce schéma est stable sous la condition CFL [Courant *et al.*, 1967] suivante :

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} (u_i + \sqrt{gh_i}) \leq \frac{1}{2}, \quad (2.9)$$

pour chaque cellule dans le domaine.

Pour calculer les valeurs de $F_{i+1/2}^k = F(U_{i+1/2}^k)$ et $F_{i-1/2}^k = F(U_{i-1/2}^k)$ aux interfaces des cellules, il existe différents flux numériques que l'on peut utiliser. Le flux de Roe [Roe, 1981] a été très étudié, notamment pour sa capacité à rester conservatif en gardant la positivité de la masse [Dubroca, 1999] et il a été appliqué aux équations de Saint-Venant dans [Monthe *et al.*, 1999] et [Goutal et Maurel, 2002]. Le flux VFRoe a été développé pour améliorer le flux de Roe, notamment au niveau du traitement de la discontinuité de contact (voir [Buffard *et al.*, 2000]) et a également été appliqué aux équations de Saint-Venant dans [Berthon et Marche, 2008] et [Pelanti *et al.*, 2011]. Néanmoins, ces flux nécessitent une étape d'approximation de la matrice Jacobienne du système alors que certains flux numériques sont capables de donner des approximations directes des flux aux interfaces des cellules en fonction des vitesses caractéristiques $u - \sqrt{gh}$ et $u + \sqrt{gh}$. Le flux HLL [Harten *et al.*, 1983] amélioré par [Toro *et al.*, 1994] pour traiter la discontinuité de contact en 2D, et appelé HLLC, est très utilisé pour calculer les flux numériques pour les équations de Saint-Venant ([Bello *et al.*, 2007], [Murillo et Garcia-Navarro, 2012]). Pour définir le flux HLLC $F(U_G, U_D)$ avec $U_G = \begin{pmatrix} h_G \\ h_G u_G \end{pmatrix}$ et $U_D = \begin{pmatrix} h_D \\ h_D u_D \end{pmatrix}$, posons :

$$\lambda_G = u_G - \sqrt{gh_G}, \quad (2.10)$$

$$\lambda_D = u_D + \sqrt{gh_D}, \quad (2.11)$$

$$\lambda_* = \frac{g\frac{h_D^2}{2} - g\frac{h_G^2}{2} + h_G u_G (\lambda_G - u_G) - h_D u_D (\lambda_D - u_D)}{h_G (\lambda_G - u_G) - h_D (\lambda_D - u_D)}. \quad (2.12)$$

On peut maintenant donner :

$$U_{*G} = h_G \left(\frac{\lambda_G - u_G}{\lambda_G - \lambda_*} \right) \begin{pmatrix} 1 \\ \lambda_* \end{pmatrix}, \quad (2.13)$$

$$U_{*D} = h_D \left(\frac{\lambda_D - u_D}{\lambda_D - \lambda_*} \right) \begin{pmatrix} 1 \\ \lambda_* \end{pmatrix}, \quad (2.14)$$

$$F_{*G} = F(U_G) + \lambda_G (U_{*G} - U_G), \quad (2.15)$$

$$F_{*D} = F(U_D) + \lambda_D (U_{*D} - U_D). \quad (2.16)$$

Finalement, on peut donner la valeur du flux HLLC par la relation :

$$F_{i+1/2}(U_G, U_D) = \begin{cases} F(U_G) & \text{si } \lambda_G \geq 0 \\ F_{*G} & \text{si } \lambda_G \leq 0 \leq \lambda_* \\ F_{*D} & \text{si } \lambda_D \geq 0 \geq \lambda_* \\ F(U_D) & \text{si } \lambda_D \leq 0 \end{cases}. \quad (2.17)$$

La simplicité de calcul de ce flux a motivé notre choix pour résoudre les équations de Saint-Venant en vue d'une application à grande échelle.

La principale difficulté réside dans le traitement des termes sources de pente $s_{i-1/2+}$ et $s_{i+1/2-}$, ainsi que la définition des valeurs intermédiaires $U_{i+1/2}^k$ et $U_{i-1/2}^k$ pour le calcul des flux. L'objectif sera donc de trouver dans la littérature un schéma numérique qui sera suffisamment précis et capable de préserver la positivité des hauteurs d'eau, de traiter les interfaces entre zones sèches et mouillées dans les bassins versants et de préserver les équilibres hydrostatiques, c'est-à-dire :

$$\begin{cases} h + z = cst \\ u = 0 \end{cases}.$$

Une revue des schémas existants, compatibles avec l'utilisation du flux HLLC, va maintenant être présentée, en décrivant les valeurs intermédiaires $s_{i-1/2+}$, $s_{i+1/2-}$, $U(x_{i+1/2})$ et $U(x_{i-1/2})$ à utiliser dans le schéma (2.8).

2.1.2 Le schéma de [Audusse et al., 2004]

La méthode de reconstruction hydrostatique de [Audusse et al., 2004] est largement utilisée pour discrétiser le terme source de pente ([Bouchut, 2004], [Berthon et Marche, 2008] et [Noelle et al., 2006]). Son développement a été motivé par le fait que de nombreux schémas dits “bien équilibrés” n’étaient pas tous capables de préserver des propriétés essentielles comme la positivité des hauteurs d’eau, la conservation de la masse et le traitement des zones sèches comme [Vazquez-Cendon, 1999], [Gallouet et al., 2003] et [Xu, 2002].

On introduit z à l’interface entre les cellules i et $i + 1$ ainsi que les reconstructions de h de part et d’autre de l’interface basées sur la reconstruction hydrostatique :

$$\begin{aligned} z_{i+1/2} &= \max(z_i, z_{i+1}), \\ h_{i+1/2-} &= (h_i + z_i - z_{i+1/2})_+, \\ h_{i+1/2+} &= (h_{i+1} + z_{i+1} - z_{i+1/2})_+, \end{aligned}$$

où $(\cdot)_+ = \max(0, \cdot)$. On obtient alors la discrétisation du terme de topographie de la façon suivante :

$$\begin{aligned} s_{i-1/2+} &= \frac{g}{2}(h_i^2 - h_{i-1/2+}^2), \\ s_{i+1/2-} &= \frac{g}{2}(h_{i+1/2-}^2 - h_i^2). \end{aligned}$$

2.1.3 Le schéma de [Bouchut et De Luna, 2010]

Le schéma de [Audusse et al., 2004] ne respectant les états équilibres qu’au repos, c’est-à-dire quand $u = 0$ et $h+z = cte$, ce schéma a pour but de généraliser la reconstruction hydrostatique à tous les états d’équilibre non triviaux, et notamment l’état d’équilibre subsonique qui correspond à un régime fluvial et qui consiste donc à vérifier $u^2 < gh$, tout en conservant les propriétés essentielles mentionnées précédemment.

Les variables intermédiaires sont reconstruites grâce à la relation :

$$\begin{aligned} h_{i+1/2-} &= \min \left[h_i, f_r \left(h_i u_i, \max \left\{ f(h_i u_i, h_i) - (z_{i+1} - z_i)_+, \frac{3}{2} h_i^{2/3} \right\} \right) \right], \\ h_{i+1/2+} &= \min \left[h_{i+1}, f_r \left(h_{i+1} u_{i+1}, \max \left\{ f(h_{i+1} u_{i+1}, h_{i+1}) - (z_i - z_{i+1})_+, \frac{3}{2} h_{i+1}^{2/3} \right\} \right) \right], \\ u_{i+1/2-} &= \begin{cases} \frac{h_i u_i}{h_{i+1/2-}} & \text{si } h_{i+1/2-} \neq 0 \\ u_{i+1/2-} = u_i & \text{sinon} \end{cases}, \\ u_{i+1/2+} &= \begin{cases} \frac{h_{i+1} u_{i+1}}{h_{i+1/2+}} & \text{si } h_{i+1/2+} \neq 0 \\ u_{i+1/2+} = u_{i+1} & \text{sinon} \end{cases}, \end{aligned}$$

avec $f(hu, h) = \frac{(hu)^2}{2h^2} + gh = gH_s$ où H_s est la charge spécifique et f_r une fonction définie

comme la réciproque de f sur un intervalle donné (voir [Bouchut et De Luna, 2010] pour plus de détails). Les termes sources de pentes sont :

$$\begin{aligned} T_{i-1/2+} &= \frac{h_i - h_{i-1/2+}}{h_{i-1/2+}} \left(F_{2,i-1/2}^k - \frac{gh_{i-1/2+}}{2} - u_{i-1/2+} F_{1,i-1/2}^k \right) - (u_{i-1/2+} - u_i) F_{1,i-1/2}^k \\ T_{i+1/2-} &= \frac{h_i - h_{i+1/2-}}{h_{i+1/2-}} \left(F_{2,i+1/2}^k - \frac{gh_{i+1/2-}}{2} - u_{i+1/2-} F_{1,i+1/2}^k \right) - (u_{i+1/2-} - u_i) F_{1,i+1/2}^k \\ s_{i-1/2+} &= \frac{g}{2} (h_i^2 - h_{i-1/2+}^2) + T_{i-1/2+}, \\ s_{i+1/2-} &= \frac{g}{2} (h_{i+1/2-}^2 - h_i^2) + T_{i+1/2-}. \end{aligned}$$

Ce schéma revient exactement à celui de [Audusse *et al.*, 2004] pour le cas $u = 0$ et ajoute donc un terme supplémentaire pour respecter les états d'équilibres subsoniques.

2.1.4 Le schéma de [Berthon et Foucher, 2012]

[Delestre *et al.*, 2012] a démontré que le schéma de [Audusse *et al.*, 2004] donnait des solutions inexactes pour des forts gradients topographiques et des faibles hauteurs d'eau. En particulier, pour des maillages pas suffisamment fins lorsque $z_{i+1/2} - z_i > h_i$, on obtient $h_{i+1/2-} = 0$ et les calculs des termes sources de pente sont sous-estimés. Ce schéma se base sur des valeurs reconstruites en fonction de la surface libre et en modifiant le schéma (2.8) comme :

$$\begin{cases} h_i^{k+1} = h_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(X_{i+1/2} F_{1,i+1/2}^k - X_{i-1/2} F_{1,i-1/2}^k \right) + \Delta t (P - I) \\ h_i^{k+1} u_i^{k+1} = \frac{h_i^k u_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(X_{i+1/2} F_{2,i+1/2}^k - X_{i-1/2} F_{2,i-1/2}^k \right) + s_{i-1/2+} - s_{i+1/2-}}{1 + g \Delta t \frac{u_i^k}{C^2 h_i^{k+1}}} \end{cases},$$

avec $X_{i+1/2}^k = \begin{cases} \frac{h_i}{h_i + z_i} & \text{si } F_{1,i+1/2}^t > 0 \\ \frac{h_{i+1}}{h_{i+1} + z_{i+1}} & \text{sinon} \end{cases}$. Les valeurs intermédiaires utilisées dans le calcul des flux ($F_{1,i+1/2}^k = F(h_{i+1/2-}, h_{i+1/2+})$ et $F_{2,i+1/2}^k = F(h_{i+1/2-} u_i, h_{i+1/2+} u_{i+1})$) deviennent donc :

$$\begin{aligned} h_{i+1/2+} &= h_{i+1} + z_{i+1}, \\ h_{i+1/2-} &= h_i + z_i, \end{aligned}$$

et les termes sources de pente sont :

$$\begin{aligned} s_{i-1/2+} &= \frac{g}{2} \left((h_i + z_i) H_{i-1/2} \left(X_{i-1/2} - \frac{h_i}{h_i + z_i} \right) \right), \\ s_{i+1/2-} &= \frac{g}{2} \left((h_i + z_i) H_{i+1/2} \left(X_{i+1/2} - \frac{h_i}{h_i + z_i} \right) \right), \end{aligned}$$

avec $H_{i+1/2}^k = \begin{cases} h_i + z_i & \text{si } F_{1,i+1/2}^t < 0 \\ h_{i+1} + z_{i+1} & \text{sinon} \end{cases}$. La stabilité de ce schéma nécessite une condition CFL supplémentaire à celle de la condition classique (2.9) :

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} \frac{\max(0, F_{1,i+1/2}^k) - \min(0, F_{1,i-1/2}^k)}{h_i + z_i} \leq 1.$$

2.1.5 Le schéma de [Audusse et al., 2015]

Ce schéma a été développé pour permettre l'ouverture à un couplage des équations de Saint-Venant avec l'équation d'Exner pour le transport de sédimentaire. Il permet également de conserver l'inégalité d'entropie :

$$\partial_t \left(\frac{hu^2}{2} + \frac{gh^2}{2} \right) + \partial_x \left(\frac{u^2}{2} + gh \right) hu \leq -ghu \partial_x b.$$

Ce schéma consiste à réécrire le schéma (2.8) comme :

$$\begin{cases} h_i^{k+1} = h_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(F_{1,i+1/2-}^k - F_{1,i-1/2+}^k \right) + \Delta t (P - I) \\ h_i^{k+1} u_i^{k+1} = \frac{h_i^k u_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(F_{2,i+1/2-}^k - F_{2,i-1/2+}^k \right)}{1 + g \Delta t \frac{u_i^k}{C^2 h_i^{k+1}}} \end{cases}.$$

avec :

$$\begin{cases} F_{1,i+1/2-}^k = F_{1,i+1/2}^k + \frac{\lambda_{i+1/2-} - \lambda_{i+1/2+} (z_{i+1} - z_i)}{\lambda_{i+1/2+} - \lambda_{i+1/2-}}, \\ F_{1,i-1/2+}^k = F_{1,i-1/2}^k + \frac{\lambda_{i-1/2-} - \lambda_{i-1/2+} (z_i - z_{i-1})}{\lambda_{i-1/2+} - \lambda_{i-1/2-}}, \\ F_{2,i+1/2-}^k = F_{2,i+1/2}^k - \frac{\lambda_{i+1/2+} - g s_{i+1/2}}{\lambda_{i+1/2+} - \lambda_{i+1/2-}}, \\ F_{2,i-1/2+}^k = F_{2,i-1/2}^k - \frac{\lambda_{i-1/2+} - g s_{i-1/2}}{\lambda_{i-1/2+} - \lambda_{i-1/2-}}, \end{cases}$$

où $s_{i+1/2}$ est la discrétisation du terme source de pente. Elle est définie pour respecter les équilibres hydrostatiques comme :

$$s_{i+1/2} = \begin{cases} \frac{h_{i+1} + h_i}{2} \min(h_i, z_{i+1} - z_i) & \text{si } z_{i+1} \geq z_i, \\ \frac{h_{i+1} + h_i}{2} \max(-h_{i+1}, z_{i+1} - z_i) & \text{sinon.} \end{cases}$$

2.1.6 Le schéma de [Michel-Dansac et al., 2016]

Dans la plupart des schémas développés, la résolution d'une équation de type Bernoulli permet de conserver l'inégalité d'entropie mais cela est coûteux en temps de calcul. Le schéma de [Michel-Dansac et al., 2016] permet une conservation de cette inégalité par une approche directe.

Le schéma numérique devient alors :

$$U_i^{k+1} = U_i^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[\lambda_{i+1/2-} \left(U_{i+1/2-} - U_i^k \right) - \lambda_{i-1/2+} \left(U_{i-1/2+} - U_i^k \right) \right],$$

avec $\lambda_{i+1/2-} = \min(-|u_i| - \sqrt{gh_i}, -|u_{i+1}| - \sqrt{gh_{i+1}})$, $\lambda_{i+1/2+} = \min(|u_i| + \sqrt{gh_i}, |u_{i+1}| + \sqrt{gh_{i+1}})$, $U_{i-1/2+} = (h_{i-1/2+}, (hu)_{i-1/2+})$ et $U_{i+1/2-} = (h_{i+1/2-}, (hu)_{i+1/2-})$. Les termes sources de pentes sont alors pris en compte dans le calcul des valeurs intermédiaires. On introduit d'abord les valeurs intermédiaires définies dans le flux HLL :

$$h_{HLL,i+1/2} = \frac{\lambda_{i+1/2+} h_{i+1} - \lambda_{i+1/2-} h_i - (h_{i+1} u_{i+1} - h_i u_i)}{\lambda_{i+1/2+} - \lambda_{i+1/2-}},$$

$$(hu)_{HLL,i+1/2} = \frac{\lambda_{i+1/2+} h_{i+1} u_{i+1} - \lambda_{i+1/2-} h_i u_i - \left(h_{i+1} u_{i+1}^2 + \frac{gh_{i+1}^2}{2} - h_i u_i^2 - \frac{gh_i^2}{2} \right)}{\lambda_{i+1/2+} - \lambda_{i+1/2-}}.$$

On peut maintenant écrire les valeurs des variables intermédiaires :

$$(hu)_{i+1/2+} = (hu)_{i+1/2-} = (hu)_{HLL,i+1/2} + \frac{S_{i+1/2}}{\lambda_{i+1/2+} - \lambda_{i+1/2-}},$$

$$\alpha_{i+1/2} = \frac{(hu)_{i+1/2+}}{h_i h_{i+1}} + \frac{g}{2} (h_i + h_{i+1}),$$

$$h_{i+1/2-} = \min \left(\left(h_{HLL,i+1/2} - \frac{\lambda_{i+1/2+} S_{i+1/2}}{\alpha_{i+1/2} (\lambda_{i+1/2+} - \lambda_{i+1/2-})} \right)_+, \left(1 - \frac{\lambda_{i+1/2+}}{\lambda_{i+1/2-}} \right) h_{HLL,i+1/2} \right),$$

$$h_{i+1/2+} = \min \left(\left(h_{HLL,i+1/2} - \frac{\lambda_{i+1/2-} S_{i+1/2}}{\alpha_{i+1/2} (\lambda_{i+1/2+} - \lambda_{i+1/2-})} \right)_+, \left(1 - \frac{\lambda_{i+1/2-}}{\lambda_{i+1/2+}} \right) h_{HLL,i+1/2} \right).$$

Il ne manque plus qu'à définir la valeur de $S_{i+1/2}$, la discrétisation du terme source de pente pour respecter les propriétés de traitement des transitions sec/mouillé et l'équilibre du lac au repos. Cette discrétisation est donnée par la relation :

$$S_{i+1/2} = -2g(z_{i+1} - z_i) \frac{h_i h_{i+1}}{h_i + h_{i+1}} + \frac{g}{2} \frac{C_{i+1/2}^3}{h_i + h_{i+1}},$$

avec :

$$C_{i+1/2} = \begin{cases} h_{i+1} - h_i & \text{si } |h_{i+1} - h_i| \leq C\Delta x, \\ \text{sgn}(h_{i+1} - h_i) C\Delta x & \text{sinon} \end{cases},$$

Avec C une constante strictement positive.

2.1.7 Le schéma de [Chen et Noelle, 2017]

Ce schéma est une modification du schéma de la méthode de reconstruction hydrostatique de [Audusse *et al.*, 2004]. Les motivations pour le développement de ce schéma sont les mêmes que celles de [Berthon et Foucher, 2012]. Cependant, au lieu de modifier toute la philosophie du schéma, seules les variables reconstruites dans le cas où $z_{i+1} - z_i > h_i$ sont modifiées. Cela implique que le schéma est rigoureusement identique à celui de [Audusse *et al.*, 2004] lorsque celui-ci n'est pas mis en défaut, et est modifié dans le cas où on observe une limitation de pente. Pour cela, les valeurs intermédiaires deviennent :

$$\begin{aligned} z_{i+1/2} &= \min(\max(z_i, z_{i+1}), \min(h_i + z_i, h_{i+1} + z_{i+1})) \\ h_{i-1/2+} &= \min(h_i + z_i - z_{i-1/2}, h_i), \\ h_{i+1/2-} &= \min(h_i + z_i - z_{i+1/2}, h_i), \end{aligned}$$

et les termes sources de pente :

$$\begin{aligned} s_{i-1/2+} &= \frac{g}{2}(h_i - h_{i-1/2+})(z_{i-1/2} - z_i), \\ s_{i+1/2-} &= \frac{g}{2}(h_i + h_{i+1/2-})(z_i - z_{i+1/2}). \end{aligned}$$

2.1.8 Extension au 2D

Pour étendre la résolution des équations de Saint-Venant à deux dimensions avec un maillage non structuré, on construit un volume de contrôle autour de chaque nœud du maillage, qui passe par les centres de gravité de chaque élément adjacent à ce nœud. Cette méthode est détaillée et appliquée aux équations de Saint-Venant dans [Audusse et Bristeau, 2005] et [Bello *et al.*, 2007]. La figure 2.2 présente le formalisme utilisé pour résoudre les équations sur un maillage non structuré.

L'invariance par rotation permet de projeter les flux le long des normales aux interfaces de chaque cellule et on peut écrire le schéma comme :

$$U_i^{t+1} = U_i^t - \sum_{j \in v_i} \left(\frac{\Delta t}{\Delta x_{ij}} F_{ij}^t + \frac{\Delta t}{\Delta x_{ij}} S_{ij}^t \right),$$

avec $U_i^t = (h_i^t, h_i^t u_i^t, h_i^t v_i^t)$ les variables d'état au temps t associées au nœud P_i , v_i tous les nœuds voisins de P_i , Δt le pas de temps, $\Delta x_{ij} = \frac{C_i}{L_{ij}}$ le pas d'espace avec C_i l'aire du volume de contrôle construit autour du nœud P_i et L_{ij} la longueur l'interface entre les cellules C_i et C_j , F_{ij}^t est le flux numérique à l'interface entre les cellules C_i et C_j le long du vecteur normal n_{ij} et $S_{ij}^t = (R_i - I_i, s_{ijx}^t, s_{ijy}^t)$ sont les termes sources le long de x et y .

Cette discrétisation implique que l'on peut traiter les flux et les termes sources dans le schéma numérique comme une somme de problèmes 1D interface par interface. Cette méthode est ap-

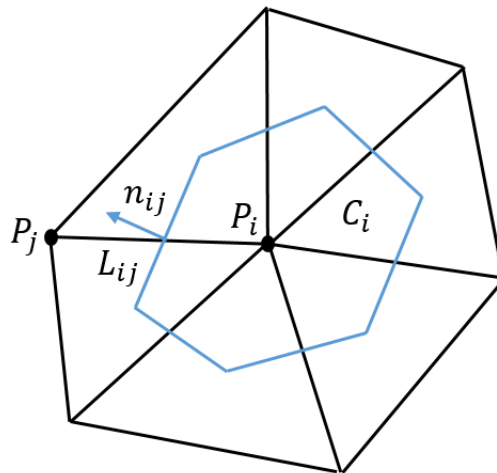


Figure 2.2: Illustration de la construction d'un volume de controle pour la résolution des équations sur un maillage 2D non structuré

plicable à tous les schémas présentés précédemment, mais élimine certains schémas présentant pourtant toutes les bonnes propriétés recherchées. Par exemple, les schémas de [Kurganov et Petrova, 2007] et [Xia *et al.*, 2017] utilisent un limiteur dans le traitement du terme source pour conserver la positivité des hauteurs d'eau. Pour calculer les termes sources sur une cellule i au temps $t + 1$ il est nécessaire de connaître les états dans les cellules i , $i - 1$ et $i + 1$ au temps t . Cette méthode est donc facilement utilisable sur des maillages carrés structurés mais avec un maillage triangulaire non structuré il n'existe pas de méthode suffisamment rapide en terme de temps de calcul pour évaluer ce limiteur.

2.2 Cas tests numériques

2.2.1 Canal rectiligne - écoulement à faible hauteur d'eau et forte pente

Afin de choisir la méthode numérique de résolution qui sera la plus adaptée pour un cas de ruissellement induit par la pluie sur des fortes pentes, nous allons utiliser un cas test simple sur lequel on dispose de la solution analytique du système de Saint-Venant. Dans cette partie, tous les schémas numériques utilisés convergent en maillage, c'est-à-dire qu'en diminuant suffisamment la taille du pas d'espace, tous les résultats seraient très précis. Cependant, on rappelle qu'en vue d'une application à un bassin versant réel, pouvant faire plusieurs hectares, les maillages ne pourront pas être infiniment raffinés pour des problèmes pratiques de capacité de calcul. Ces schémas doivent donc être capables de bien reproduire les transferts de masse dans le bassin à maillage fixe et assez grossier tout en conservant ses bonnes propriétés.

En s'inspirant des travaux de [Kirstetter *et al.*, 2015], on s'intéresse à un canal rectiligne avec

une pente constante sur lequel on fait tomber une pluie d'une intensité de 25 mm/h pendant 100 s. On laisse ensuite le domaine se vider durant 100 s. Ce canal à section rectangulaire a une longueur de 4.04 m et une largeur de 0.115 m et on choisit une discrétisation spatiale avec un maillage triangulaire d'un pas d'espace de 1 cm. La figure 2.3, tirée directement de [Kirstetter *et al.*, 2015], présente un schéma du canal. Ce cas test permet de tester toutes les propriétés nécessaires à un schéma numérique pour résoudre les équations de Saint-Venant dans un bassin versant, à l'exception de la conservation de l'équilibre du lac au repos. En effet, la pluie ne tombant que sur les 4.04 m à l'aval du domaine pour respecter les dimensions du canal expérimental de [Kirstetter *et al.*, 2015], on peut observer le comportement du schéma pour une transition sec/mouillé avec une vitesse non nulle. On peut surtout, grâce au fait que l'on se place à maillage fixe, évaluer la limitation de pente mise en évidence par [Delestre *et al.*, 2012]. Comme expliqué précédemment (dans 2.1.4), si la hauteur d'eau est plus faible que la différence d'élévation entre deux cellules voisines, certains schémas peuvent être mis en défaut. Cette situation est observable pour les cas où la pente est égale à 5% et 50%.

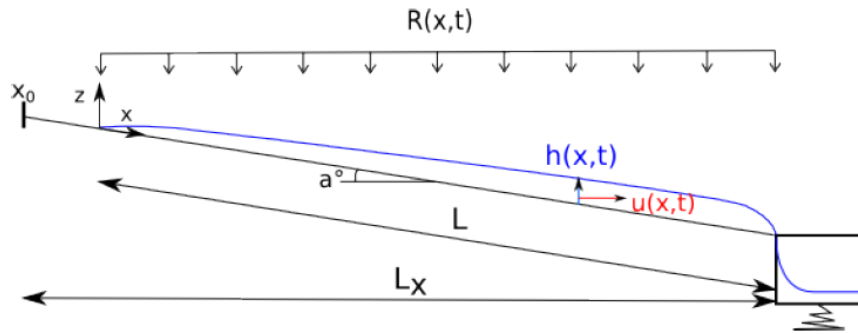


Figure 2.3: Schéma tiré de [Kirstetter *et al.*, 2015] pour représenter le cas test du canal avec R l'intensité de la pluie constante en temps et en espace.

Une autre motivation pour le choix de ce cas test est le fait que l'on dispose d'une solution analytique des équations de Saint-Venant sur le canal. En effet, [Delestre, 2010] décrit des solutions analytiques du système de Saint-Venant (1.35) pour le débit en sortie de ce domaine, lorsqu'on applique la pluie, c'est-à-dire pour la montée de l'hydrogramme et le plateau, mais aussi une solution de l'approximation d'onde cinématique (2.18) lorsque l'on stoppe la pluie pour la tarissement de l'hydrogramme. Notons SV le système de Saint-Venant et OC le système d'onde cinématique suivant :

$$\begin{cases} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = P - I \\ \frac{\partial z}{\partial x} = -S_f x \\ \frac{\partial z}{\partial y} = -S_f y \end{cases} . \quad (2.18)$$

Dans ce système, les termes d'inertie sont négligés et la continuité des transferts de masse est

conservée ainsi que l'équilibre entre le frottement et la pente. La figure 2.4 montre les solutions exactes de SV lorsque l'on applique la pluie et de OC pour le problème complet.

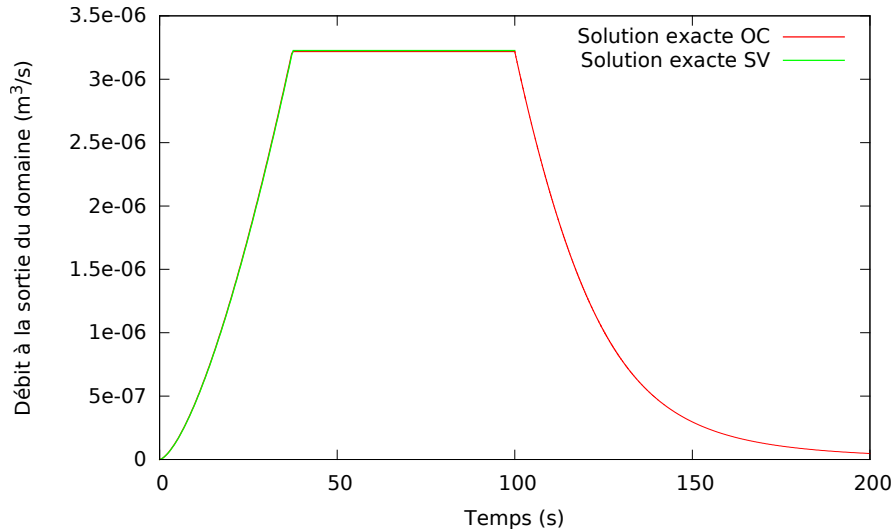


Figure 2.4: Solution analytique de SV et de OC de l'hydrogramme en sortie de domaine en fonction du temps pour une pente de 5% et une pluie de 25 mm/h.

Si on compare les erreurs entre les débits à la sortie du domaine sur la montée de l'hydrogramme et le palier, sur la figure 2.5, on voit que le modèle de l'onde cinématique est une bonne approximation de Saint-Venant, en particulier lorsque les pentes sont fortes.

En utilisant la solution exacte de SV pour la montée de l'hydrogramme et le palier et la solution exacte de OC pour la vidange, on peut comparer les différents schémas de résolution présentés précédemment. Durant cette analyse, on comparera les flux de masse sortant du domaine entre la solution exacte et la simulation avec chacun des schémas présentés dans la partie 2.1. La figure 2.6 montre pour chaque pente, la comparaison des flux de masse à l'exutoire en fonction du temps entre les simulations et les solutions analytiques. On choisit une loi de Chézy pour représenter le frottement sur le fond et on fixe le coefficient à 30 m^{1/2}/s dans la définition de la solution analytique et dans les simulations. Le maillage est triangulaire avec une taille de 1 cm.

On constate dans un premier temps qu'avec tous les schémas, le plateau est atteint par les flux de masse et la conservation de la masse est assurée.

Le schéma de [Audusse *et al.*, 2004] présente sans surprise une limitation claire dans le calcul du terme source de pente. En effet, si $z_i > z_{i+1}$ (le cas $z_{i+1} > z_i$ étant analogue) alors on a $z_{i+1/2} = z_i$. Pour les cas où les pentes sont 5% et 50% on a $h_i < z_i - z_{i+1}$ en tout point donc $h_{i-1/2+} = 0$ et $h_{i+1/2-} = h_i$, d'où $s_{2,i-1/2+} = \frac{g\Delta t}{2\Delta x} h_i^2$ et $s_{2,i+1/2-} = 0$. Le terme prenant en compte la topographie dans le schéma n'est plus fonction de l'élévation du fond mais seulement de la hauteur d'eau. Cela explique que les résultats de simulation pour les pentes de 5% et 50% sont exactement les mêmes. Cette limitation est encore plus importante avec la méthode de

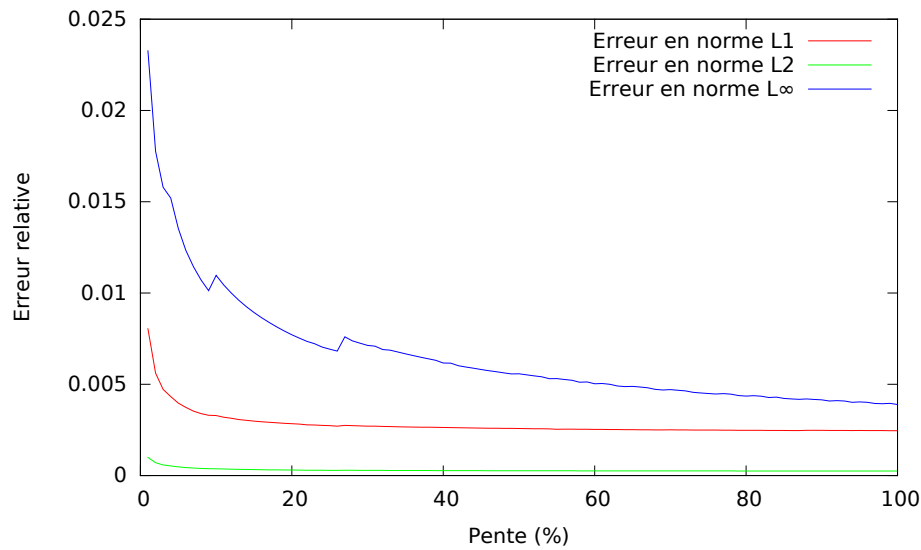


Figure 2.5: Erreur entre les solutions analytiques de SV et de OC de l'hydrogramme en sortie de domaine en fonction de la pente avec une pluie de 25 mm/h.

[Audusse *et al.*, 2015] où l'on observe que avec la pente à 1%, la durée d'application de la pluie n'est pas suffisamment longue pour atteindre l'état stationnaire. Pour les deux autres pentes cette fois, les résultats sont légèrement différents même si la pente est largement sous estimée. Le schéma de [Michel-Dansac *et al.*, 2016] sous estime également les flux pour les fortes pentes mais moins que les schémas précédents. Cependant, on observe une légère instabilité au début du plateau pour la pente à 50%. Ces trois schémas numériques sont donc très limitants pour une application à l'échelle du bassin versant car ils vont ralentir les flux de masse d'eau pour le ruissellement sur les parcelles ou nécessiter un temps de calcul trop important si on raffine suffisamment le maillage.

Les schémas de [Bouchut et De Luna, 2010], [Berthon et Foucher, 2012] et [Chen et Noelle, 2017] représentent correctement les transferts de masse pour toutes les pentes. Le schéma de [Bouchut et De Luna, 2010] surestime légèrement la vitesse d'atteinte de l'état stationnaire, et ce d'autant plus que la pente est faible. De plus, lors de la vidange du domaine, des instabilités se forment et se propagent jusqu'à la sortie du canal, comme on peut le voir pour le calcul avec la pente à 1%. Avec le schéma de [Chen et Noelle, 2017] le plateau est atteint moins rapidement que la solution analytique pour la pente de 5%. Le schéma de [Berthon et Foucher, 2012] représente bien les temps de transferts pour toutes les pentes.

Les seuls schémas capables de représenter correctement les transferts hydrauliques avec des faibles hauteurs d'eau et des forts gradients topographiques sont les schémas de [Berthon et Foucher, 2012] et [Chen et Noelle, 2017]. Tous les autres schémas connaissent une limitation de pente ou ne sont pas stable à l'amont lors de la vidange.

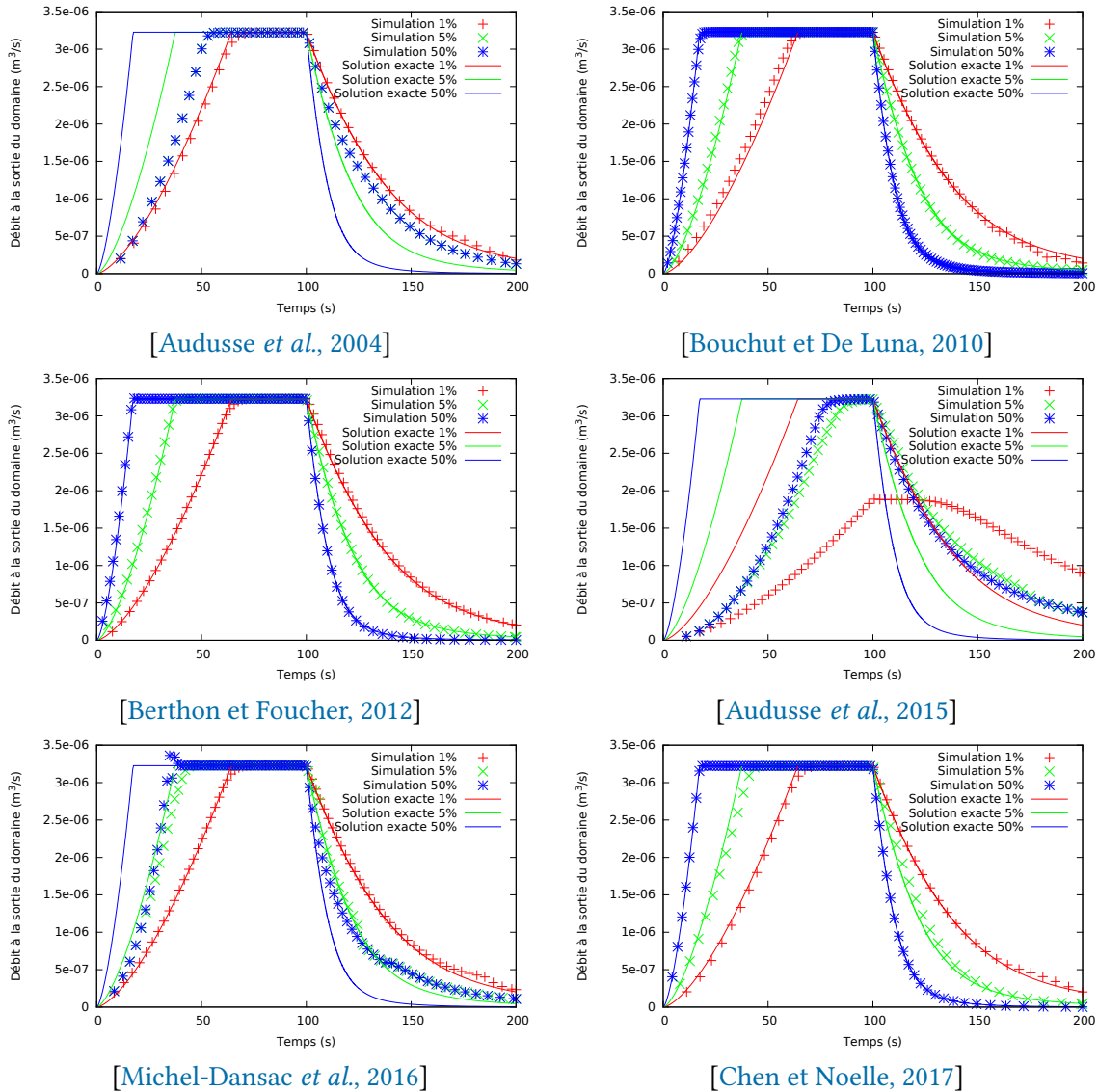


Figure 2.6: Flux de masse à l'exutoire du canal, comparaison entre la solution exacte et les simulations pour chaque schéma numérique retenu

2.2.2 Comparaison avec le modèle prenant en compte du terme de pente

On peut également comparer la résolution de Saint-Venant avec le modèle dérivé de [Savage et Hutter, 1989] et présenté dans (1.11) sur le cas test du canal rectiligne. Ce modèle permet d'ajouter la prise en compte des effets de pente, par la présence de l'angle θ dans les équations de conservation de la masse et de la quantité de mouvement. Ce modèle, similaire à celui de Saint-Venant est résolu selon la méthode présentée dans [Bouchut, 2004], en se basant sur la méthode de reconstruction hydrostatique. Elle consiste donc à résoudre le schéma (2.6) avec les valeurs intermédiaires écrites comme :

$$\begin{aligned}
z_{i+1/2} &= \max(z_i, z_{i+1}), \\
\iota_{i+1/2} &= \max(\iota_i, \iota_{i+1}), \\
h_{i+1/2-} &= \frac{\max(h_i \iota_i + z_i - z_{i+1/2})}{\iota_{i+1/2}}, \\
h_{i+1/2-} &= \frac{\max(h_{i+1} \iota_{i+1} + z_{i+1} - z_{i+1/2})}{\iota_{i+1/2}}, \\
s_{i+1/2-} &= \frac{g}{2} (h_i^2 \iota_i - h_{i+1/2-}^2 \iota_{i+1/2}), \\
s_{i+1/2+} &= \frac{g}{2} (h_{i+1}^2 \iota_{i+1} - h_{i+1/2+}^2 \iota_{i+1/2}),
\end{aligned} \tag{2.19}$$

où ι_i et ι_{i+1} sont les cosinus des angles de la pente moyenne sur les cellules i et $i + 1$.

On peut écrire une variante de ce schéma en s'inspirant de la modification de [Chen et Noelle, 2017] sur la reconstruction hydrostatique que l'on applique à ce modèle. Cela donne :

$$\begin{aligned}
w_i &= z_i + h_i \iota_i, \\
w_{i+1} &= z_{i+1} + h_{i+1} \iota_{i+1}, \\
z_{i+1/2} &= \min(\max(z_i, z_{i+1}), \min(w_i, w_{i+1})), \\
\iota_{i+1/2} &= \max(\iota_i, \iota_{i+1}), \\
h_{i+1/2-} &= \frac{\min(w_i - z_{i+1/2}, h_i \iota_i)}{\iota_{i+1/2}}, \\
h_{i+1/2-} &= \frac{\min(w_{i+1} - z_{i+1/2}, h_{i+1} \iota_{i+1})}{\iota_{i+1/2}}, \\
s_{i+1/2-} &= \frac{g}{2} (h_i \iota_i + h_{i+1/2-} \iota_{i+1/2}) (z_{i+1/2} - z_i), \\
s_{i+1/2+} &= \frac{g}{2} (h_{i+1} \iota_{i+1} + h_{i+1/2+} \iota_{i+1/2}) (z_{i+1} - z_{i+1/2}).
\end{aligned} \tag{2.20}$$

En effet, malgré le fait que ce schéma soit adapté pour prendre en compte les effets de la pente lorsque celle-ci est forte, la figure 2.7 montre que le modèle présente les mêmes limitations que le modèle de Saint-Venant avec la reconstruction hydrostatique de [Audusse *et al.*, 2004], dans le cas où la pente est forte et la hauteur d'eau faible. On voit que cette limitation est levée par le schéma dérivé de [Chen et Noelle, 2017] et les figures 2.8 et 2.9 montrent que sur des pentes importantes, ici 50 %, les modèles donnent des résultats très similaires. C'est pourquoi on choisit de se focaliser uniquement sur le système de Saint-Venant, car il permet d'évaluer plusieurs méthodes différentes avec des schémas de résolution dont les propriétés mathématiques sont connues.

2.2.3 Cas test de [MacDonald *et al.*, 1997]

L'objectif de ce cas test est d'évaluer la précision des schémas numériques pour tout type d'écoulement. En effet, dans un bassin versant de montagne, on peut passer par tous les types d'écoulement : fluviaux, torrentiels et les transitions de fluvial à torrentiel et torrentiel à fluvial. Chacun de ces quatre types d'écoulement est représenté par un canal différent dont on définit la topographie et le débit injecté à l'amont. La topographie le long du canal s'adapte donc au type d'écoulement que l'on souhaite observer. Il s'agit, comme dans le cas test précédent, d'un canal rectiligne mais avec des dimensions différentes (1 km de long par 10 m de large), et où la pente n'est pas con-

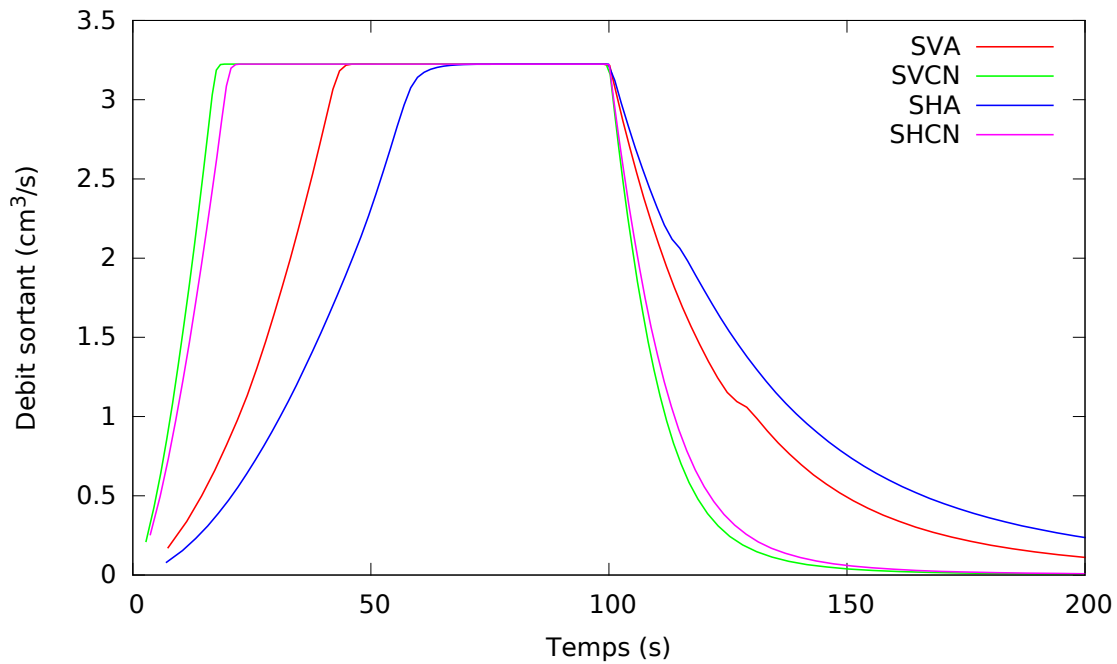


Figure 2.7: Flux de masse à la sortie du canal avec une pente de 50 %, comparaison entre les modèles de Saint-Venant (SV) et dérivé de Savage-Hutter (SH) avec les schémas de résolution de [Audusse *et al.*, 2004] (A) et [Chen et Noelle, 2017] (CN).

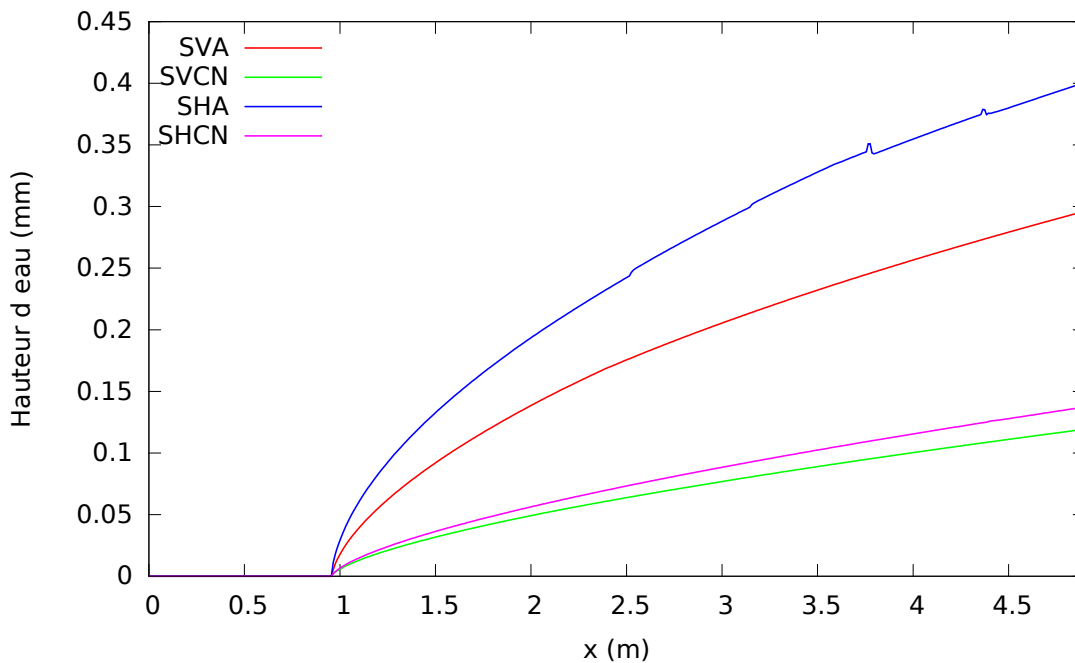


Figure 2.8: Hauteur d'eau le long du canal avec une pente de 50 %, comparaison entre les modèles de Saint-Venant (SV) et dérivé de Savage-Hutter (SH) avec les schémas de résolution de [Audusse *et al.*, 2004] (A) et [Chen et Noelle, 2017] (CN).

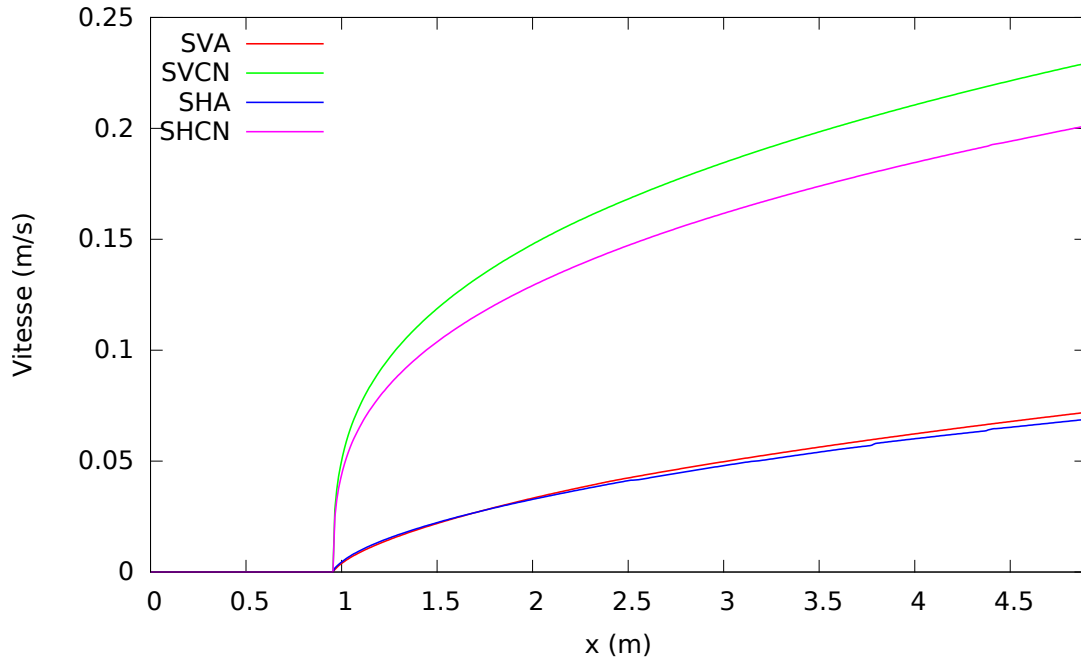


Figure 2.9: Vitesse de l'eau le long du canal avec une pente de 50 %, comparaison entre les modèles de Saint-Venant (SV) et dérivé de Savage-Hutter (SH) avec les schémas de résolution de [Audusse *et al.*, 2004] (A) et [Chen et Noelle, 2017] (CN).

stante. [MacDonald *et al.*, 1997] décrit des équations donnant la côte du fond le long du canal et il suffit de comparer les débits linéiques le long du canal à l'état d'équilibre avec une solution analytique simple, puisqu'il s'agit du débit injecté à l'amont de ce canal. La figure 2.10 montre une comparaison entre cette solution analytique et les résultats de simulation avec les différents schémas numériques.

On voit que les résultats des simulations avec les schémas de [Audusse *et al.*, 2004], [Bouchut et De Luna, 2010], [Michel-Dansac *et al.*, 2016] et [Chen et Noelle, 2017] donnent exactement les mêmes résultats pour les quatre cas tests. On remarque également que les écarts entre la solution analytique et les résultats de simulation sont globalement faibles pour tous les cas tests, $4 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ au maximum pour le ressaut hydraulique lors du passage de torrentiel à fluvial et des écarts de l'ordre de $10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$.

Pour les cas tests d'écoulement fluvial, torrentiel et la transition entre l'écoulement fluvial et torrentiel, on observe que le schéma de [Audusse *et al.*, 2015] est le plus précis. Les autres schémas sous-estiment globalement le débit, avec le schéma de [Berthon et Foucher, 2012] qui est celui qui le sous-estime le plus. Ce phénomène est particulièrement observé pour l'écoulement passant de fluvial à torrentiel où tous les schémas deviennent plus précis avec le passage en torrentiel au milieu du canal à l'exception du schéma de [Berthon et Foucher, 2012].

Concernant le cas avec ressaut hydraulique, c'est-à-dire la transition entre l'écoulement torrentiel et fluvial, on observe un pic qui est moins important avec les schémas de [Berthon et Foucher, 2012]

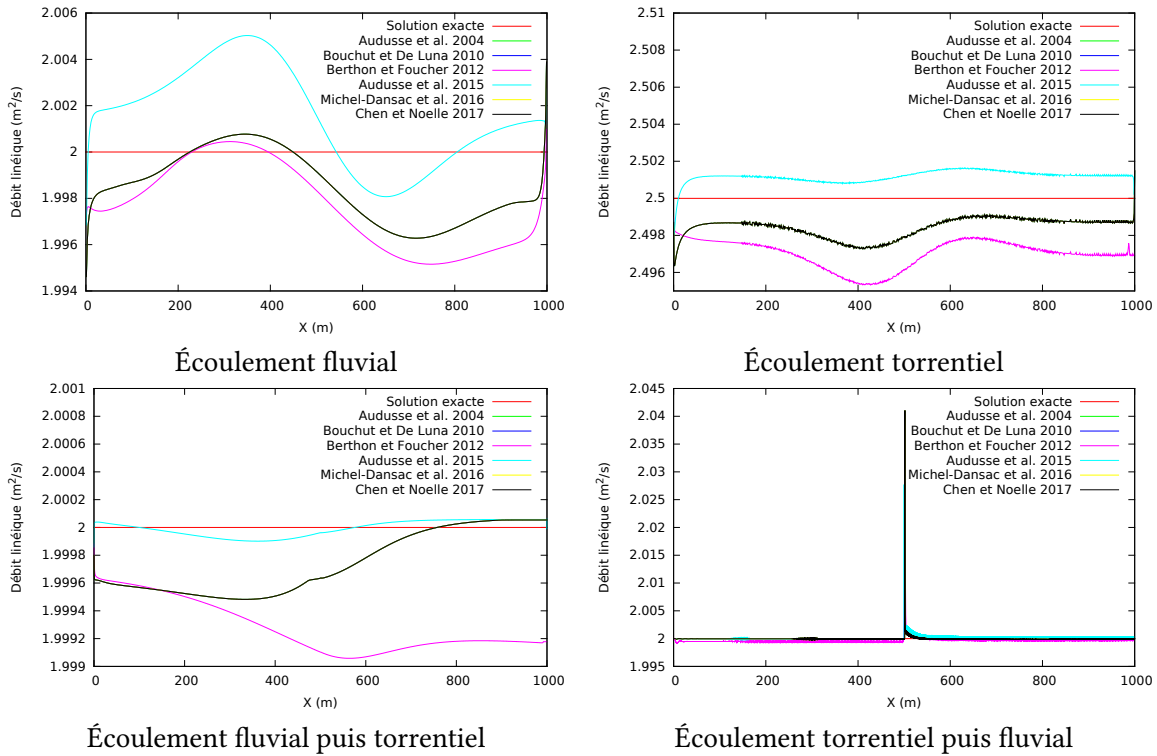


Figure 2.10: Débit linéique le long des canaux, comparaison entre la solution exacte et les simulations pour chaque schéma numérique retenu

et de [Audusse *et al.*, 2015]. Avec tous les autres schémas, le pic est plus important mais les valeurs sont plus proches partout ailleurs le long du canal.

Si on résume les résultats des deux cas tests numériques, à maillage donné, seul les schémas de [Chen et Noelle, 2017] et [Berthon et Foucher, 2012] permettent de bien représenter les transferts pour des écoulements à faibles hauteurs d'eau et forte pente. Selon les cas tests de [MacDonald *et al.*, 1997], le schéma de [Chen et Noelle, 2017] donne des résultats plus précis que le schéma de [Berthon et Foucher, 2012]. De plus, le schéma de [Berthon et Foucher, 2012] requiert une condition CFL supplémentaire aux autres schémas numériques, proportionnelle aux flux de masse, qui peuvent être important lors d'une application à un bassin versant réel. Le schéma de [Chen et Noelle, 2017] est donc sélectionné pour résoudre les équations de Saint-Venant afin de représenter les transferts hydrauliques à l'échelle du bassin versant.

Le schéma de [Chen et Noelle, 2017] est une correction du schéma de reconstruction hydrostatique de [Audusse *et al.*, 2004]. Il est nécessaire de présenter explicitement l'erreur de traitement des termes sources de pente pour ce schéma. Pour cela, [Chen et Noelle, 2017] distingue deux cas. Considérons maintenant uniquement le cas $z_i > z_{i+1}$. En utilisant la méthode de reconstruction hydrostatique, on distingue deux régimes différents : un régime où on a $z_i \leq z_{i+1} + h_{i+1}$ appelé "fully wet" et un autre où $z_i > z_{i+1} + h_{i+1}$ appelé "partially wet". La figure 2.11 illustre les deux régimes que l'on peut observer.

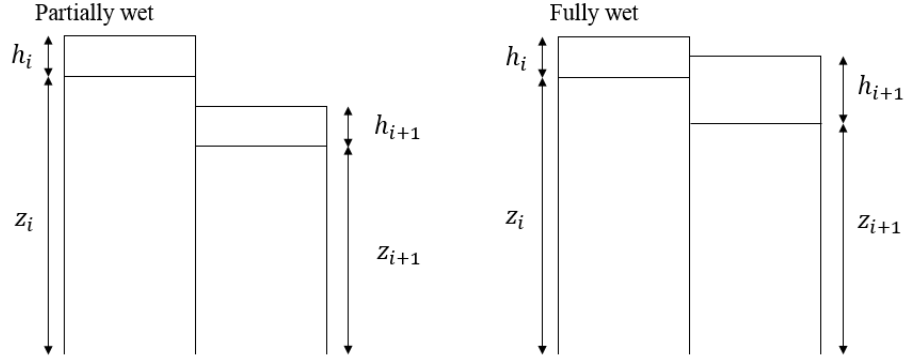


Figure 2.11: Illustration des régimes “fully wet” et “partially wet” à l’interface entre deux cellules

Selon le cas dans lequel on se place, les calculs du terme source de pente sont faits différemment. Le tableau 2.1 donne les calculs explicites du terme source de pente en fonction du régime de l’écoulement et de la technique de reconstruction hydrostatique utilisée. On constate que dans le cas fully wet, les deux méthodes donnent les mêmes résultats, et que les flux sont sous-estimés de $\frac{g}{2}\Delta z^2$. On en conclut qu’on a une convergence en maillage car si $\Delta x \rightarrow 0$, $\Delta z \rightarrow 0$, on est toujours dans le cas fully wet $\Delta z < h_{i+1}$ et on peut négliger le terme d’ordre 2 en Δz^2 . On peut voir aussi que pour la discrétisation proposée par [Audusse et al., 2004], on ne prend pas en compte la pente pour le cas partially wet, ce qui est corrigé par la méthode de [Chen et Noelle, 2017].

	[Audusse et al., 2004]	[Chen et Noelle, 2017]
Partially wet	$s_{i+1/2-} = 0$ $s_{i+1/2+} = \frac{g}{2}h_{i+1}^2$ $S_{2,i+1/2} = \frac{g}{2}h_{i+1}^2$	$s_{i+1/2-} = -gh_i(h_{i+1} - \Delta z)$ $s_{i+1/2+} = \frac{g}{2}h_{i+1}^2$ $S_{2,i+1/2} = \frac{g}{2}h_{i+1}^2 + gh_i(h_{i+1} - \Delta z)$
Fully wet	$s_{i+1/2-} = 0$ $s_{i+1/2+} = \frac{g}{2}(2\Delta z h_{i+1} - \Delta z^2)$ $S_{2,i+1/2} = \frac{g}{2}(2\Delta z h_{i+1} - \Delta z^2)$	$s_{i+1/2-} = 0$ $s_{i+1/2+} = \frac{g}{2}(2\Delta z h_{i+1} - \Delta z^2)$ $S_{2,i+1/2} = \frac{g}{2}(2\Delta z h_{i+1} - \Delta z^2)$

Tableau 2.1: Calcul du terme source de pente à l’interface entre deux cellules

Si l’on considère le nombre adimensionnel $\beta = \frac{h}{\Delta x \partial_x z}$, si β est inférieur à 1 le régime est “partially wet” et “fully wet” sinon. L’erreur exacte faite sur le terme source peut alors être estimée. En effet, [Chen et Noelle, 2017] donne le terme source de pente théorique erreur comme :

$$\frac{S_{ij}}{S_{ex}} = 1 - \frac{1}{2\beta}, \quad (2.21)$$

pour le régime “fully wet” ($\beta \geq 1$) et

$$\frac{S_{ij}}{S_{ex}} = 1 - \frac{\beta}{2}, \quad (2.22)$$

pour le cas "partially wet" ($\beta < 1$).

2.3 Conclusion

Pour résoudre les équations de Saint-Venant dans un cas de ruissellement sur des bassins versants de montagne, six schémas numériques ont été choisis, pour leur capacité à préserver la positivité des hauteurs d'eau, l'équilibre du lac au repos ainsi que les transitions sec/mouillé, propriétés essentielles pour avoir un modèle robuste.

Un cas test analytique de ruissellement est utilisé pour évaluer l'efficacité de ces schémas dans le transferts des masses d'eau dans des cas de faibles hauteurs d'eau sur des fortes pentes sur des maillages relativement grossiers. Ce cas test est assez discriminant puisqu'il permet d'écarter plusieurs schémas qui présentent des limites pour ce genre d'application. Seul les schémas de [Berthon et Foucher, 2012] et [Chen et Noelle, 2017] permettent d'avoir une bonne représentation de la dynamique des transferts hydrauliques tout en étant capable de bien calculer les valeurs des vitesses lors de la vidange du domaine.

Un second cas test avec une solution analytique est utilisé, représentant les différents types d'écoulement que l'on peut observer dans un bassin versant de montagne. Le schéma de [Berthon et Foucher, 2012] sous estime les valeurs des débits pour chaque type d'écoulement par rapport au schéma de [Chen et Noelle, 2017]. De plus sa condition CFL supplémentaire peut poser des problèmes pour une application sur des bassins versants à grande échelle. Le schéma de [Chen et Noelle, 2017] est donc sélectionné pour représenter le ruissellement dans un modèle à base physique pour une application en bassin versant de montagne.

Chapitre 3

Modélisation des transferts hydrauliques en bassin versant de montagne

3.1 Modélisation des transferts hydrauliques à l'échelle du bassin versant

3.1.1 Introduction

Pour évaluer le comportement des vitesses dans le modèle numérique, les résultats de la simulation seront comparés avec des données expérimentales à différentes échelles. La première expérience est un cas de laboratoire ([Kirstetter *et al.*, 2015]) et simule un ruissellement induit par la pluie dans un canal rectiligne à pente constante. Il servira à évaluer l'erreur commise sur la résolution numérique des équations de Saint-Venant et ses effets sur les vitesses. La deuxième expérience est également un cas de laboratoire, mais avec une géométrie plus complexe [Cea *et al.*, 2014]. Il s'agit d'un moule sinusoidal avec un fond rugueux fixe sur lequel plusieurs types d'écoulement sont développés. Ceci permet d'observer les vitesses pour différents régimes d'inondation. Les vitesses expérimentales et simulées ne sont comparées qu'aux endroits où l'erreur sur la méthode de résolution est considérée comme faible. Ce choix est fait afin de n'évaluer que l'effet de la loi de frottement sur les vitesses. Ensuite, les données d'une parcelle instrumentée de 40 m² à Thies (Sénégal) ont été sélectionnées [Tatard *et al.*, 2008]. Elles sont utilisées pour qualifier les vitesses sur un domaine réel avec un ruissellement induit par la pluie à une plus grande échelle que les expériences en laboratoire. Enfin, les données de l'observatoire Draix-Bléone en France [Le Bouteiller *et al.*, 2015] sont utilisées pour une application sur un bassin versant bien instrumenté d'environ 1 km². Même si les vitesses ne sont pas mesurées sur ce bassin, leur impact sur le débit de sortie et la réponse du bassin versant sera

évalué. Avec un hydrogramme à la sortie du puits correspondant aux mesures, les conclusions des cas de test précédents aideront à choisir la loi de frottement adaptée et à analyser l'effet de la résolution numérique des équations dans l'espace du bassin versant.

3.2 Cas test expérimentaux

3.2.1 Canal rectiligne

[Kirstetter *et al.*, 2015] fournit des données pour un cas de test qui est un canal rectiligne de dimensions 4.04 m par 0.115 m. Avec un simulateur de pluie, une pluie constante, d'une intensité de 25 mm/h ou 50 mm/h selon le scénario choisi, est appliquée pendant 600 s sur le domaine. L'évolution temporelle du débit à la sortie de ce canal est observée avec un pas de temps de 0.1 s. Cette évolution temporelle du débit est obtenue en pesant l'eau sortant du canal. La hauteur d'eau et les vitesses sont également mesurées le long du canal tous les 60 cm lorsque l'état d'équilibre est atteint. Ils sont mesurés avec une méthode de traçage au sel [Planchon *et al.*, 2005]. L'ensemble des données est disponible pour trois valeurs de pente : 2%, 5% et 25%. Toutes les configurations de pente et d'intensité de pluie sont utilisées à l'exception du cas avec une pente de 5% et une intensité de pluie de 50 mm/h car aucune donnée n'est disponible sur ce cas. Le tableau 3.1 résume les cas simulés. Il n'y a pas d'infiltration dans cette expérience.

Pente (%)	Intensité de la pluie (mm/h)	Données disponibles
2	25	X
5	25	X
25	25	X
2	50	X
5	50	
25	50	X

Tableau 3.1: Configurations pour les simulations sur le cas test du canal.

3.2.2 Moule sinusoïdal

La deuxième expérience est un cas test en laboratoire représentant un terrain rugueux avec des grandes variations de régime d'inondation [Cea *et al.*, 2014]. A l'entrée, on observe du ruissellement avec des hauteurs d'eau de 1 à 3 mm, et des vitesses élevées. Ensuite, l'écoulement est dirigé vers des sillons où la profondeur de l'eau peut atteindre 2 cm. Ce cas de test est représentatif de la transition hydraulique que l'on peut observer sur un bassin versant réel avec ressaut hydraulique entre le ruissellement de parcelle et l'écoulement de rivière. Le nombre de sillons varie de un à trois selon le choix de la pente et du débit d'entrée. Trois configurations sont utilisées. La configuration de base a un débit entrant de 94,12 cm³/s, une pente moyenne de 11,54 %, et seulement le

premier sillon est rempli d'eau. Dans la deuxième configuration, la pente moyenne est augmentée à 20,4 %, le débit d'entrée reste proche de la configuration initiale avec $108,52 \text{ cm}^3/\text{s}$ et l'eau s'écoule dans les trois sillons. La dernière configuration prend la même pente que la première configuration 11.54 %, mais le débit entrant est trois fois plus élevé : $291.15 \text{ cm}^3/\text{s}$, et deux sillons sont alimentés par l'eau. Les données disponibles sur ce cas de test sont mesurées à l'état stationnaire. Les profondeurs d'eau et l'élévation du fond sont mesurées avec un scanner laser tel que présenté dans [Legout *et al.*, 2012] dans l'ensemble du domaine avec une résolution spatiale de 0,5 mm et l'incertitude expérimentale de la profondeur d'eau est de 1 mm. En ce qui concerne les vitesses, elles sont mesurées avec la méthode LSPIV [Legout *et al.*, 2012], avec une résolution spatiale de 5 mm et une incertitude expérimentale de 0,1 m/s. La figure 3.1 montre la topographie du moule sinusoidal. Il n'y a pas d'infiltration dans ce cas de test.

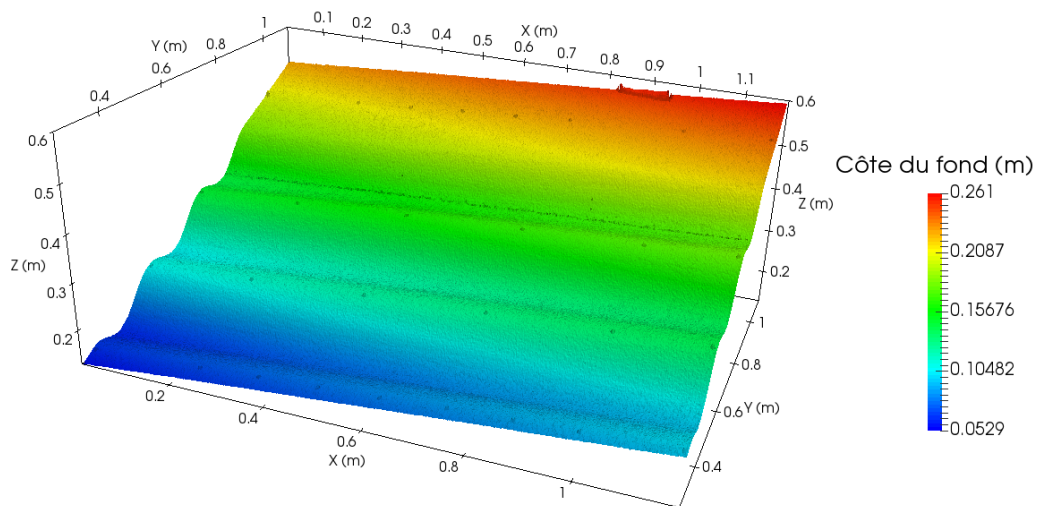


Figure 3.1: Côte du fond pour le cas test du moule sinusoidal.

3.2.3 Parcelle expérimentale

La troisième expérience est décrite dans [Tatard *et al.*, 2008]. Le site de mesure est situé à Thies, au Sénégal. Le terrain est long de 10 m et large de 4 m. Une pluie uniforme est appliquée au domaine à l'aide d'un simulateur de pluie comme décrit dans [Esteves *et al.*, 2000]. Après plusieurs événements pluvieux qui ont érodé le sol, la mobilité sédimentaire du sol a été considérée comme négligeable et le sol est considéré comme fixe pour la période d'intérêt. Le sol est principalement composé de sable avec une rugosité qui sera considérée comme uniforme dans l'espace. L'intensité moyenne de pluie appliquée par le simulateur est de 67 mm/h pendant 2 h.

On constate qu'il y a un processus d'infiltration important dans le domaine car la masse totale des précipitations ne correspond pas à la masse collectée à la sortie. Des mesures de vitesse ont été prises à 62 endroits différents sur la parcelle. La procédure de mesure est le traçage au sel comme dans le premier cas expérimental. Contrairement au cas de test précédent, il n'y a pas de mesure de hauteur d'eau dans ce cas. La figure 3.2 montre la topographie du fond de la parcelle et l'emplacement des 62 mesures de vitesse. Certaines irrégularités peuvent être observées sur la topographie du fond, ce qui peut être dû principalement à des erreurs de mesure. Cependant, comme l'élévation réelle du fond à ces endroits n'est pas connue et qu'ils sont assez éloignés de chaque point de mesure, la côte du fond est conservée telle qu'elle l'est pour les simulations. Des modèles de ruissellement ont déjà été testés sur cet ensemble de données [Mugler *et al.*, 2011].

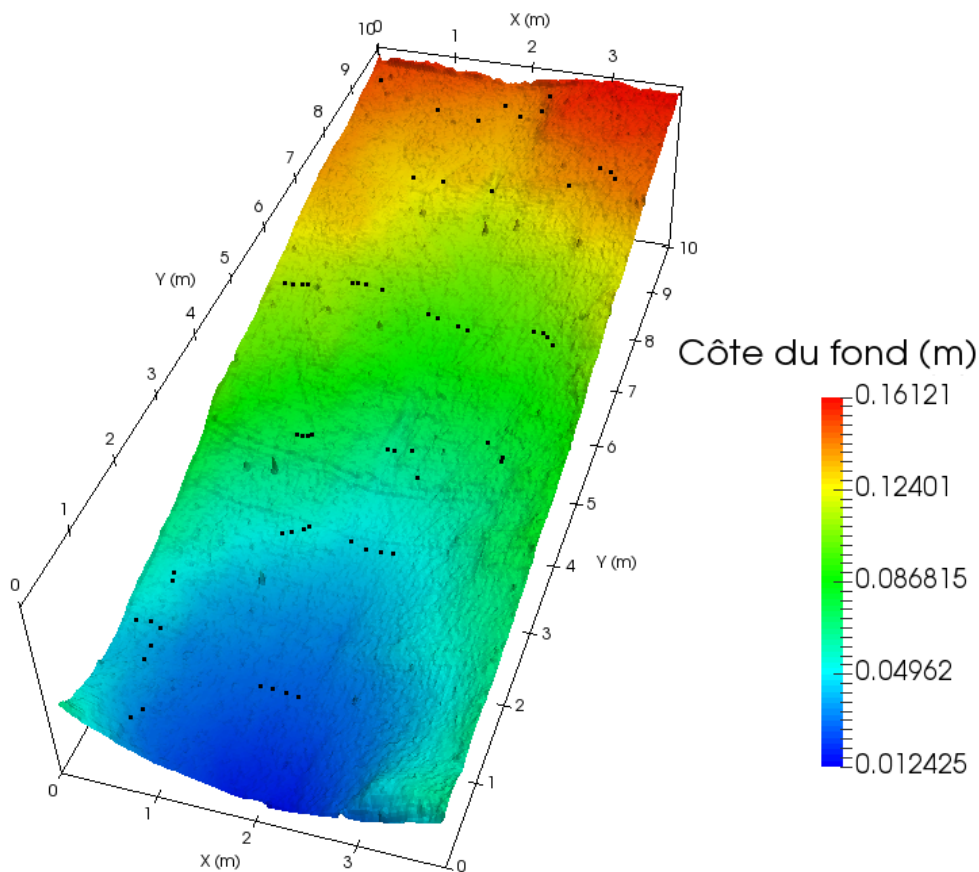


Figure 3.2: Côte du fond et points de mesure des vitesses pour le cas test de Thies (Sénégal).

3.2.4 Observatoire Draix-Bléone - Bassin versant du Laval

L'Observatoire de Recherche en Environnement Draix Bléone ([Le Bouteiller *et al.*, 2015]) est situé dans les communes de Draix et du Brusquet (Alpes de Hautes Provence) et permet d'observer les transferts hydrauliques et sédimentaires sur plusieurs bassins versants sensibles à l'érosion

du fait de leur composition géologie et de leur morphologie. Aujourd'hui, cinq bassins de taille et de nature différentes sont surveillés sur le site.

1. La Roubine est un bassin versant de la taille d'une ravine (0.13 ha) qui a la particularité d'avoir des pentes fortes et un couvert végétal faible. Il a été instrumenté en 1983.
2. Le Moulin est un bassin versant de 9 ha, instrumenté en 1988 avec des pentes relativement faibles et un couvert végétal important.
3. Le Laval est un bassin versant de 86 ha, sur lequel on a un réseau hydrographique développé, avec un sol nu sur près de 70% de la surface.
4. Le Brusquet est de bassin versant de même ordre de taille que le Laval (107 ha), mais qui se distingue de celui-ci par son couvert végétal beaucoup plus important, conséquence de la reforestation qu'il a subit à la fin du XIXe siècle.
5. Le Bouinenc est un bassin surveillé depuis 2008 est le plus grand bassin instrumenté (2200 ha). Il permet une étude des transferts hydro-sédimentaires à une échelle plus globale.

Le tableau 3.2 présente les caractéristiques de ces bassins :

Bassin	Surface (ha)	Couvert végétal (%)	Pente moyenne (%)	Observé depuis
Roubine	0.13	21	75	1983
Moulin	9	46	40	1988
Laval	86	32	58	1984
Brusquet	107	87	53	1987
Bouinenc	2200	75	44	2008

Tableau 3.2: Caractéristiques des bassins versant de l'ORE Draix Bléone ([Le Bouteiller *et al.*, 2015])

Un grand nombre de données est disponible sur les différents bassins ([Richard et Mathys, 1999], [Cras, 2005]). Plusieurs pluviographes permettent d'avoir une mesure continue de la pluie à l'amont et à l'aval des bassins, des limnigraphes sont placés à l'exutoire de chaque bassin pour des mesures de débit au travers d'une section de contrôle. Pour les mesures sédimentaires, des plages de dépôt et des préleveurs permettent de mesurer le volume de sédiments exportés. Les bassins du Laval et du Moulin sont également équipés de turbidimètres optiques. On a aussi des données sur la teneur en eau, la hauteur de nappe et la température du sol à certains endroits, ainsi que des données spatiales comme des données topographiques acquises par levé LIDAR et de couverture végétale, comme sur les figures 3.3 et 3.4 pour le bassin du Laval.

L'analyse du climat faite par [Mathys, 2006] pour le site de Draix de 1984 à 2002 montre que l'on a un climat influencé par la méditerranée et par la montagne. De ce fait, on observe des périodes de gel de décembre à mars avec des dégels fréquents en journée. La moyenne des pluies annuelles est

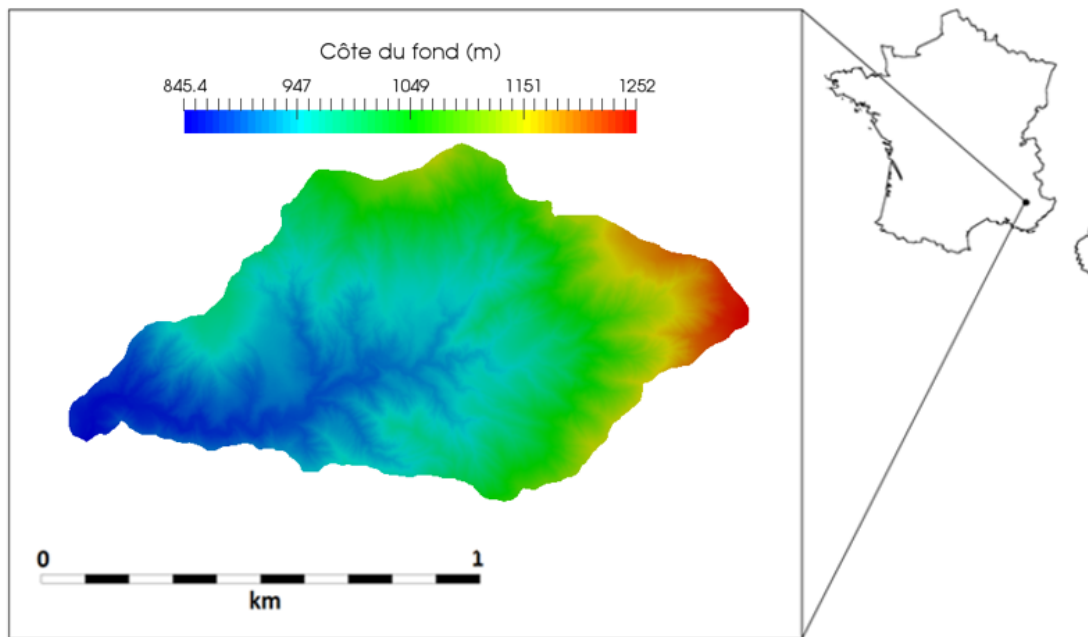


Figure 3.3: Représentation de la côte du fond du bassin versant du Laval

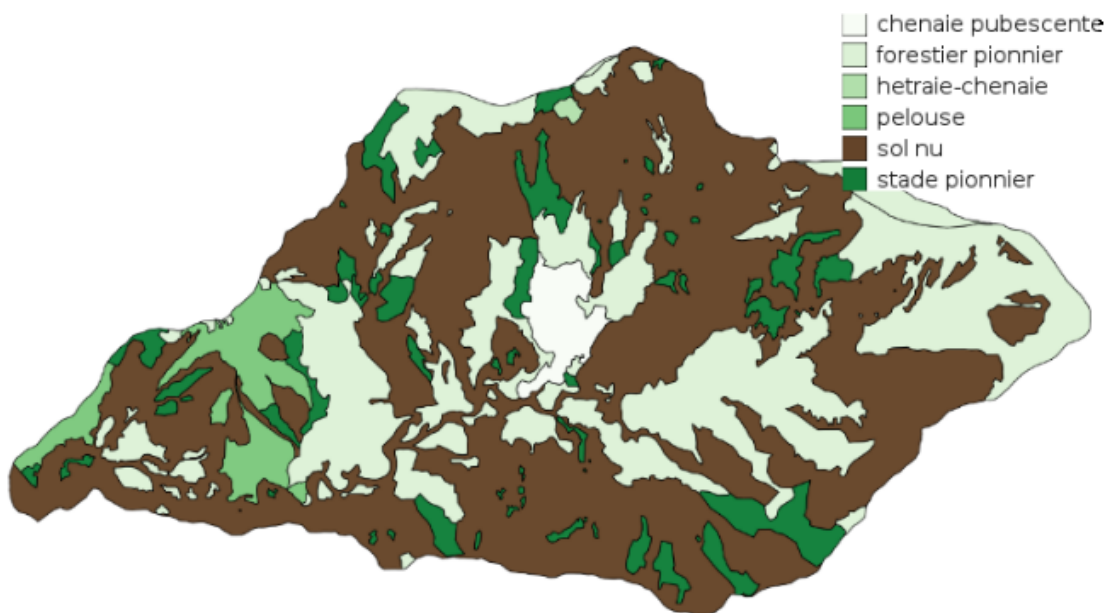


Figure 3.4: Couverture végétale du bassin versant du Laval

de 900 mm et est semblable pour chaque pluviographe. Les pluies mensuelles sont les plus fortes au printemps et en automne, tandis que les pluies avec une intensité supérieure à 15 mm/h sont toutes enregistrées pendant la saison estivale. Durant un orage, on peut observer une disparité

importante entre les pluviographes (pouvant aller de 7 à 30 mm dans deux pluviographes pour le même évènement).

Le sol des bassins versants de Draix est composé en grande partie de marne noire. [Mathys, 2006] reprend des études de résistances du sol à plusieurs forages pour caractériser la composition de ces sols. On distingue trois principales couches : une première couche diétrique qui est facilement mobilisable par l'écoulement avec des sédiments peu cohésifs, qui a une épaisseur pouvant aller de 20 cm dans le réseau hydrographique à 50 cm sur les versants. Une deuxième couche plus structurée et plus cohésive avec une épaisseur moyenne de 30 cm et enfin une couche intacte avec une structure régulière. Une étude lors d'une crue montre ensuite que le débit influe peu sur la distribution granulométrique à l'exutoire et que c'est la disponibilité des matériaux qui donne la taille des sédiments exportés. Enfin, selon [Le Bouteiller, 2011], les marnes sont formées de 35 à 65 % d'argile et leur cohésion dépend de différents processus à plus ou moins long terme. Pour donner un ordre de grandeur de la taille des sédiments, si on note D_X le diamètre dépassé par $X\%$ du poids des matériaux, on a $5 \mu\text{m} < D_{50} < 15 \mu\text{m}$ et $10 \mu\text{m} < D_{90} < 55 \mu\text{m}$ lors de la crue étudiée.

Sur les bassins versants de Draix, on a des écoulements hyperconcentrés (écoulements avec un comportement non-newtonien) pour des concentrations supérieures à 600 g/l, d'après [Le Bouteiller, 2011]. D'autre part, on a des laves torrentielles qui se forment pour des intensités de pluie de 55 à 100 mm/h et qui peuvent parfois contribuer à plus de 50% de l'érosion des bassins selon une étude de [Oostwoud Wijdenes et Ergenzinger, 1998].

Le modèle de ruissellement est évalué en comparant les résultats des simulations aux débits mesurés à l'exutoire sur le bassin versant du Laval. Le bassin versant Laval est un sous-bassin versant du Bouinenc. Ce bassin est choisi car il est celui sur lequel le couvert végétal est le plus faible, hormis la Roubine dont la taille n'est pas suffisante pour développer un réseau hydrographique suffisant, et car la végétation n'est pas prise en compte dans le modèle. A la sortie du bassin versant, les données sont disponibles pour de nombreux événements pluvieux avec un pas de temps de 60 s. Les précipitations pour chaque événement sont également mesurées toutes les 60 s. Le débit est évalué par mesure laser de la profondeur de l'eau sur une section fixe connue. La taille du bassin et les pentes abruptes font que la réponse hydrologique est rapide et ce sont les tempêtes courtes et intenses qui conduisent aux débits les plus élevés à la sortie [Mathys, 2006]. Deux événements différents sont sélectionnés, une pluie printanière après trois jours de pluie avec une humidité initiale du sol élevée, et une tempête estivale avec un état initial du sol sec. Le choix de ces événements est motivé par le fait que l'état initial du sol est très différent de l'un à l'autre, mais aussi parce que ce sont les deux événements qui ont eu le plus grand impact sur le transport des sédiments au cours d'une année. Différentes études ont été réalisées dans cet observatoire, principalement liées au transport des sédiments ([Lukey *et al.*, 2000], [Bechet *et al.*, 2016]), mais aussi aux processus hydrologiques ([Esteves *et al.*, 2005]).

3.3 Résultats du modèle sur les cas expérimentaux

3.3.1 Canal rectiligne

Le domaine a été discrétisé avec maillages triangulaires d'un pas d'espace de respectivement 10 cm, 1 cm et 1 mm. La durée de la simulation est de 1000 s, les premiers 600 s représentant l'élévation de l'hydrogramme et l'état stationnaire et les derniers 400 s la vidange du domaine. Pour évaluer l'erreur entre la simulation et les mesures, l'erreur quadratique moyenne (RMSE) est calculée sur le débit en sortie de domaine. Ensuite, il est normalisé par les valeurs moyennes du débit de sortie mesuré à l'état stationnaire (sur le plateau). L'erreur est d'abord évaluée sur le débit en sortie du domaine, car ce sont les données les plus précises disponibles sur ce cas de test. En effet, les vitesses ne sont mesurées qu'en sept points le long du chenal avec des incertitudes dépassant régulièrement les 10%.

Dans ce cas de test, le traitement des termes de source de pente est dominant dans l'équation de conservation de la quantité de mouvement car les hauteurs d'eau sont faibles et les pentes sont grandes. De plus, les équations (2.21) et (2.22) montrent que la précision du traitement des termes sources de pente dépend fortement de la taille du maillage via la définition de β ($\beta = \frac{h}{\Delta x \partial_x z}$). L'évolution de la profondeur de l'eau est régulière dans ce cas de test, donc la valeur moyenne dans le domaine à l'état d'équilibre est considérée comme la hauteur d'eau représentative pour le calcul de β . Dans la figure 3.5, l'erreur de simulation faite sur le débit à l'exutoire est comparée à l'erreur théorique faite sur le terme source en fonction de la valeur de β (définie dans 2.2.3 comme $\beta = \frac{h}{\Delta x \partial_x z}$).

En régime "fully wet" ($\beta > 1$), la RMSE sur le débit à l'exutoire suit l'erreur théorique du terme source. Ce résultat confirme la convergence en maillage parce que quelles que soient la pente et la hauteur d'eau positive définie, une taille de maille peut toujours être adaptée pour être dans le cas où β est assez grand pour minimiser l'erreur. Mais en raison de la limitation des capacités de calcul, il n'est pas toujours possible d'avoir des mailles suffisamment fines sur un bassin versant réel pour que β soit toujours supérieur à 1. Le régime "partially wet" doit donc être étudié. Il n'y a alors pas de relation claire entre l'erreur de simulation et l'erreur théorique du terme source dans ce cas. Il apparaît qu'une erreur est faite sur le problème homogène, provenant des valeurs reconstruites utilisées dans le calcul des flux numériques et qu'on a une addition des erreurs faites sur le terme source de pente et sur le problème homogène avec les variables reconstruites. En se concentrant sur les points qui sont dans le régime "partially wet", la figure 3.5 montre que les six points correspondant aux plus petites erreurs sont les simulations avec une pente de 25 %. De plus, les deux simulations correspondant aux plus petites erreurs sont les simulations avec une intensité de pluie de 50 mm/h, et l'erreur est très proche pour deux maillages différents. Sur la base de ces observations, il semble que l'erreur commise dans le cas "partially wet" ne dépend pas du maillage. De plus, elle semble diminuer lorsque la pente et la hauteur d'eau augmentent. En traçant l'erreur de simulation et la valeur de la profondeur de l'eau multipliée par la pente,

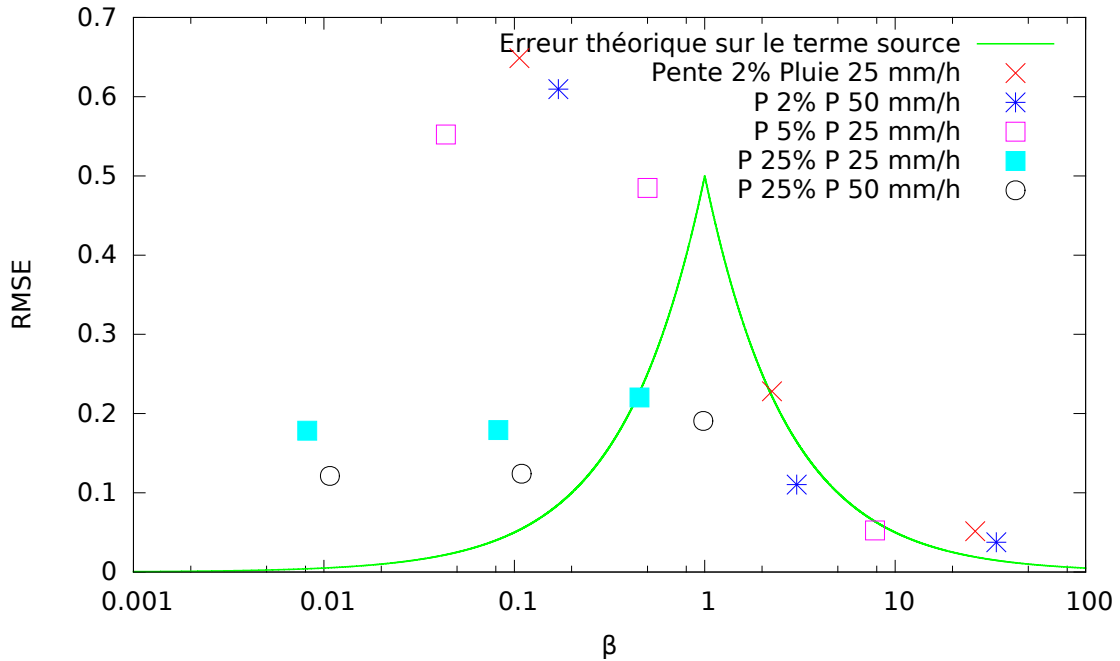


Figure 3.5: RMSE calculée pour chaque simulation par rapport à l'erreur théorique du calcul du terme source.

une relation claire est mise en évidence dans la figure 3.6. Ce résultat suggère que pour le cas partiellement humide, l'erreur diminue lorsque le terme source de pente $gh\partial_x z$ augmente.

Pour illustrer l'impact de la résolution numérique sur le comportement des vitesses dans le domaine, trois simulations en particulier sont sélectionnées. Le premier cas est le cas où l'erreur est minimale, c'est-à-dire le cas "fully wet" pour lequel β est maximal. C'est le cas d'une pluie de 50 mm/h sur une pente de 2% avec un maillage de 1 mm. La figure 3.7 montre le débit à l'exutoire simulé par rapport aux données expérimentales à la sortie du canal, mais aussi les vitesses le long du canal à l'état stationnaire. Ce résultat montre que pour un cas "fully wet" avec une valeur assez grande de β , la résolution numérique est précise et les résultats des simulations correspondent bien aux données expérimentales. Le deuxième cas choisi est celui où l'erreur est maximale. Cela correspond à une pluie de 25 mm/h sur une pente de 2% avec un maillage de 10 cm. Dans ce cas, une perte de quantité de mouvement est observée et le débit en sortie est très sous-estimé, comme le montre la figure 3.7. Les valeurs des flux de masse à l'état stationnaire montrent que le schéma numérique conserve cependant bien la masse. Par conséquent, la différence entre le débit mesuré et le signal expérimental est directement liée au traitement du terme source de la pente dans l'équation de conservation de la quantité de mouvement. Cela a également un effet sur les vitesses, qui sont largement sous-estimées. Le troisième cas choisi est le cas où l'erreur est minimale lorsque β est inférieur à 1, lorsque le terme $h\partial_x z$ est maximal. C'est le cas avec une pente de 25 %, une pluviométrie de 50 mm/h et un maillage de 10 cm. Un débit simulé inférieur

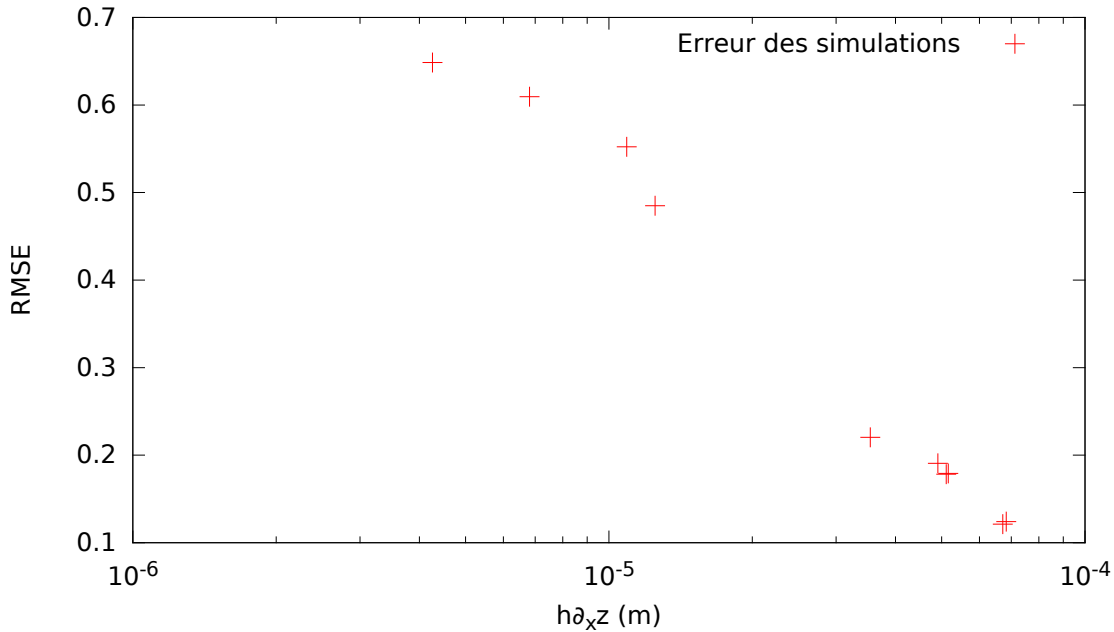


Figure 3.6: Relation entre les erreurs de simulation dans le cas "partially wet" et $h\partial_x z$.

au débit expérimental est observé à la sortie du canal. Cependant, le débit obtenu est supérieur à celui obtenu dans le cas précédent. En effet, pour compenser la perte de quantité de mouvement, le modèle surestime légèrement les vitesses, comme le montre la figure 3.7.

En résumé, les vitesses dans le domaine sont bien calculées lorsque β est assez grand. Le critère choisi pour considérer l'erreur acceptable (RMSE < 25%) est $\beta > 2$ pour le cas "fully wet". Cependant, il n'est pas toujours possible, en particulier pour les écoulements à faible hauteur d'eau sur des pentes fortes, de construire un maillage suffisamment fin pour être toujours dans ce cas. Lorsque β est inférieur à 1, les vitesses peuvent être significativement sous-estimées. Néanmoins, cela ne se produit que lorsque le terme source de pente $gh\partial_x z$ est petit, et les vitesses sont un peu surestimées si elles sont grandes. Le critère choisi pour considérer l'erreur acceptable (RMSE < 25%) est $gh\partial_x z > 2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}^2$, et il est indépendant pour le maillage sur le cas "partially wet".

3.3.2 Expérience sur le moule sinusoïdal

Dans la partie précédente, deux critères ont été définis sur un cas test simple pour évaluer l'erreur de résolution du ruissellement et son impact sur les vitesses dans le domaine. En évaluant les vitesses selon ces critères, qui sont $\beta > 2$ ou $gh\partial_x z > 2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}^2$, ce second cas de test permet d'étudier le frottement avec plusieurs types de régime d'inondation. Grâce à sa géométrie sinusoïdale, il y a des sillons dans lesquels l'écoulement se développe et entre ces sillons, il y a un

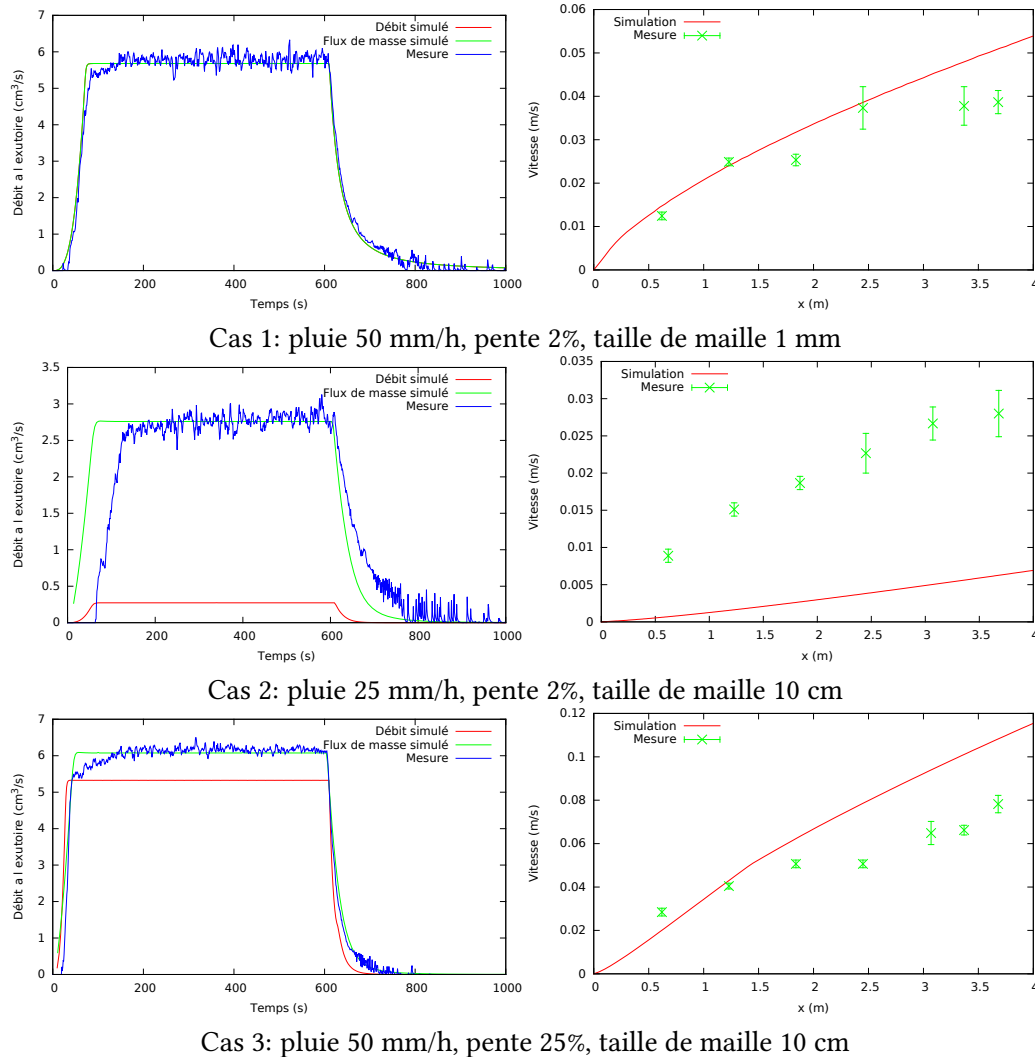


Figure 3.7: Evolution temporelle du débit à la sortie du domaine (à gauche) et des vitesses le long du canal à l'état stationnaire (à droite) pour les trois cas tests choisis, comparaison des résultats de simulations avec les mesures.

ruissellement avec de petites hauteurs d'eau. Le modèle est calibré avec les hauteurs d'eau, car il s'agit des données les plus précises et finement spatialisées disponibles dans cette expérience. Cette mesure à l'état d'équilibre est utilisée pour calibrer la taille représentative de la rugosité dans la loi de frottement (1.7).

Pour choisir ce paramètre de la rugosité k_s dans le modèle de frottement de [Lawrence, 1997], plusieurs simulations ont été réalisées sur chacune des trois configurations. Comme la mesure de l'incertitude sur la hauteur d'eau est faible, nous avons choisi de minimiser la RMSE sur ce paramètre. La valeur minimale de la RMSE est atteinte pour une rugosité comprise entre 0.25 mm et 0.27 mm selon la configuration. La valeur de k_s est alors fixée à 0.26 mm. Cette valeur est cohérente car le sol est constitué de grains de 0.5 mm à 1 mm et la rugosité visible dans la

topographie joue un rôle dans le ralentissement de l'écoulement. De plus, les maillages et les mesures topographiques sont suffisamment fins pour représenter une partie de ces grains.

En analogie avec le cas test du canal rectiligne, nous avons créé trois maillages triangulaires de tailles différentes. Les pas d'espace choisis sont de 10 mm, 5 mm et 2 mm pour chaque configuration. La hauteur d'eau dans les sillons est bien représentée par les simulations pour chaque configuration testée, comme le montre la figure 3.8. Les hauteurs d'eau maximales, ainsi que l'emplacement des ressauts hydrauliques à l'entrée des sillons sont très bien reproduits. Cependant, le niveau d'eau est un peu surestimé dans les sillons les plus éloignés, surtout dans la configuration avec trois sillons.

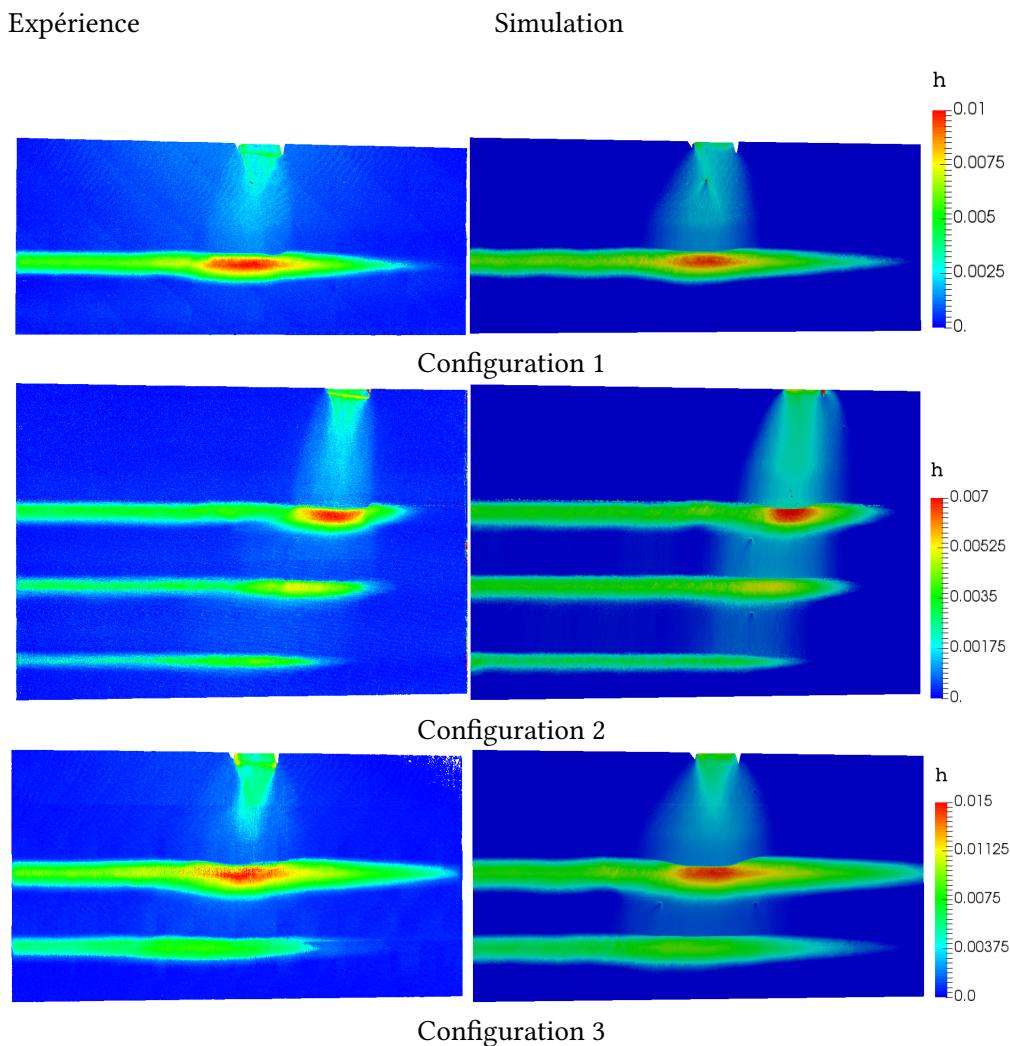


Figure 3.8: Hauteur d'eau (m) sur le domaine, mesure expérimentale (gauche) par rapport aux résultats de simulation (droite) pour les trois configurations avec un maillage de 2 mm.

Comme indiqué dans [Cea *et al.*, 2014], la méthode de mesure des vitesses peut donner des résultats inexacts lorsque les profondeurs d'eau sont faibles. Dans ce cas test, l'intérêt principal est la

représentation physique du frottement, donc un filtre est appliqué aux mesures de vitesse et seuls celles pour lesquelles la résolution numérique est bonne sont prises en compte. Par conséquent, seuls les points de mesure de vitesse pour lesquels β est supérieur à 2 sont donc pris en compte car les pentes sont trop faibles pour que l'on soit dans le cas où $\beta < 1$ et $gh\partial_x z > 2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}^2$. Le tableau 3.3 montre que le RMSE est plus petite avec le maillage le plus fin, mais la dégradation de la résolution spatiale n'a pas d'impact significatif sur la précision.

Configuration	Δx (mm)	RMSE (m/s)
1	2	0.0658396
	5	0.0718715
	10	0.0781000
2	2	0.0584047
	5	0.0626524
	10	0.071708
3	2	0.0384667
	5	0.0410869
	10	0.0471743

Tableau 3.3: Analyse de convergence en maillage sur les vitesses.

Comme dit précédemment, les points de mesure de vitesse sur le domaine sont choisis selon les critères donnés dans 3.3.1. Il est donc considéré que l'erreur de résolution est négligeable et que la formule de frottement joue un rôle majeur dans la description des vitesses. La figure 3.9 montre que les plus petites vitesses sont bien représentées par le modèle, mais les vitesses les plus élevées sont sous-estimées avec le modèle de frottement de [Lawrence, 1997]. La tendance de la courbe montre que les vitesses modélisées sont limitées et ne semblent pas dépasser un seuil pour chaque simulation. Les résultats de la seconde configuration sont également présentés dans [Cea *et al.*, 2014] et les résultats sont très similaires.

En étudiant la distribution des nombres de Reynolds dans le domaine, il apparaît qu'une limitation de vitesse se produit souvent pour des nombres de Reynolds relativement petits. De plus, la figure 3.9 montre qu'il n'y a plus de limitation pour les vitesses les plus élevées avec le modèle de friction mixte. Le coefficient de rugosité k_s du modèle de Lawrence a été recalculé en fonction de la hauteur d'eau en minimisant la RMSE comme auparavant. La nouvelle valeur trouvée est de 0.3 mm. Les vitesses les plus élevées sont mieux représentées par le modèle, même s'il reste des sous-estimations inexplicables pour les cas tests 1 et 2.

Le modèle de frottement de Lawrence est plus précis pour représenter les plus petites vitesses dans le domaine, mais il est nécessaire d'utiliser le modèle de friction mixte pour représenter les valeurs les plus élevées des vitesses. Dans la perspective d'un couplage avec un modèle sédimentaire d'érosion et de dépôt, ces vitesses seront les plus importants contributeurs.

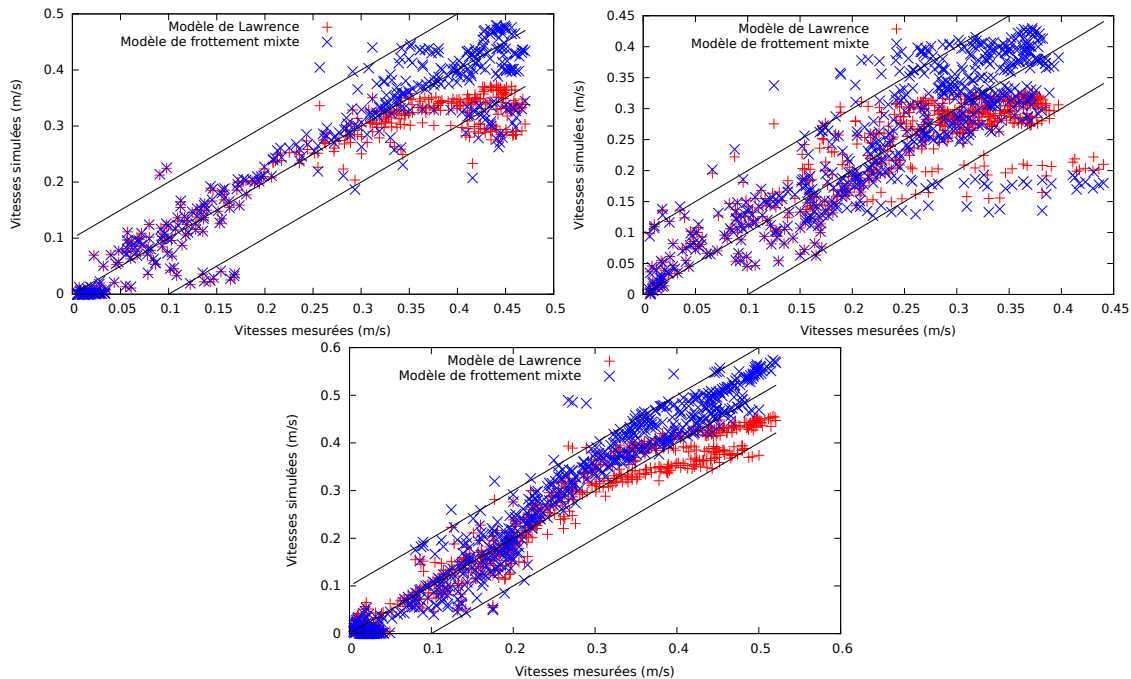


Figure 3.9: Vitesses mesurées par rapport aux vitesses simulées, comparaison entre le modèle de frottement de Lawrence et le modèle de frottement mixte pour le cas test du moule sinusoïdal. En haut à gauche, la configuration avec un seul sillon rempli, en haut à droite la configuration avec trois sillons remplis, en bas la configuration avec deux sillons remplis

3.3.3 Parcelle expérimentale

Cette expérience a été choisie pour évaluer si les conclusions tirées des expériences en laboratoire peuvent être exportées vers une parcelle réelle. Il sert également de transition entre les cas de laboratoire et un véritable bassin versant, notamment avec l'introduction du modèle d'infiltration décrit dans 1.1.1.6. A partir d'une intensité de pluie moyenne donnée, le modèle d'infiltration est calibré pour reproduire l'écoulement à la sortie de la parcelle. Ensuite, les vitesses du modèle sont comparées aux vitesses mesurées en plusieurs points. L'erreur induite par la résolution numérique du ruissellement est d'abord évaluée sur les points de mesure des vitesses selon les critères définis sur le cas test du canal. Ensuite, le but est de voir si la même limitation que sur le cas test du moule sinusoïdal est observée et si elle est corrigée par le modèle de frottement mixte. Sur la parcelle, le maillage le plus fin créé est un maillage de 25 mm, ce qui correspond à la résolution des données topographiques. La pluie appliquée sur la parcelle est variable avec une valeur moyenne de 66,73 mm/h. L'intensité de la pluie est mesurée à l'aide de pluviomètres et des fluctuations sont observées autour de la valeur moyenne. Ces fluctuations sont reflétées dans les mesures du débit de sortie. Toutefois, la technique de mesure de la vitesse de traçage au sel nécessitant un état stationnaire plusieurs mesures ont été effectuées dans le temps pour les différents points et sont moyennées pour obtenir la valeur mesurée finale. Pour les simulations,

on applique une pluie constante pour comparer les vitesses mesurées avec les vitesses simulées en régime permanent. Ainsi, le modèle d'infiltration est calibré pour reproduire la quantité totale d'eau sortant du domaine pendant l'événement pluvieux. La figure 3.10 montre la pluie totale mesurée et simulée appliquée à la parcelle et les débits induits à la sortie. Pour obtenir ce débit avec le modèle d'infiltration Green-Ampt, une seule couche de sol est considérée. Les paramètres utilisés sont :

- la conductivité de la couche : $K = 7 \text{ mm/h}$,
- la porosité effective : $\theta - \theta_i = 0.125$.

Le comportement de l'hydrogramme est bien reproduit avec ce modèle d'infiltration. L'augmentation de l'hydrogramme est très cohérente avec les observations. Cependant, le débit en sortie diminue un peu plus rapidement que celui observé, ce qui peut s'expliquer par le fait que l'exfiltration n'est pas représentée par le modèle.

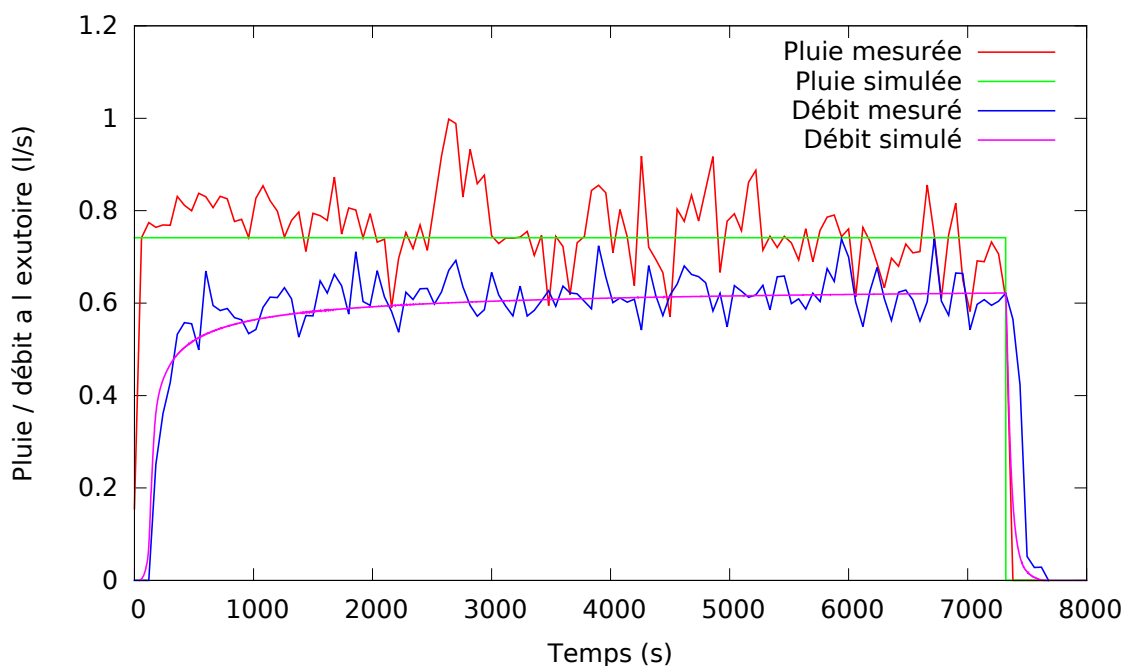


Figure 3.10: Pluie et débit en sortie du domaine pour l'événement de pluie dans la parcelle de Thies.

Les vitesses simulées sont comparées aux 62 points de mesure lorsque le débit est stabilisé ($t=7000s$). Pour définir la taille représentative de la rugosité du fond, k_s dans le modèle de frottement, la RMSE sur les vitesses est minimisée. Contrairement à l'expérience précédente où le frottement était réglé sur la hauteur d'eau, ici seules les vitesses mesurées sont disponibles dans le jeu de données. Le paramètre k_s minimisant la RMSE est de 0,37 mm pour le modèle de frottement

de Lawrence et le modèle de frottement mixte. La figure 3.11 représente la vitesse simulée par rapport à la vitesse mesurée dans le domaine. Pour les deux modèles de frottement, les vitesses les plus élevées sont bien représentées et une sous-estimation est observée pour une partie des vitesses les plus faibles. La différence entre les deux modèles de frottement se situe sur les vitesses les plus élevées. En effet, avec le modèle de Lawrence, les vitesses intermédiaires sont très bien estimées mais les deux valeurs les plus élevées sont sous-estimées et corrigées avec le modèle mixte. Ce comportement est similaire aux résultats observés sur le cas test précédent.

En se basant sur les critères de bonne résolution sur le cas test du canal, la vitesse peut être sous-estimée pour des valeurs basses de β . Cette sous-estimation est observée dans les cas où β est inférieur à 2 et où le terme source de la pente n'est pas dominant ($gh\partial_x z < 2.10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}^2$). Dans cette expérience, la pente n'est pas assez raide pour être dans le cas où $\beta < 1$ et $gh\partial_x z > 2.10^{-4}$ afin que nous puissions distinguer deux cas : le cas où $\beta \leq 2$ et la vitesse est sous-estimée à cause de la résolution numérique et le cas où $\beta > 2$ et la vitesse est bien représentée. Ces deux cas sont mis en évidence dans la figure 3.11 et expliquent la partie où les basses vitesses sont sous-estimées.

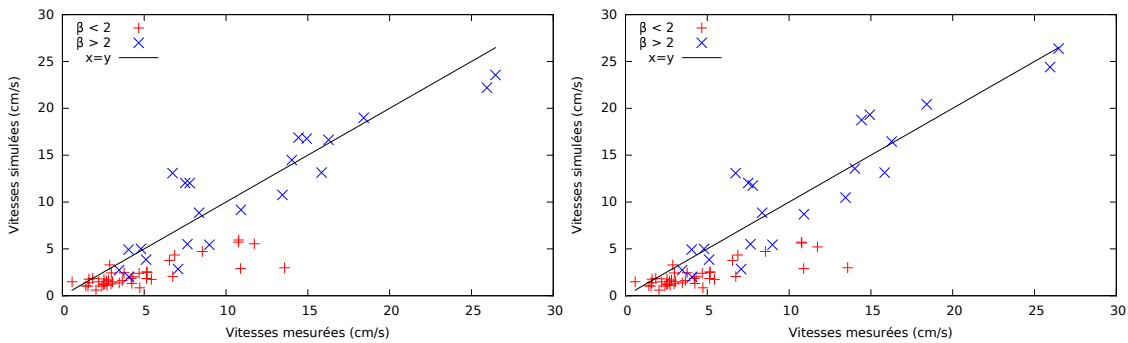


Figure 3.11: Vitesses mesurées comparées aux vitesses simulées avec le modèle de frottement de Lawrence (à gauche) et le modèle de frottement mixte (à droite) selon la valeur de β pour le cas de la parcelle de Thies.

Une analyse de convergence en maillage a été effectuée sur ce cas de test et les résultats sont donnés dans le tableau 3.4. Il montre que la RMSE diminue avec la taille du maillage. De plus, la topographie est moins bien représentée et les pentes ne sont pas assez fortes pour que le terme source devienne dominant.

Δx (mm)	RMSE (m/s)	
	Modèle de [Lawrence, 1997]	Modèle de frottement mixte
25	0.031507	0.030972
50	0.078562	0.078575
100	0.089981	0.089981

Tableau 3.4: Analyse de convergence en maillage sur les vitesses pour le cas de Thies.

En conclusion, cette expérience confirme la pertinence de l'utilisation du modèle simplifié d'infiltration Green-Ampt pour estimer le débit en sortie de domaine pour une parcelle simple. Le comportement de la vitesse est cohérent avec les résultats des deux expériences de laboratoire. Les vitesses sont sous-estimées lorsque β est inférieur à 2 en raison des limites du schéma numérique mises en évidence dans le cas test du canal. Les vitesses les plus élevées sont sous-estimées si le modèle de Lawrence est situé dans un régime très inondé avec des nombres de Reynolds inférieurs à 1000, ce qui est corrigé par le modèle de frottement mixte comme le montre le cas du moule sinusoïdal. Cependant, plus le maillage est grand, plus la différence entre les modèles de frottement diminue. Le choix du modèle de frottement mixte est donc pertinent pour les expériences à petite échelle, en particulier pour représenter les vitesses les plus élevées, mais son impact est limité lorsque l'échelle et le maillage sont augmentés. Ce cas de test montre qu'il est approprié d'utiliser le modèle de frottement mixte pour des applications de ruissellement à plus grande échelle.

3.3.4 Application à un bassin versant réel - le Laval

Le modèle est maintenant appliqué à un bassin versant réel sur lequel des mesures de débit à l'exutoire sont disponibles. A cette échelle, le maillage le plus fin utilisé est de 1 m et le modèle de frottement de Lawrence et le modèle de frottement mixte donnent les mêmes résultats. Le but est d'observer l'effet de la résolution numérique sur la représentation des débits à l'exutoire.

Sur ce domaine, trois maillages sont pris en compte, avec un pas d'espace de 1 m, 2 m et 5 m. Dans le réseau hydraulique, le maillage est forcé de suivre le point le plus bas de la rivière. Il en résulte une meilleure représentation de la géométrie des chenaux, en particulier pour les mailles plus grossières. Le modèle est calibré en fonction des données de terrain en comparant les débits à l'exutoire mesurés et simulés sur deux événements. Les événements sont choisis parce qu'ils sont les plus érosifs de l'année 2012, en termes de volume de sédiments exportés à l'exutoire, et qu'ils ont des conditions initiales très différentes. Le premier événement est enregistré le 29 mai, succédant à six événements pluvieux du 21 au 27 mai. La valeur maximale de l'intensité de la pluie est de 84 mm/h et le débit de pointe est de 3 m³/s. Quant à l'autre événement, il s'agit d'une tempête estivale du 25 août avec un premier état de sécheresse, le dernier événement enregistré étant le 25 juillet. L'intensité maximale de la pluie est de 156 mm/h et le débit de pointe est de 6,6 m³/s.

Pour simuler ces événements, nous définissons des propriétés du sol constantes dans le temps et dans l'espace, en ne modifiant que l'humidité initiale du sol (θ_i dans le modèle d'infiltration (1.2)). L'étalonnage a été effectué sur le maillage le plus fin et donne les paramètres du sol suivants :

- épaisseur de la première couche : $Z_c = 80$ mm,
- porosité de la première couche : $\theta_1 = 0.35$,
- conductivité de la première couche : $K_c = 30$ mm/h,

- conductivité de la deuxième couche : $K_s = 1$ mm/h,
- porosité de la deuxième couche : $\theta_2 = 0.25$,
- charge capillaire : $h_f = 50$ mm.

En se basant sur les mesures de [Mathys, 2006], les paramètres sont choisis pour avoir une couche de surface poreuse et une couche profonde plus structurée. La valeur choisie pour la conductivité de la couche de base est clairement sous-estimée pour équilibrer les effets de l'exfiltration, qui n'est pas représentée par le modèle. L'humidité initiale du sol est fixée à $\theta_i=0,22$ pour l'événement printanier et $\theta_i=0,03$ pour la tempête estivale. La figure 5 présente les débits à l'exutoire mesurés et simulés pour l'événement printanier et l'événement estival. Les résultats simulés sont en accord avec les observations. Les hydrogrammes de sortie sont bien représentés pour les deux événements, surtout pour les maillages de taille 1 m et 2 m. Pour le maillage de 5 m, l'écoulement est ralenti et un déphasage est observé. Le tableau 3.5 montre la RMSE sur les hydrogrammes de sortie normalisés par la valeur maximale pour chaque événement.

Evènement	Δx (m)	RMSE (-)
29/05/2012	1	0.041959
	2	0.052898
	5	0.239660
28/08/2012	1	0.025281
	2	0.028930
	5	0.155558

Tableau 3.5: RMSE sur les hydrogrammes de sortie pour chaque événement et chaque maillage pour le cas du bassin versant.

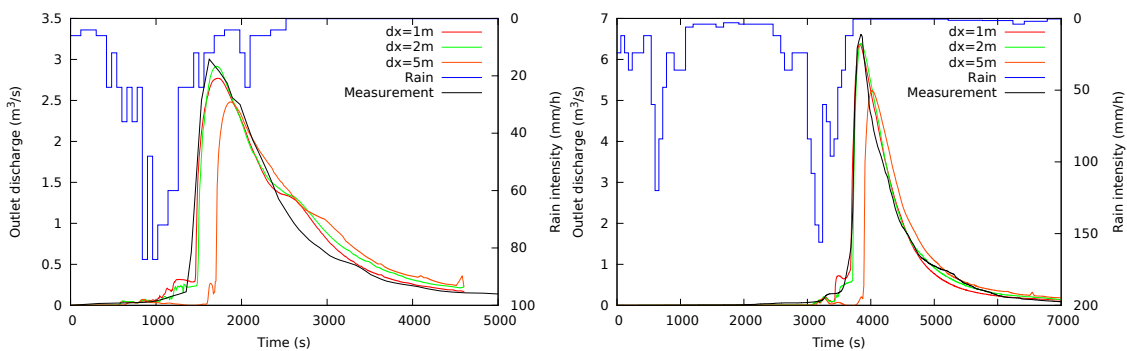


Figure 3.12: Débits mesurés à l'exutoire comparés aux débits simulés pour le cas du bassin versant, événement du 29 mai 2012 à gauche et du 28 août 2012 à droite.

Le modèle de frottement mixte est utilisé avec une taille représentative de la rugosité fixée à 5 cm, car la RMSE sur l'hydrogramme à l'exutoire est minimisée pour cette rugosité. La figure 3.13

montre la RMSE en fonction du paramètre de rugosité du modèle de frottement de Lawrence, et les deux événements sont minimisés pour la même valeur.

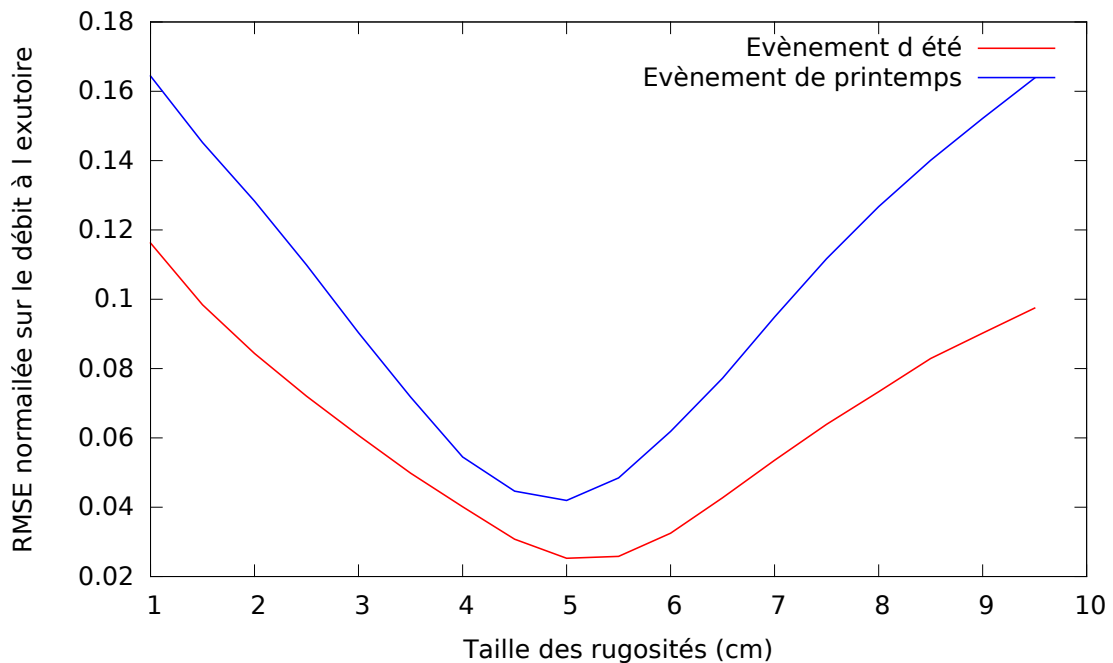


Figure 3.13: RMSE sur le débit en sortie de domaine pour les deux événements considérés pour le cas du bassin versant.

Les propriétés du sol et la taille représentative des rugosités dans le modèle de frottement sont considérées comme uniformes dans l'espace. La représentation de la structure verticale du sol est suffisante pour avoir une reproduction satisfaisante des hydrogrammes. En isolant les zones où l'erreur sur la résolution est faible selon les critères donnés dans 3.3.1, il apparaît que dans le réseau hydraulique on a une bonne représentation des vitesses par le modèle. Cependant, la dynamique est un peu différente pour les deux événements. Pour l'événement printanier où le sol est déjà humide à l'état et donc la capacité d'infiltration est plus faible, la zone bien résolue est mieux répartie en amont du réseau. Concernant l'événement estival, où la capacité d'infiltration est plus élevée mais aussi le débit, la quantité d'eau concernée par la zone bien résolue est plus importante en aval du bassin mais moins élevée lorsqu'on remonte dans le réseau. La précision des hydrogrammes semble être en relation avec la présence de grandes zones bien résolues près de la sortie, où le débit est mesuré. En effet, la RMSE de l'hydrogramme de sortie simulé de l'événement estival est plus faible que celle de l'événement printanier.

Nous avons donc une bonne résolution globale du modèle dans le réseau hydraulique. C'est l'endroit où les contraintes de cisaillement sont les plus élevées et c'est donc l'endroit crucial où les vitesses doivent être bien représentées pour le couplage avec un modèle sédimentaire. Au moment du pic de débit, il est possible de calculer le pourcentage du volume d'eau sur le volume

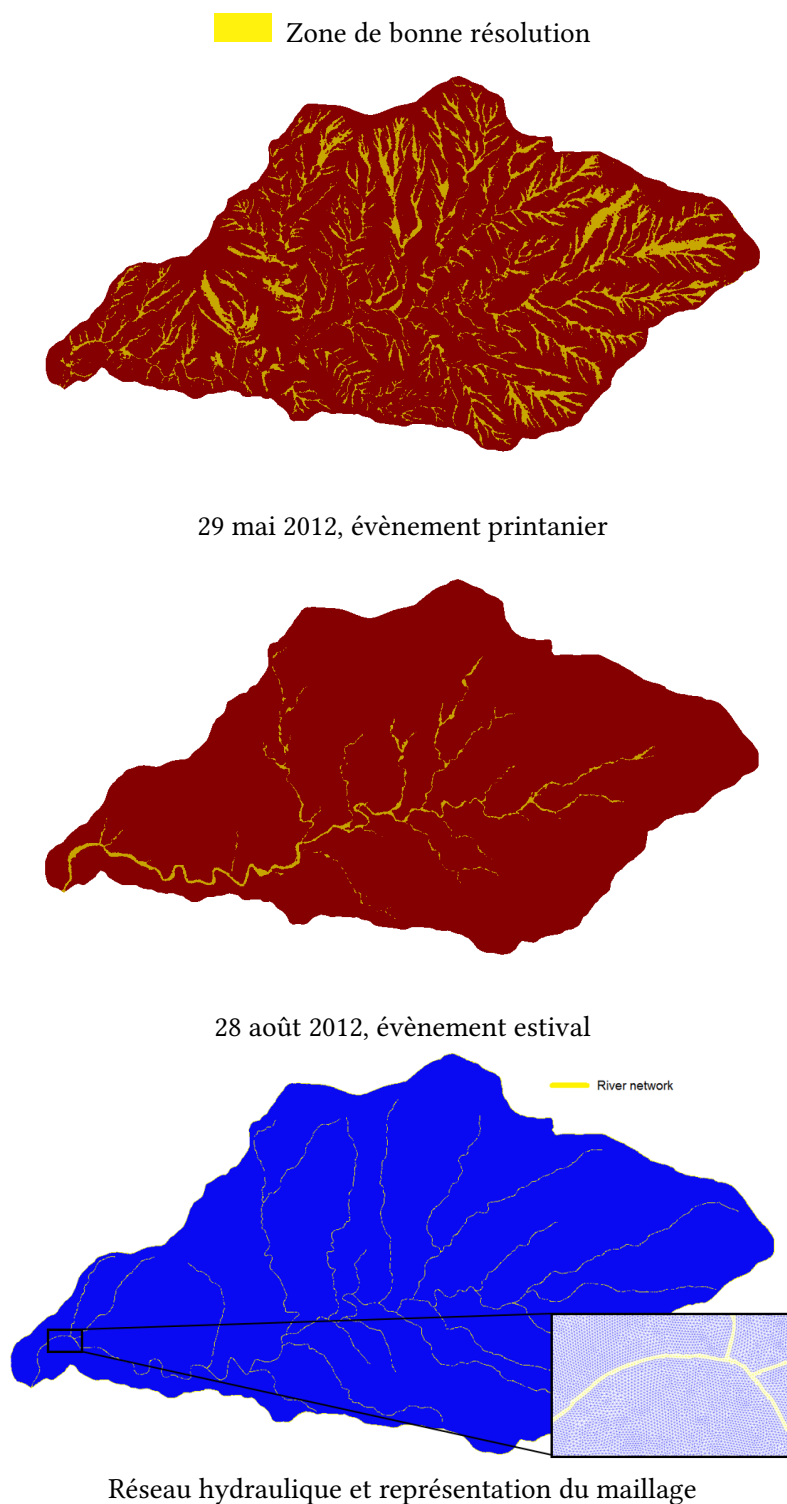


Figure 3.14: Localisation des zones avec une erreur de résolution minimale pour le cas du bassin versant.

d'eau total qui se trouve dans la zone où le modèle est considéré comme bien résolu. Pour ces deux événements, les volumes d'eau dans la partie bien résolus sont de 76.74 % et de 80.31 % respectivement pour les événements du 29 mai 2012 et du 28 août 2012. Ce modèle hydraulique peut donc constituer une bonne base pour représenter les processus d'érosion, de dépôt et de transport dans le réseau hydrographique.

3.4 Conclusion

Ce chapitre permet d'étudier la pertinence de l'utilisation des équations de Saint-Venant pour modéliser les transferts hydrauliques pour du ruissellement en montagne et en particulier sur l'évaluation des vitesses locales dans le modèle. Quatre cas tests expérimentaux ont été utilisés pour analyser et évaluer le modèle numérique et mieux comprendre son comportement. La première expérience est un canal à pente constante sur lequel tombe une pluie constante utilisée pour évaluer l'erreur due au schéma numérique. La deuxième expérience est un moule sinusoïdal avec des sillons représentant l'interaction entre le ruissellement sur les versants et l'écoulement dans la rivière. Ensuite, les conclusions de ces deux expériences en laboratoire sont utilisées pour interpréter les résultats obtenus sur le cas de test de Thies (parcelle de sable de 40 mètres de long) en comparaison avec les mesures. Enfin, le modèle est appliqué sur un bassin versant réel (bassin versant de Laval, dans les Alpes du sud de la France) où seules des mesures de débit à l'exutoire sont disponibles.

Le cas de test du canal démontre que l'erreur de résolution numérique avec le schéma de [Chen et Noelle, 2017] peut être quantifiée. Ce cas de test montre explicitement que cette erreur numérique peut conduire à des erreurs très importantes sur les vitesses simulées pour des flux de masse bien reproduits. Ainsi, deux critères ont été définis pour reproduire des conditions dans lesquelles l'erreur est acceptable. La première est vérifiée si la hauteur d'eau est deux fois plus grande que la différence d'élévation du fond entre deux cellules adjacentes. Le deuxième critère est vérifié si la pente et la hauteur d'eau du ruissellement sont suffisamment élevés pour que le terme source de pente $gh\partial z$ soit supérieur à $2.10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}^2$.

Le modèle de frottement de [Lawrence, 1997] a été utilisé pour sa capacité à reproduire un grand panel de taux d'inondation. Les comparaisons avec les vitesses du deuxième cas de test ont montré que le modèle de frottement de Lawrence est bien adapté mais présente une limitation pour reproduire les vitesses les plus élevées. Cette limitation a été corrigée par l'ajout d'une loi de frottement laminaire pour mieux représenter les vitesses dans un régime très inondé, combiné à de faibles nombres de Reynolds. La différence entre le modèle de Lawrence et le modèle de frottement mixte est moins importante lorsque le maillage devient plus grand, ce qui était le cas pour les applications à plus grande échelle (cas de la parcelle de Thies et du bassin versant de Laval).

Sur le cas de test de la parcelle de Thies, le critère d'erreur numérique a permis de discriminer

les vitesses bien reproduites des autres. Lorsque ce critère est respecté, le modèle de frottement mixte donne de très bons résultats par rapport aux vitesses mesurées. L'erreur provenant de la représentation du frottement ne peut pas être comparée à l'erreur provenant de la résolution numérique, mais le critère numérique trouvé est suffisant pour poser le cadre la bonne représentation des vitesses.

Sur le bassin versant de Laval, deux événements pluvieux dans deux saisons et avec des conditions initiales différentes ont été sélectionnés. Les hydrogrammes sont bien reproduits sur les deux événements avec le modèle de frottement mixte. Le critère numérique a montré que les vitesses sont bien reproduites principalement dans le réseau hydraulique. En fonction de l'humidité initiale du sol et de l'intensité de la pluie, la zone bien résolue (la zone respectant le critère numérique) s'étend plus ou moins dans les ravines en amont.

Comme le modèle a été bien résolu dans le réseau hydraulique, un modèle d'érosion piloté par la vitesse est adapté pour simuler les processus d'érosion, de dépôt et de transport. Dans les collines, les processus d'érosion étant principalement dus à la gravité, il est possible de quantifier l'apport de sédiments en amont sans reproduire très précisément les vitesses.

Chapitre 4

Application et validation du modèle

4.1 Cas test expérimental

Dans cette partie, les données issues d'un cas test expérimental sont utilisées pour valider le modèle de laves torrentielles. Ce cas test se base sur une série de 28 expériences effectuées par l'institut d'études géologiques des États-Unis (USGS) en Oregon. Ces expériences permettent de tester le mouvement instable et non uniforme des laves torrentielles, de l'initiation au dépôt, dans un canal artificiel expérimental. Les données acquises dans cette série d'expériences sont collectées dans le but de valider les modèles numériques et aussi de mieux comprendre la physique des laves torrentielles [Iverson *et al.*, 2010].

4.1.1 Présentation du canal expérimental

Le canal artificiel qui est utilisé pendant les expériences est un canal droit et rectiligne en béton constitué de trois parties. La première partie en amont a une longueur de 74 m, une largeur de 2 m et une profondeur de 1.2 m. Ce tronçon du canal a une pente constante de 60 % et est couvert par des carreaux de béton bosselés qui augmentent la rugosité du canal. La deuxième partie du canal suit une courbe en forme de chaînette. L'équation permettant de décrire cette courbe est la suivante :

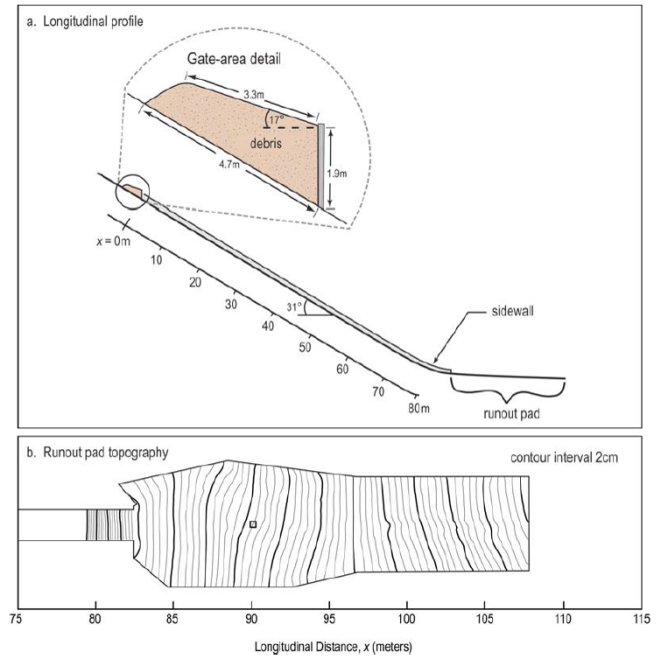
$$y = 36 \cosh\left(\frac{x + 5}{36}\right) - 36.34. \quad (4.1)$$

La côte du canal baisse sur cette partie de 2.2 m et la pente passe de 60 % à 4 %. Ce tronçon a une longueur de 8.5 m. Une surface plane de béton se trouve juste après la deuxième partie du canal. Cette surface a une longueur de 25 m, une largeur maximale de 6 m et une pente moyenne de 4 %. La figure 4.1a présente la photo du canal de l'USGS et la figure 4.1b expose la géométrie du canal.

Les sédiments disponibles dans le canal à l'état initial sont installés en amont du canal et retenus



(a) photo du canal de l'USGS



(b) géométrie du canal

Figure 4.1: Présentation du canal de l'USGS, Oregon, États-Unis [Iverson *et al.*, 2010].

par une trappe à ouverture rapide. Ils sont constitués d'un mélange de vase, de sable et de graviers à hauteur de respectivement 7%, 37% et 56%, avec une teneur en eau de 0.25. L'initiation de la mise en mouvement des laves torrentielles commence par l'ouverture de cette porte et les laves torrentielles se propagent sur le lit du canal. Pendant les trois premières secondes, les laves s'allongent nettement. Après 3-4 secondes, un tri granulométrique s'opère et un front de lave constitué principalement de graviers apparaît. Finalement, quand l'écoulement arrive sur la plage de dépôt, la vitesse d'écoulement diminue au fil du temps jusqu'à l'arrêt.

La localisation du front de l'écoulement des laves torrentielles est enregistrée en utilisant les caméras installées au-dessus du lit du canal. Les images enregistrées tout au long de canal par ces caméras sont utilisées pour caler la vitesse d'écoulement. De plus, des données sur l'épaisseur de l'écoulement sont enregistrées à 32 m, 66 m et 90 m de la porte, par des capteurs laser infrarouges à triangulation. Ces systèmes résolvent 2000 variations d'épaisseur par seconde avec des étalonnages stables et insensibles aux facteurs environnement. La limitation la plus importante des systèmes de triangulation laser est la petite surface qu'ils échantillonnent ($<1 \text{ cm}^2$).

4.1.2 Construction et calage du modèle

Pour représenter l'écoulement des laves torrentielles dans le canal, on utilise les équations de Saint-Venant, présentées dans (1.36). Ce modèle représente l'écoulement du mélange eau sédiment comme un fluide monophasique. Le schéma de [Chen et Noelle, 2017] est utilisée pour

résoudre ce système et la taille du maillage ainsi que l'épaisseur de l'écoulement fait que l'on est toujours dans le cadre de bonne résolution défini dans le chapitre précédent.

Un maillage non-structurés avec un pas d'espace moyen de 0.1 m est généré à partir des dimensions du canal. Une quantité de laves équivalente à celle du volume du mélange est ajoutée en tête du canal. Pour la retenir, la côte du fond est artificiellement modifiée pour créer une porte de la taille de la profondeur du canal. Cette porte a une épaisseur de 40 cm et s'ouvre en 1 seconde. La figure 4.2 illustre la structure de la porte. Selon [George et Iverson, 2014], reproduire l'ouverture de la porte dans le modèle numérique est indispensable pour reproduire l'initialisation du mouvement du flux des laves.

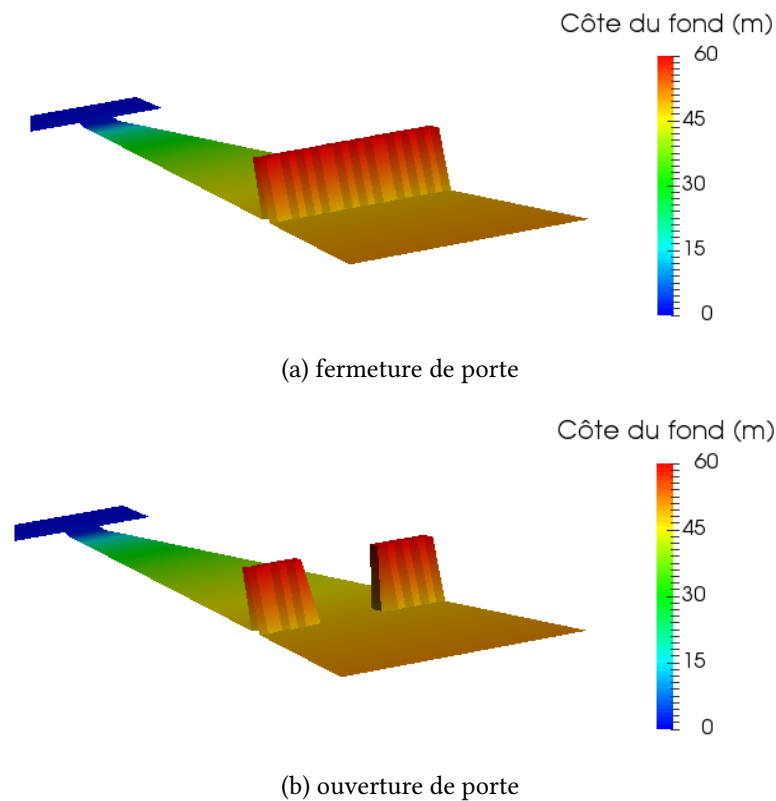


Figure 4.2: Représentation de la porte dans le modèle vue de l'amont du canal.

Pour représenter le frottement de la lave sur le fond, on utilise une loi de Chézy pour représenter l'effet du frottement turbulent ajoutée à une loi de Coulomb pour représenter le frottement de la fraction solide sur le fond (1.14). Selon la présentation du canal de l'USGS, la rugosité du lit du canal n'est pas uniforme. Pour mieux représenter la spatialisation de la rugosité du canal dans notre modèle, trois coefficients de frottement sont utilisés en amont, au milieu et en aval du canal. Il s'agit de représenter les différents matériaux constituant le lit dans le canal de l'expérience. La figure 4.3 montre la localisation des trois zones de frottement. Dans les 10.7 m premier mètres du canal, le coefficient de Chézy en amont représente le frottement du tronçon juste après la porte. Le coefficient de Chézy au milieu représente le frottement du tronçon entre $x=6$ m et $x=79$ m qui

est couvert par les carreaux de béton bosselés. Le Chézy du panneau représente le frottement de la surface plane en aval.



Figure 4.3: Spatialisation de frottement dans le modèle numérique.

Les coefficients de dépôt du modèle des laves torrentielles sont également fixés. Il s'agit de m le coefficient numérique inférieur à 1, V_s la vitesse de chute en m/s et u_c la vitesse critique du dépôt en m/s. Le processus d'érosion n'est pas pris en compte dans ce cas test. Les paramètres testés sont :

- C_{2amont} : Coefficient de Chézy pour le tronçon en amont en $m^{1/2}/s$;
- $C_{2milieu}$: Coefficient de Chézy pour le tronçon au milieu en $m^{1/2}/s$;
- C_{2aval} : Coefficient de Chézy pour la surface plane en aval en $m^{1/2}/s$;
- m : Coefficient numérique de dépôt inférieur à 1;
- V_s : Vitesse de chute en m/s;
- U_c : Vitesse critique pour le dépôt en m/s;

Un jeu de paramètre pour lequel le résultat du modèle est représentatif de l'expérience est choisi. Il est présenté dans le tableau 4.1.

La figure 4.4 présente le résultat de la simulation. La localisation du front de l'écoulement des laves est bien simulée par le modèle numérique. Concernant l'épaisseur du flux des laves en trois endroits différents, le temps d'arriver au pic est bien calé, cela est cohérent avec le résultat de

Paramètres	V_s	U_c	m	C_{2amont}	$C_{2milieu}$	C_{2aval}
Jeu de paramètre choisi	0.01	10	1	12	25	30
Unité de paramètre	m/s	m/s	-	$m^{1/2}/s$	$m^{1/2}/s$	$m^{1/2}/s$

Tableau 4.1: Jeu du paramètre pour le calage du modèle.

4.4a. Cependant, le pic (l'épaisseur maximale) n'est pas bien calé en $x=32$ m et $x=90$ m. Il semble que le modèle numérique ne soit pas représentatif pour modéliser l'initialisation du mouvement des laves et la fin du mouvement. Cela pourrait s'expliquer par le fait que le modèle est si simple que certains processus de stratifications sédimentaires sont simplifiés en prenant un paramètre global. Par exemple, le frottement de l'écoulement n'est représenté que par le coefficient de Chézy global et la loi de Coulomb. Les interactions particules - particules et eau - particules ne sont pas représentées dans le modèle, ni la stratification sédimentaire qui s'opère durant l'écoulement.

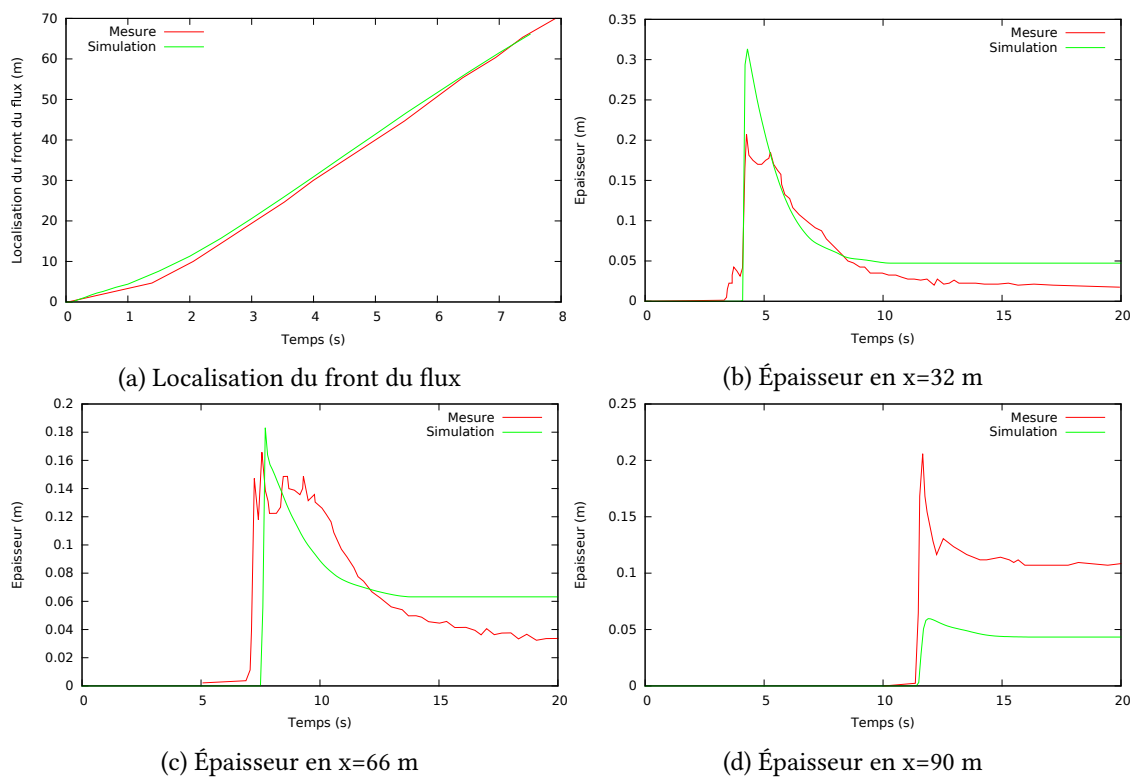


Figure 4.4: Comparaison entre les résultats du modèle et les données expérimentales.

La localisation des laves torrentielles 12 s après l'ouverture de la porte dans le modèle et dans quatre des expériences est présentée dans la figure 4.5. La forme des laves simulée par modèle ressemble plus au cas du 12 septembre 2002. La variation de résultat pour l'expérience est principalement causée par la quantité de chaque fraction de sédiment dans le mélange des laves qui sont préparées. C'est pourquoi le résultat de l'expérience est le résultat moyen des 28 expériences.

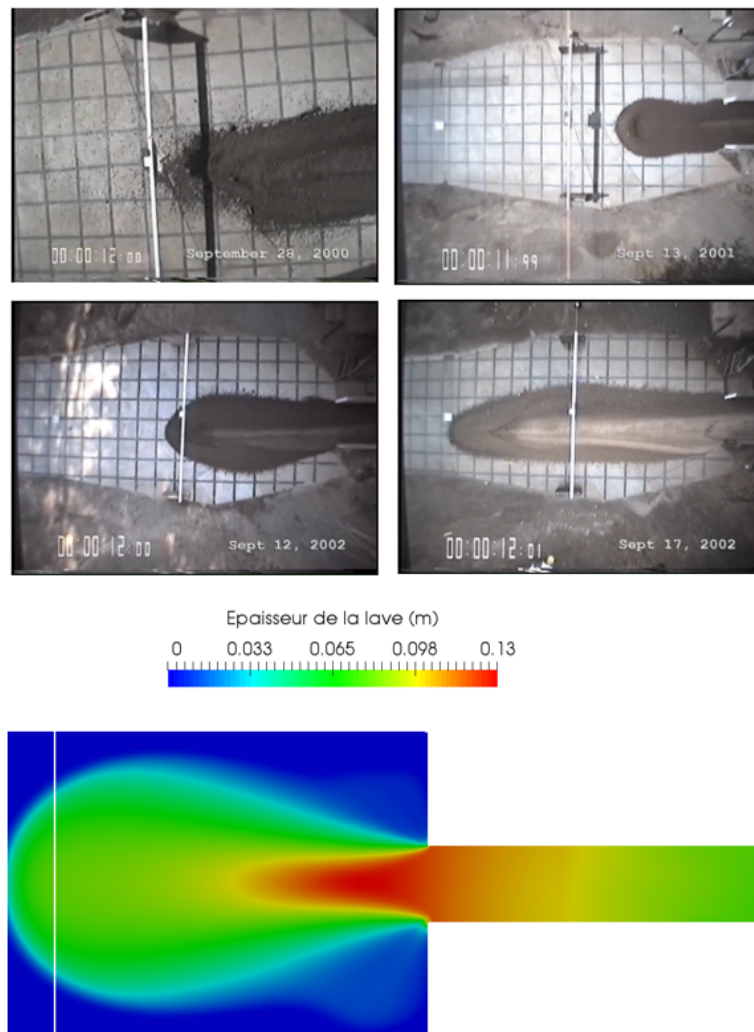


Figure 4.5: Comparaison entre les résultats du modèle et les données expérimentales au début de la plage de dépôt.

4.1.3 Comparaison avec le modèle numérique de [George et Iverson, 2014]

Le modèle de [George et Iverson, 2014] est un modèle qui permet de simuler toutes les étapes du mouvement des laves torrentielles, de l'initiation au dépôt. C'est un modèle 2D avec une équation de la conservation de la masse et deux équations de la quantité du mouvement dans chaque direction et deux équations permettant de modéliser la dilatation et l'interaction entre la phase solide et la phase liquide. Ce modèle a été présenté précédemment dans l'équation (1.16). La figure 4.6 présente les résultats simulés par les deux modèles numériques. Concernant le résultat du modèle de [George et Iverson, 2014], les amplitudes sont bien calées dans la plupart des cas, mais la vitesse de l'écoulement calculé commence à dépasser celle de l'écoulement réel au moment où elle atteint 66 m. Ce retard de 1 seconde est expliqué par une mauvaise représentation de la ségrégation des particules par [George et Iverson, 2014]. Selon la figure 4.6, pour le résultat

du modèle, le dépôt de sédiment n'est pas présent.

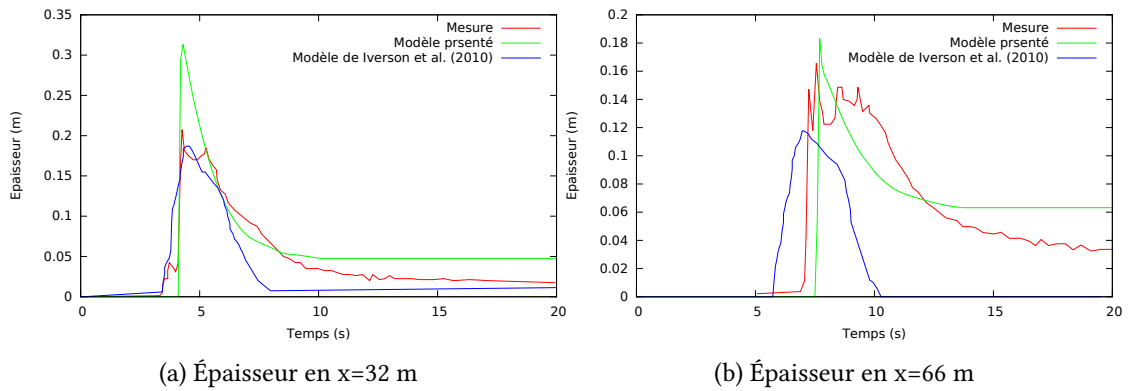


Figure 4.6: Comparaison entre les deux modèles numériques sur les deux premiers points de mesure.

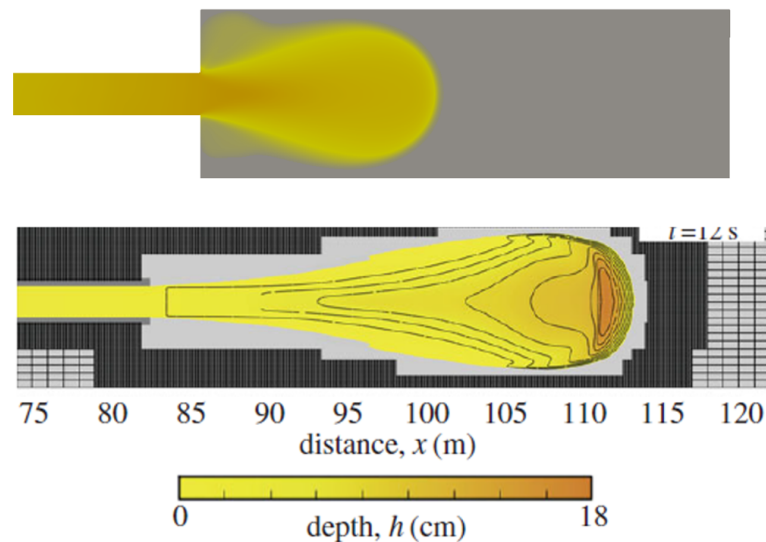


Figure 4.7: Comparaison entre les deux modèles numériques au niveau de la plage de dépôt, en haut les résultats du modèle de Saint-Venant, en bas les résultats du modèle de [George et Iverson, 2014]

La figure 4.7 présente la localisation des laves sur la surface plane en aval. Le front des laves se propage jusqu'à 29.5 m après la fin du canal en $x=82.5$ m, alors que pour le modèle présenté, le front se propage jusqu'à 9 m après la fin du canal comme observé dans les expériences.

Le modèle basé sur les équations de Saint-Venant est capable de représenter la dynamique des laves torrentielles dans le canal uniquement en fixant le coefficient de frottement. Cependant, le fait que le modèle ne représente pas les distinctions entre les phases solides et liquides est limitant pour représenter l'épaisseur des laves au début et à la fin du canal. En comparaison avec le modèle de [George et Iverson, 2014], ce modèle reproduit mieux la vitesse d'écoulement des laves torrentielles et le dépôt dans la plage à l'aval. Le modèle de [George et Iverson, 2014] donne

une meilleure description de l'épaisseur des laves dans les points de mesure du canal.

4.2 Application à un bassin versant instrumenté - le Laval

4.2.1 Choix et présentation des évènements hydrologiques

Le Laval faisant partie de l'observatoire Draix-Bléone [Le Bouteiller *et al.*, 2015], un grand nombre de données sont disponibles dans ce bassin versant (voir la partie 3.3.4). Dans cette partie, on s'intéresse particulièrement aux données de débit et de concentration en MES à l'exutoire qui sont mesurées lors de chaque évènement pluvieux. Ces mesures vont permettre d'évaluer la pertinence du modèle pour reproduire des évènements réels sur un bassin versant de l'ordre du km².

De part la faible influence de la modification du fond par l'érosion sur le débit à l'exutoire, on décompose l'application en deux parties : une première dans laquelle on cale les teneurs en eau initiales pour pouvoir reproduire au mieux les débits à l'exutoire et une seconde dans laquelle on cale les paramètres sédimentaires pour reproduire les flux sédimentaires à l'exutoire. Pour cela on choisit les deux évènements pour chaque année de mesure qui ont exportés le plus de sédiments à l'exutoire. Les évènements sont choisis dans les années 2010, 2011 et 2012 car ces années consécutives ont des quantités totales de sédiments exportés à l'exutoire très similaires (2949 m³ en 2010, 3472 m³ en 2011 et 3328 m³ en 2012) malgré des évènements érosifs majeurs très différents que ce soit en termes de volume de sédiment ou de période de l'année. Cela nous donne un panel de six évènements avec des intensités de pluie très différentes et se déroulant dans des saisons distinctes.

Pour caractériser le transport sédimentaire en suspension durant des évènements de pluie, il est commun d'étudier la relation débit/concentration ([Williams, 1989], [Walling et Webb, 1982]) formant des hystérésis. Dans un premier temps, on analyse le sens des différentes courbes. Si le sens de rotation de la courbe est horaire, alors la concentration augmente plus rapidement que le débit et on peut supposer que les sources d'érosion sont plutôt proches de l'exutoire. Cela correspond dans le cas du bassin versant du Laval à avoir une érosion plutôt dans le réseau hydrographique à l'aval du bassin, où les contraintes de cisaillement sont les plus élevées. À l'inverse, lorsque le sens est antihoraire, les sources de production de sédiments sont éloignés de l'exutoire et on a plus un phénomène d'érosion gravitaire par laves torrentielles à l'amont du bassin, où les pentes sont les plus fortes. De ce fait, on peut prédire pour certains évènements quels seront les processus dominants et lier cela à la disponibilité sédimentaire que l'on donne au modèle au début de l'évènement. On peut également lier la courbe des hystérésis avec l'érodabilité des sédiments. En effet, on sait que les marnes peuvent avoir une physique complètement différente en fonction des conditions météorologiques auxquelles elles sont soumises [Le Bouteiller, 2011]. On peut donc évaluer la pente de la courbe à cet endroit et en déduire si le sédiment est facilement mobilisable ou non. La pente est calculée en prenant simplement la concentration à 1 m³/s au

début de chaque évènement et à $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ pour l'évènement du 14 mai 2010 rapportée à l'échelle. En 2010, les deux évènements étudiés sont au printemps avec une intensité maximale de pluie relativement faible (respectivement 24 et 36 mm/h). Le premier évènement a un débit maximal faible de $0.4 \text{ m}^3/\text{s}$ et exporte une quantité de sédiment de 149 m^3 . Il se déroule le 10 mai 2010 et est consécutif à de nombreux jours de pluie, au moins un évènement de pluie a été enregistré chaque jour du 1er au 10 mai. En particulier, la veille de l'évènement, une pluie constante durant la journée a été observée, avec des intensités non négligeables en soirée (jusqu'à 12 mm/h). On peut donc s'attendre à avoir un évènement avec une teneur en eau initiale qui soit plutôt importante. Le second évènement, du 15 juin 2010, a un débit maximal environ 10 fois supérieur à l'évènement précédent, tout comme la quantité de sédiment qu'il a exporté jusqu'à l'exutoire. Peu de pluies ont été enregistrées les jours précédents l'évènement, avec notamment une période sèche du 29 mai au 9 juin. Cependant, un évènement de pluie d'une demi heure avec des intensités allant jusqu'à 40 mm/h a été enregistré le 14 juin au soir et une pluie faible a également duré quelques heures pendant la nuit. Ces évènements ont un hystérésis dans le sens horaire, donc les sources d'érosion proviennent plutôt du stock initial dans le réseau hydrographique. Pour l'évènement du 14 mai, la pente au début de l'hystérésis est de 100 tandis qu'elle est estimée à 400 pour l'évènement du 15 juin. Ces évènements sont présentés dans la figure 4.8.

Durant l'année 2011, les deux évènements sélectionnés sont des évènements de saison différentes. Le premier date du 26 avril 2011 et a contribué à un export de sédiments en suspension de 1091 m^3 avec un débit de pointe de $5 \text{ m}^3/\text{s}$. Contrairement aux évènements de l'année 2010, les jours précédents n'ont pas connu de pluie, à l'exception d'une légère pluie le 23 avril. Cet évènement de pluie est court et intense avec une grande quantité de la pluie tombée qui se concentre pendant 30 minutes. L'intensité de pluie atteint 72 mm/h et reste autour de 50 mm/h pendant toute cette durée. L'hystérésis de cet évènement n'a pas de sens clair et ni l'érosion par laves torrentielles, ni l'érosion par l'écoulement ne semblent être dominants. La pente calculée au début de l'hystérésis est la plus grande de tous les évènements avec une valeur de 460. Le second évènement de l'année 2011 est une pluie d'automne, le 5 novembre. Cet évènement est particulier car il se situe entre deux évènements de pluie assez intense les 4 et 6 novembre et représente le pic de débit, d'intensité de pluie et de concentration en sédiment à l'exutoire dans cette période qui a exportée 1291 m^3 de sédiments en suspension à l'exutoire. Les antécédents de pluie à cet évènement sont une très légère pluie le 2 novembre et une avant dernière pluie enregistrée le 25 octobre. Il s'agit dans cet évènement d'une pluie très courte d'une vingtaine de minutes, avec une intensité maximale de 72 mm/h qui entraîne un débit de pointe de $5 \text{ m}^3/\text{s}$. L'hystérésis a un sens antihoraire donc les sources sédimentaires sont éloignées de l'exutoire, et la pente calculée est la plus faible (20) donc les sédiments sont plus difficiles à mobiliser. Ces évènements sont présentés dans la figure 4.9.

Les résultats hydrauliques pour les deux évènements de l'année 2012 ont déjà été présentés dans la partie 3.3.4. Le premier évènement est un évènement de printemps, datant du 29 mai 2012, et consécutif à de nombreux jours de pluie. En effet, des pluies ont été enregistrées tous les jours

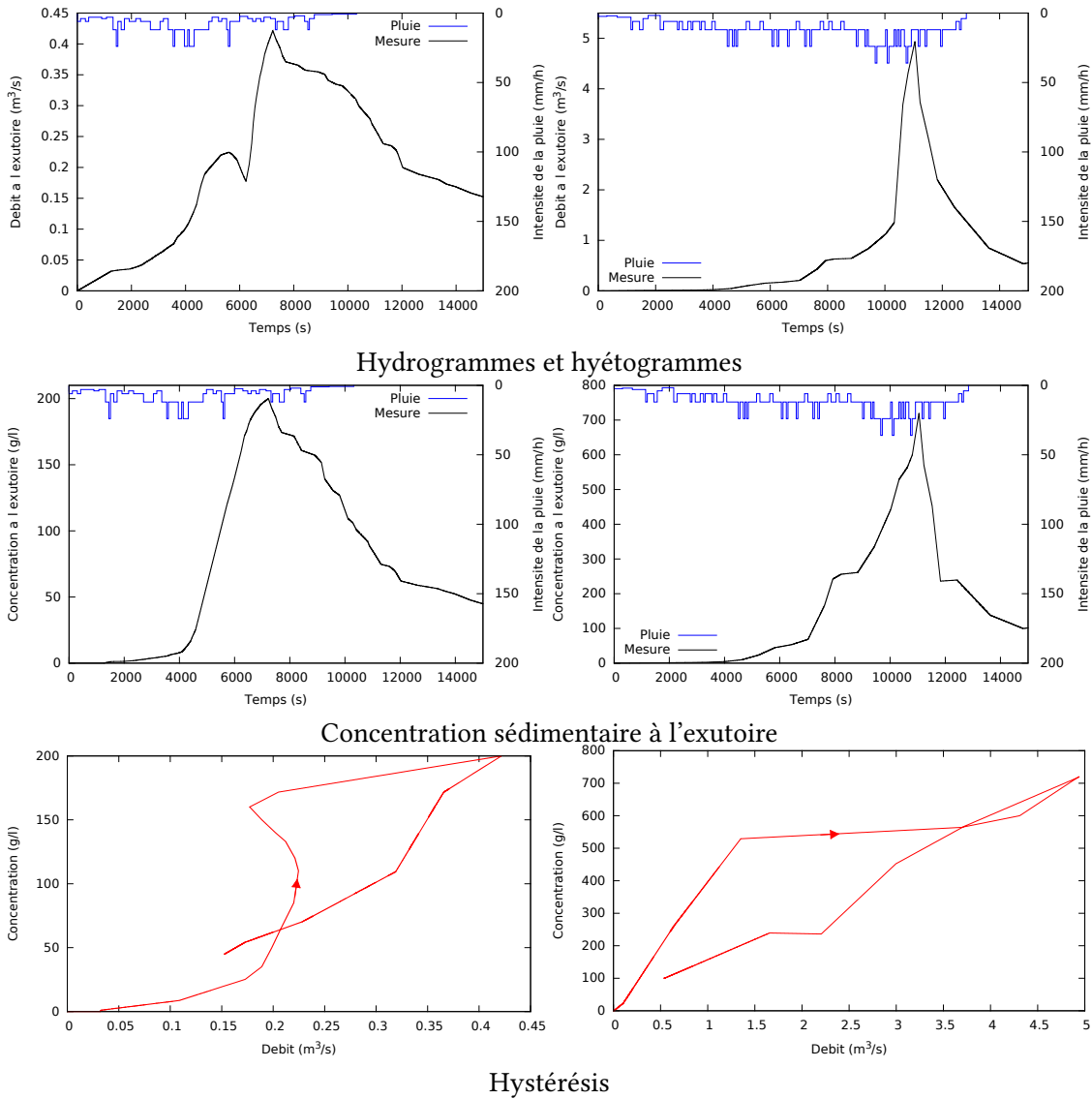


Figure 4.8: Évènements de pluie les plus érosifs pour l'année 2010, à gauche l'évènement du 14 mai, à droite l'évènement du 15 juin.

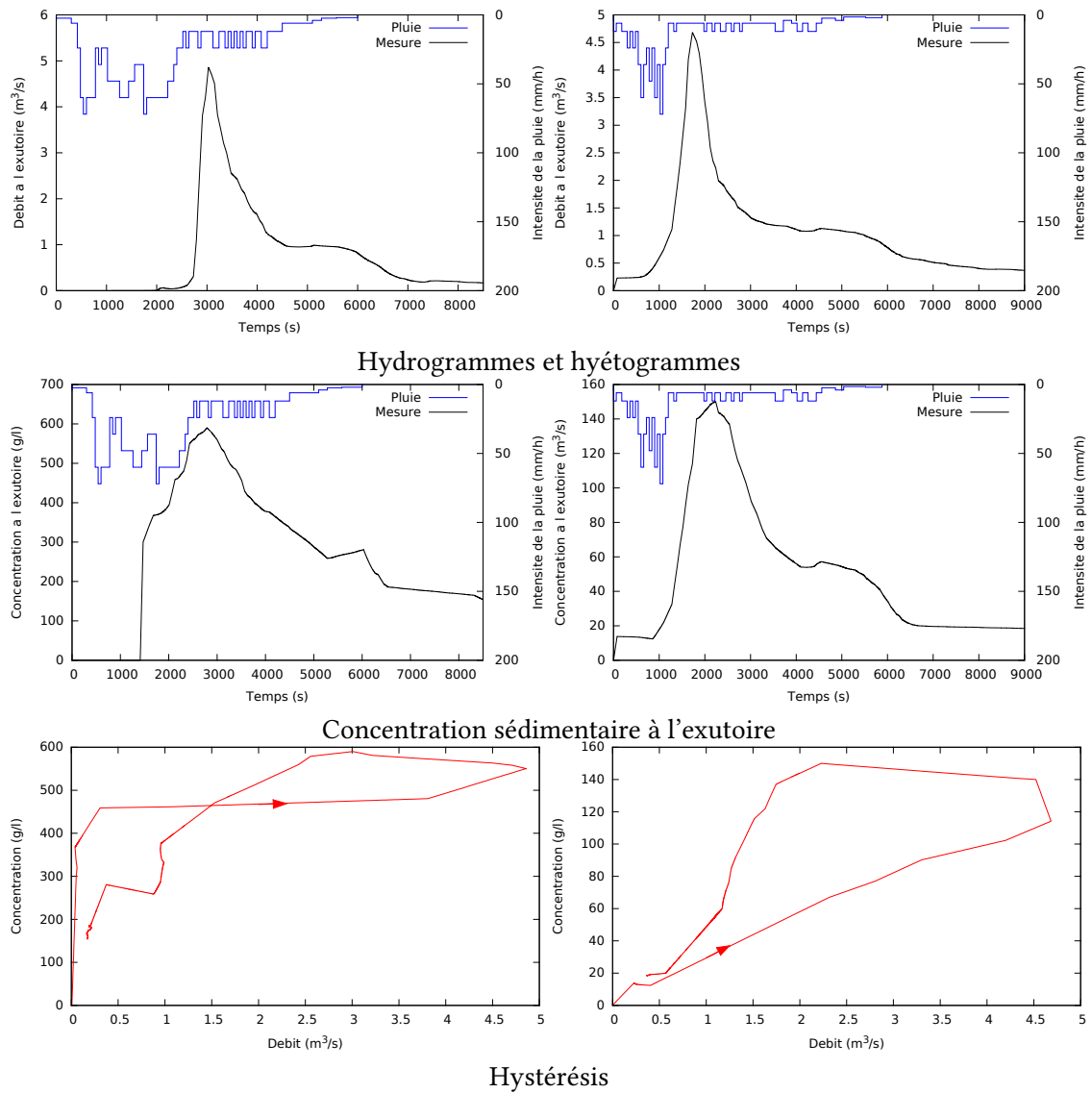


Figure 4.9: Événements de pluie les plus érosifs pour l'année 2011, à gauche l'évènement du 26 avril, à droite l'évènement du 5 novembre.

entre le 18 mai et le 29 mai, avec des pics d'intensité supérieurs à 50 mm/h le 23 mai et supérieurs à 80 mm/h les 24, 25 et 26 mai. Une pluie de 30 minutes est observée durant l'évènement avec une intensité maximale de 84 mm/h. La quantité totale de sédiments exporté est de 189 m³ et le pic de débit est de 3 m³/s. L'hystérésis n'a pas de sens clairement défini et sa pente est de 120. Le second évènement de pluie présenté pour l'année 2012 date du 28 août, et il s'agit d'un orage d'été avec des intensités de pluie très fortes, allant ponctuellement jusqu'à 156 mm/h. Il se décompose en deux pics de pluie, un premier totalement absorbé par l'infiltration du sol et un second qui mène à un débit ruisselé de 6.5 m³/s. Cet évènement a entraîné une production sédimentaire de 330 m³ à l'exutoire du bassin. Concernant les antécédents de pluie à cet évènement, on se trouve dans un période très sèche avec une dernière pluie enregistrée le 6 août et la dernière pluie dépassant une intensité de 10 mm/h datant du 25 juillet. L'hystérésis a un sens antihoraire et sa pente est de 55. Ces évènements sont présentés dans la figure 4.10.

Le tableau 4.2 résume les propriétés des différents évènements.

Évènement	Volume exporté (m ³)	Sens	Pente
14 mai 2010	124	Horaire	100
15 juin 2010	1623	Horaire	400
26 avril 2011	1091	Aucun	460
5 novembre 2011	283	Antihoraire	20
29 mai 2012	189	Aucun	120
28 août 2012	330	Antihoraire	55

Tableau 4.2: Propriétés des différents évènements.

4.2.2 Résultats hydrauliques

Dans toutes les simulations, les propriétés du sol du point de vue de l'infiltration sont les mêmes. Elles correspondent aux valeurs données dans la partie 3.3.4. La seule valeur qui est modifiée entre les évènements est la teneur en eau initiale du sol. La taille représentative des rugosités utilisée dans le modèle de frottement est elle aussi la même pour tous les évènements, c'est-à-dire 5 cm. L'objectif sera donc de voir si le modèle est capable de reproduire tous les évènements avec les mêmes propriétés du sol, mais aussi utiliser le calage de la valeur de la teneur en eau initiale afin d'évaluer le caractère prédictif du modèle vis-à-vis de ce paramètre.

Finalement, en calant le modèle pour reproduire au mieux l'hydrogramme, on obtient une teneur en eau initiale de 0.145 m³/m³. Comme on peut le voir sur la figure 4.11, le modèle ne reproduit pas très bien le comportement de la mesure de débit à l'exutoire. Particulièrement au début et à la fin de l'évènement, le débit simulé est très inférieur au débit mesuré, et proche du pic le comportement de la courbe simulée est très différent avec l'apparition de plusieurs pics. Seul le temps d'arrivée au pic et l'ordre de grandeur de celui-ci sont conservés. Ce défaut du modèle sur cet évènement peut s'expliquer par le fait que dans ce type d'évènement où la durée est grande et

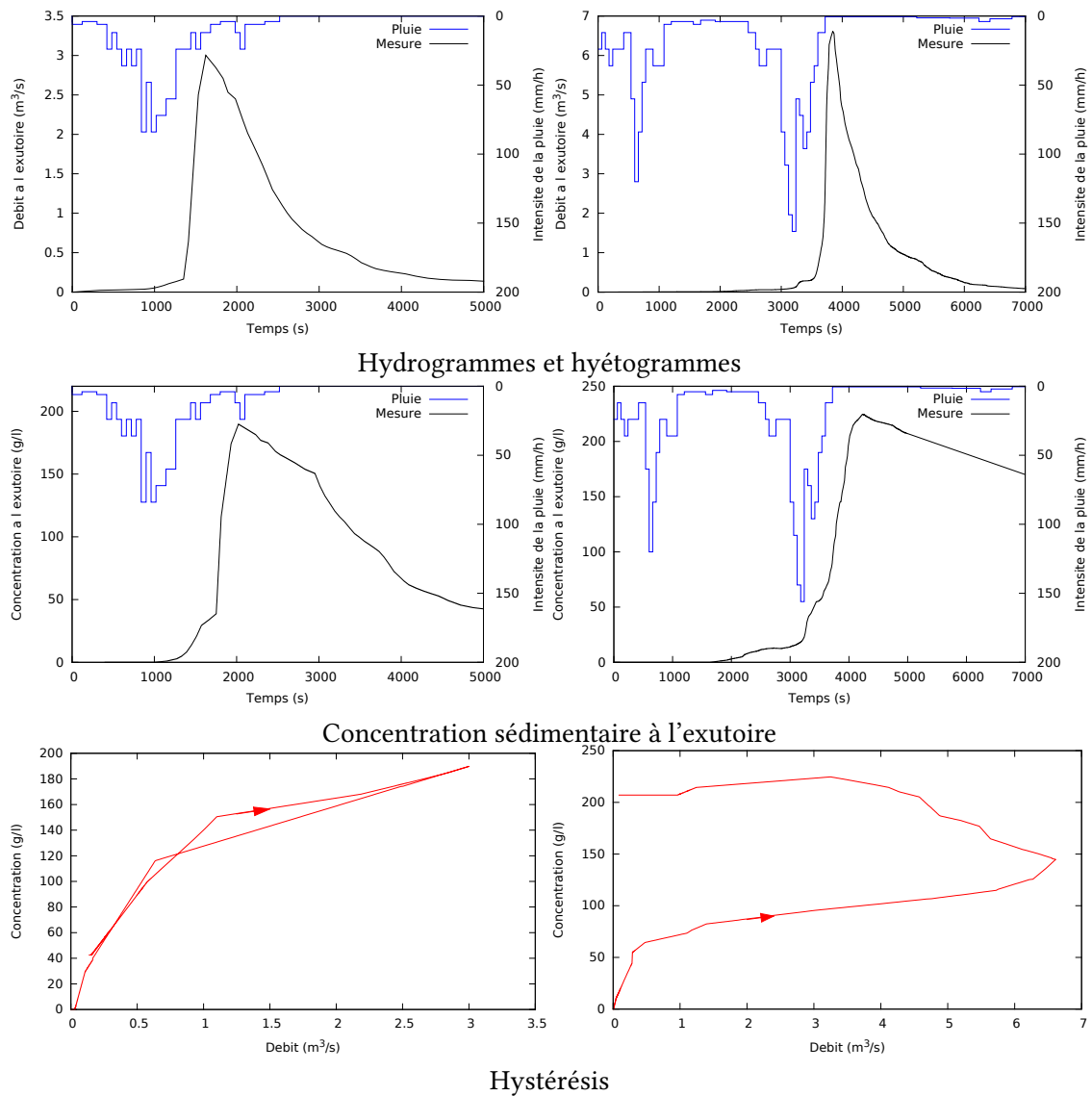


Figure 4.10: Évènements de pluie les plus érosifs pour l'année 2012, évènement du 29 mai à gauche, évènement du 28 août à droite.

l'intensité de la pluie est faible, le ruissellement n'est plus le phénomène dominant qui contribue au flux que l'on retrouve à l'exutoire. Il s'agit plutôt d'écoulements sub-surface et d'échanges d'eau entre ces écoulements et la rivière à l'aval du bassin, qui ne sont pas représentés ici par le modèle d'infiltration qui consiste uniquement à enlever la part de masse qui ne correspond pas au ruissellement. En effet, [Mallet, 2018] a montré que ce type d'évènement peut être très bien reproduit avec un modèle représentant ces échanges.

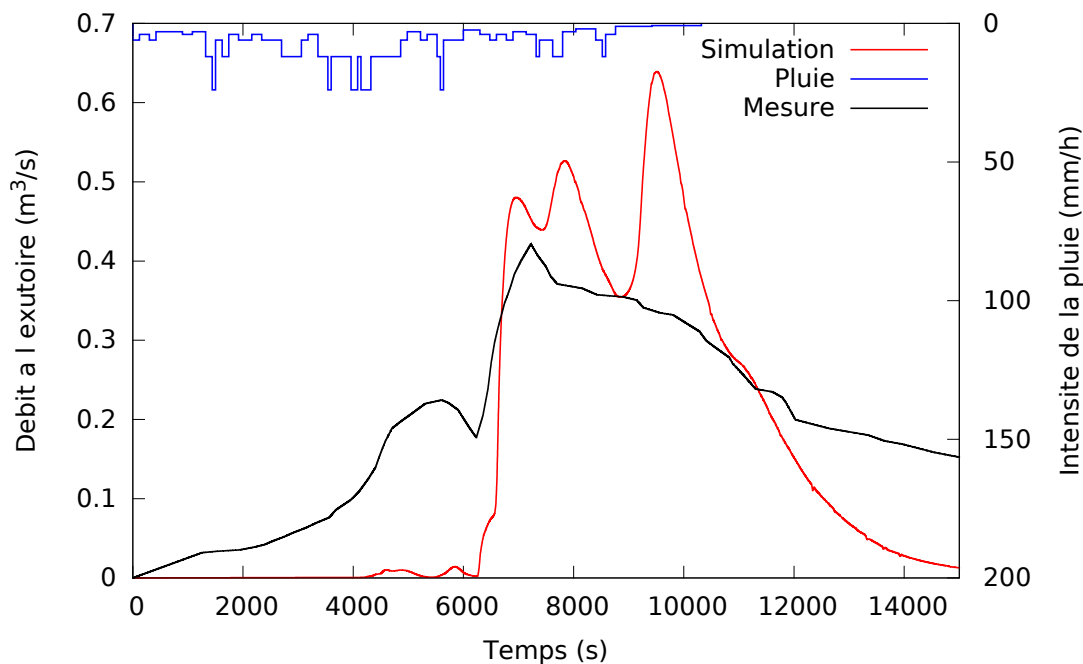


Figure 4.11: Débit à l'exutoire pour l'évènement du 14 mai 2010, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.

La valeur de la teneur en eau initiale fixée est de 0.1 pour l'évènement du 15 juin 2010. La figure 4.12 montre la valeur du débit à l'exutoire dans la simulation par rapport au débit mesuré. Le comportement des résultats de la simulation par rapport aux mesures est proche de ce qu'on a observé pour l'évènement du 14 mai 2010. En effet, on voit que le début de l'évènement n'est pas très bien reproduit même si le temps d'arrivée au pic et son amplitude sont corrects. Cela est cohérent avec les explications données précédemment car il s'agit du même type d'évènement, avec une durée relativement longue et une intensité maximale de la pluie faible. Cependant, le fait que le débit soit plus important, et donc la quantité d'eau ruisselée plus grande, fait que l'on reproduit mieux le comportement de la courbe aux alentours du pic, et notamment lors de sa décroissance.

La valeur calée pour la teneur en eau initiale de l'évènement du 26 avril 2011 est de 0.08. La figure 4.13 montre que les résultats sont très cohérents par rapport aux mesures, que ce soit au niveau de la montée de l'hydrogramme ou du pic. Pour la descente, on voit que le modèle surestime légèrement le débit à l'exutoire.

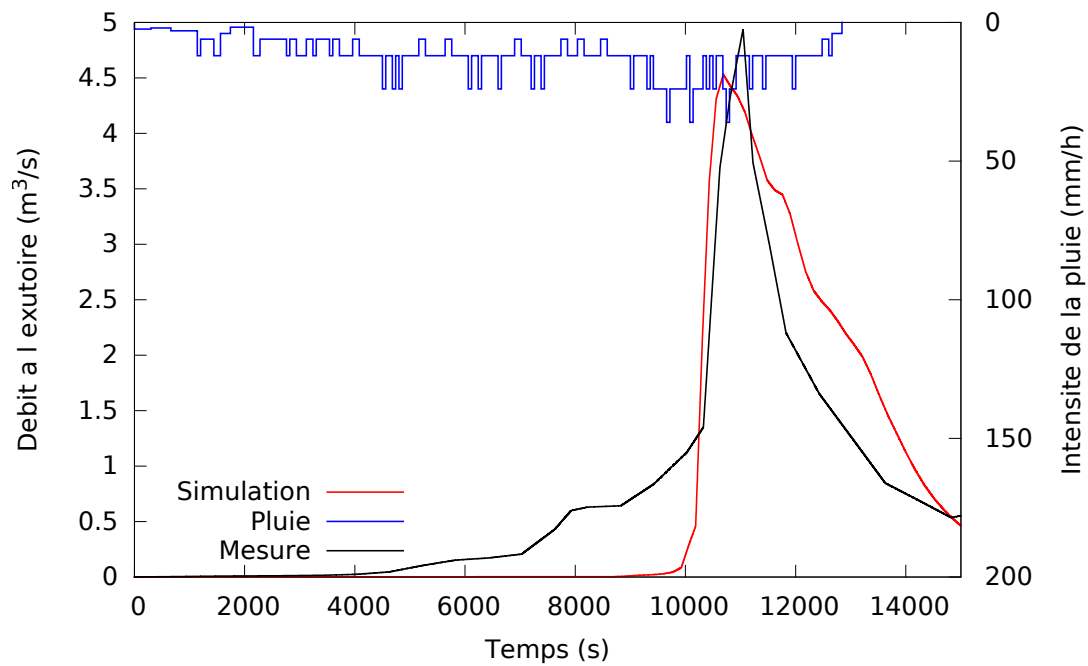


Figure 4.12: Débit à l'exutoire pour l'évènement du 15 juin 2010, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.

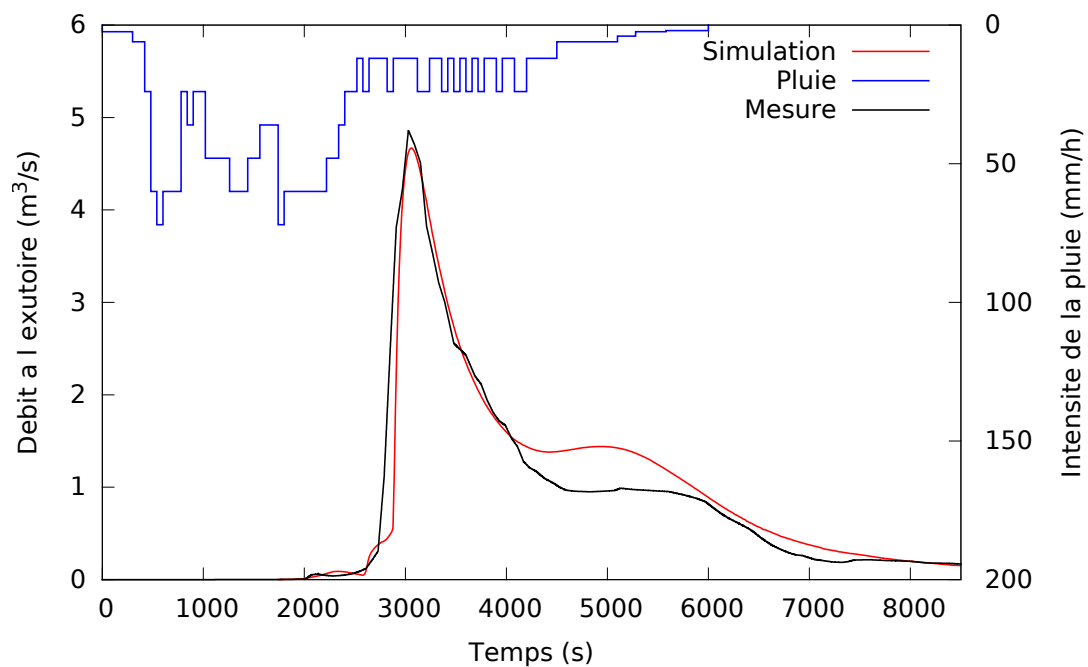


Figure 4.13: Débit à l'exutoire pour l'évènement du 26 avril 2011, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.

L'évènement du 5 novembre faisant partie d'un évènement à plusieurs pics de débit du 4 au 6 novembre, on cale également une valeur du front d'infiltration non nulle au début de la simu-

lation (z_f dans l'équation (1.1)). La figure 4.14 montre les résultats de simulation avec un front d'infiltration initial fixé à 6.5 cm et une teneur en eau initiale de 0.06. Comme on ne représente pas le débit résiduel mesuré au début de l'évènement, on a du mal à représenter le débit à l'exutoire à ce moment. Cependant, le temps d'arrivée au pic, ainsi que son amplitude sont très bien reproduits. La descente de l'hydrogramme et le débit résiduel en fin d'évènements sont également très proches entre la simulation et la mesure.

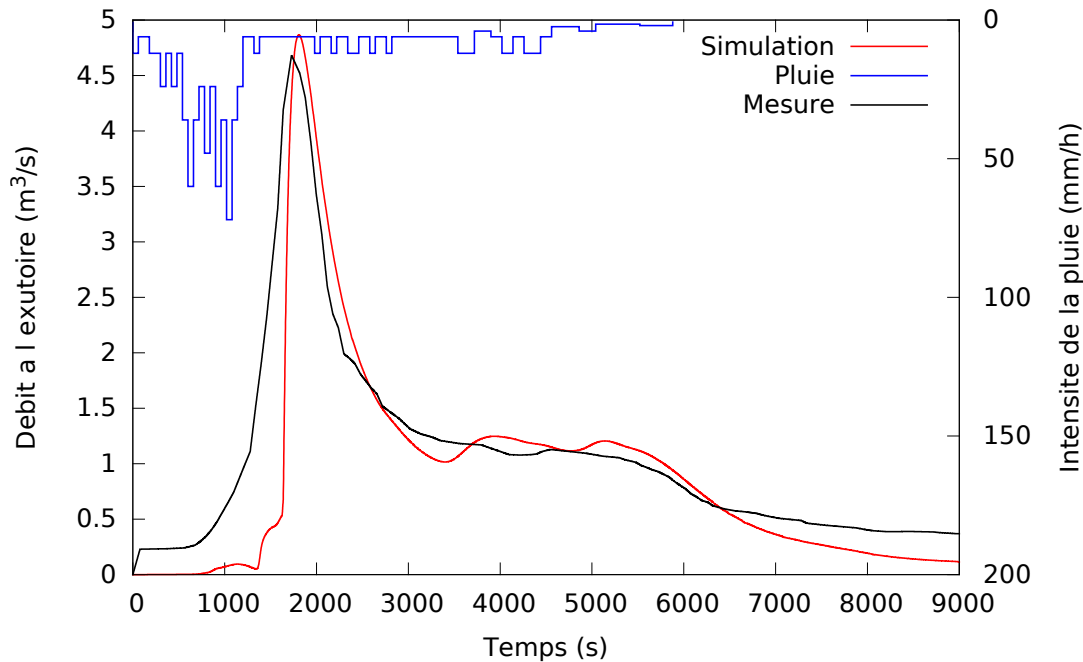


Figure 4.14: Débit à l'exutoire pour l'évènement du 5 novembre 2011, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.

La teneur en eau initiale utilisée pour le calage du modèle sur la courbe de débit à l'exutoire lors de l'évènement du 29 mai 2012 est de 0.225. La figure 4.15 représente le débit à l'exutoire simulé par rapport aux mesures. On voit que le débit est très bien reproduit pour l'intégralité de l'évènement. Le pic de débit est légèrement sous estimé mais la montée et la descente de l'hydrogramme correspondent très bien à l'observation.

La teneur en eau initiale pour le calage du modèle est de 0.03. La figure 4.16 montre que le débit mesuré est très bien reproduit pour cet évènement de pluie.

Le calage du modèle en utilisant la teneur en eau initiale comme seul paramètre variable du modèle montre que l'on est capable de reproduire dans la plupart des cas les temps d'arrivée et les amplitudes des pics de débits. Cependant, lorsque les évènements ont des pluies d'intensité relativement faibles et de durée plus longue que le temps de montée du bassin, la montée et la descente de l'hydrogramme peuvent ne pas être bien représentés. Néanmoins, le modèle est capable de reproduire très précisément les évènements courts avec des pluies très intenses. Un pic à l'intérieur d'un évènement long a été également pu être représenté en ajoutant une épaisseur

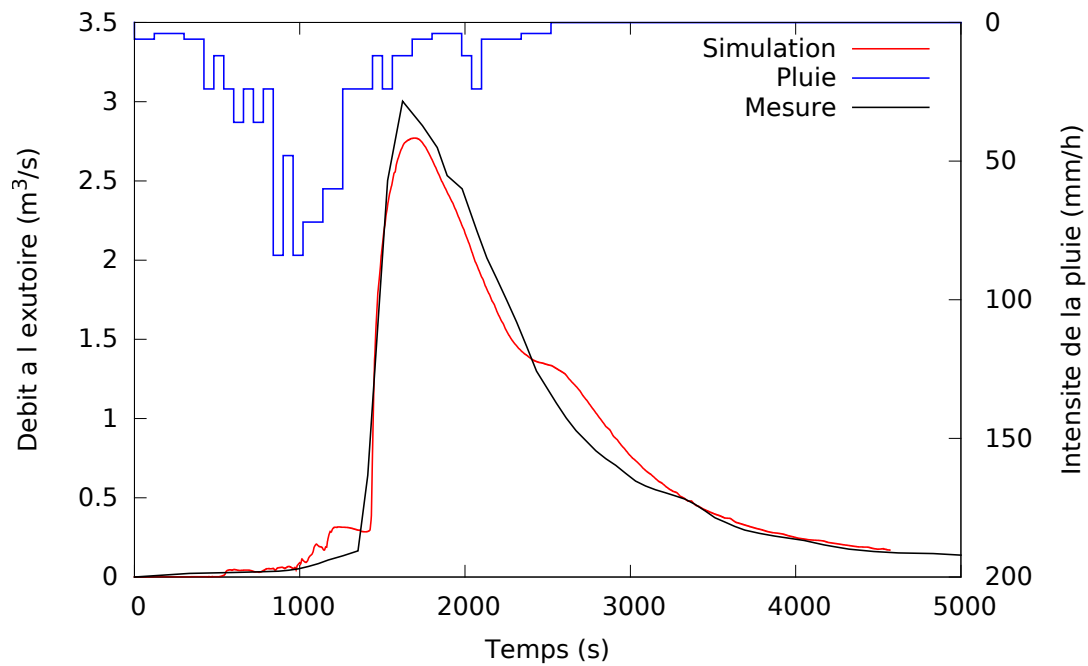


Figure 4.15: Débit à l'exutoire pour l'évènement du 29 mai 2012, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.

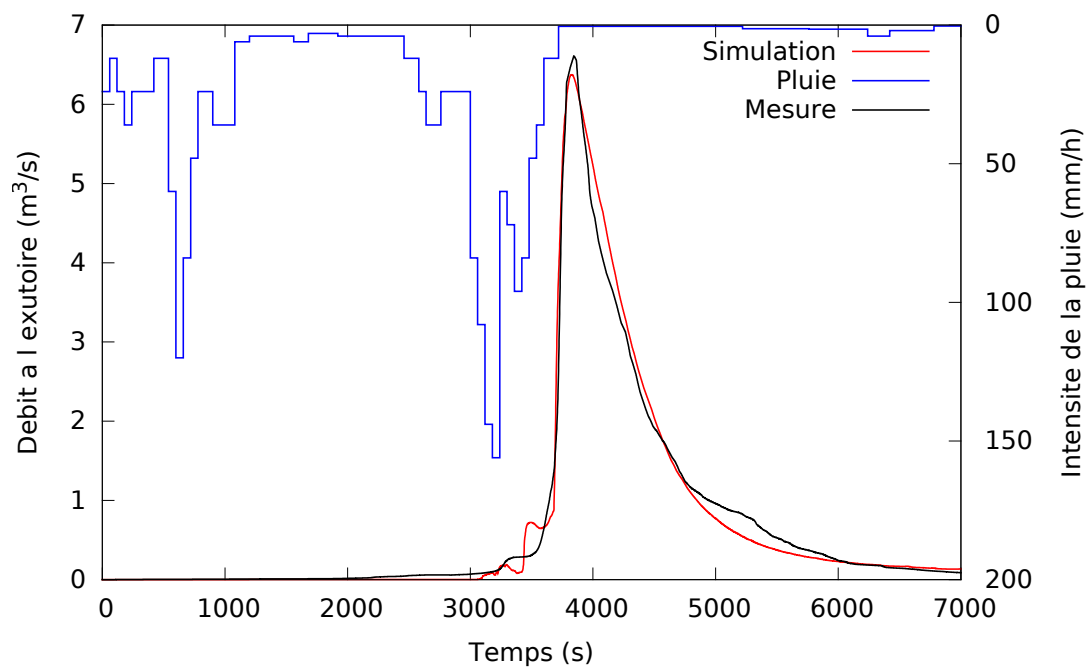


Figure 4.16: Débit à l'exutoire pour l'évènement du 28 août 2012, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.

du front d'infiltration à l'état initial. Les résultats sont donc les plus précis pour des évènements d'une durée proche de celle du temps de montée du bassin (qui est de moins de 20 minutes sur

le Laval selon [Cras, 2005]).

Une fois que les propriétés du sol ont été définies, il suffit de connaître la teneur en eau initiale du sol pour pouvoir avoir un modèle prédictif sur un bassin. Sur l'échantillon d'évènements calés, on observe que l'on peut avoir une très grande variation de ce paramètre. Malgré cela, on voit que si on a une mesure de pluie continue, et que l'on peut avoir tous les évènements de pluies antérieurs à celui sur lequel on travaille, il y a une certaine logique dans la valeur de cette teneur en eau initiale. En effet, plus on a des évènements de pluie avec des intensités importantes les jours précédents, plus la valeur de la teneur en eau initiale va être grande et même si cette valeur ne peut pas être exactement déterminée, une estimation peut être systématiquement déduite. À contrario, la saisonnalité ne semble pas avoir une importance cruciale dans la caractérisation de ce paramètre, car pour plusieurs évènements de printemps, on observe des valeurs de la teneur en eau initiale très différentes. De plus, les valeurs trouvées à l'aide du modèle sont cohérentes avec des mesures réalisées dans le cadre de la thèse de [Mallet, 2018]. En effet, selon plusieurs mesures dans le bassin versant du Laval pendant toutes les saisons de 2015 à 2017, la différence entre la teneur en eau et la porosité (qui est cruciale dans le modèle d'infiltration via l'équation (1.2)) est comprise entre 0 et 0.2. Ici, dans les évènements modélisés, cette différence est comprise entre 0.025 et 0.22, donc les valeurs fixées dans le modèle sont réalistes.

Dans le chapitre précédent, un critère a été défini en fonction des variables hydrauliques pour lequel on peut considérer que le modèle de ruissellement reproduit correctement les vitesses dans le domaine. La figure 4.17 montre pour chaque évènement quelle est la partie du domaine où le modèle de ruissellement respecte ce critère au moment du pic de débit et le tableau 4.3 montre le pourcentage de l'eau qui se trouve dans la zone où les vitesses sont bien reproduites à ce moment. Malgré le fait que pour tous les évènements, le pourcentage du volume d'eau qui est dans la zone de bonne résolution du modèle est très proche pour tous les évènements, entre 76.74% et 82.86%, la répartition de cette zone est très différente en fonction des évènements simulés. Pour les évènements du 14 mai 2010, 5 novembre 2011 et 29 mai 2012, la zone s'étend en amont dans les ravines mais dans le chenal principal en aval il est possible que les vitesses soient sous estimées. Au contraire, pour l'évènement du 28 août 2012, la zone de bonne résolution est étendue dans le chenal principal et dans ses affluents principaux en aval du bassin. Pour l'évènement du 15 juin 2010, la zone de bonne résolution est très étendue dans le bassin, à l'exception des crêtes et du réseau principal et pour le 26 avril 2011, elle est étendue à la fois dans le chenal principal et dans les ravines à l'amont.

La bonne représentation des vitesses dans le réseau hydrographique est importante afin de bien calculer les contraintes de cisaillement qui est la variable clé qui va piloter les processus d'érosion et de dépôt par l'écoulement. La figure 4.18 montre la répartition des contraintes de cisaillement dans le domaine au moment du pic de débit. À l'exception de l'évènement du 5 novembre 2011, on a des contraintes de cisaillement qui augmentent quand elles se rapprochent de l'exutoire en aval. De plus, leur valeur dépasse les 5 Pa et donc provoque des érosions importantes à ces endroits au moment du pic de débit dans le réseau principal. Pour les évènements du 29 mai 2012

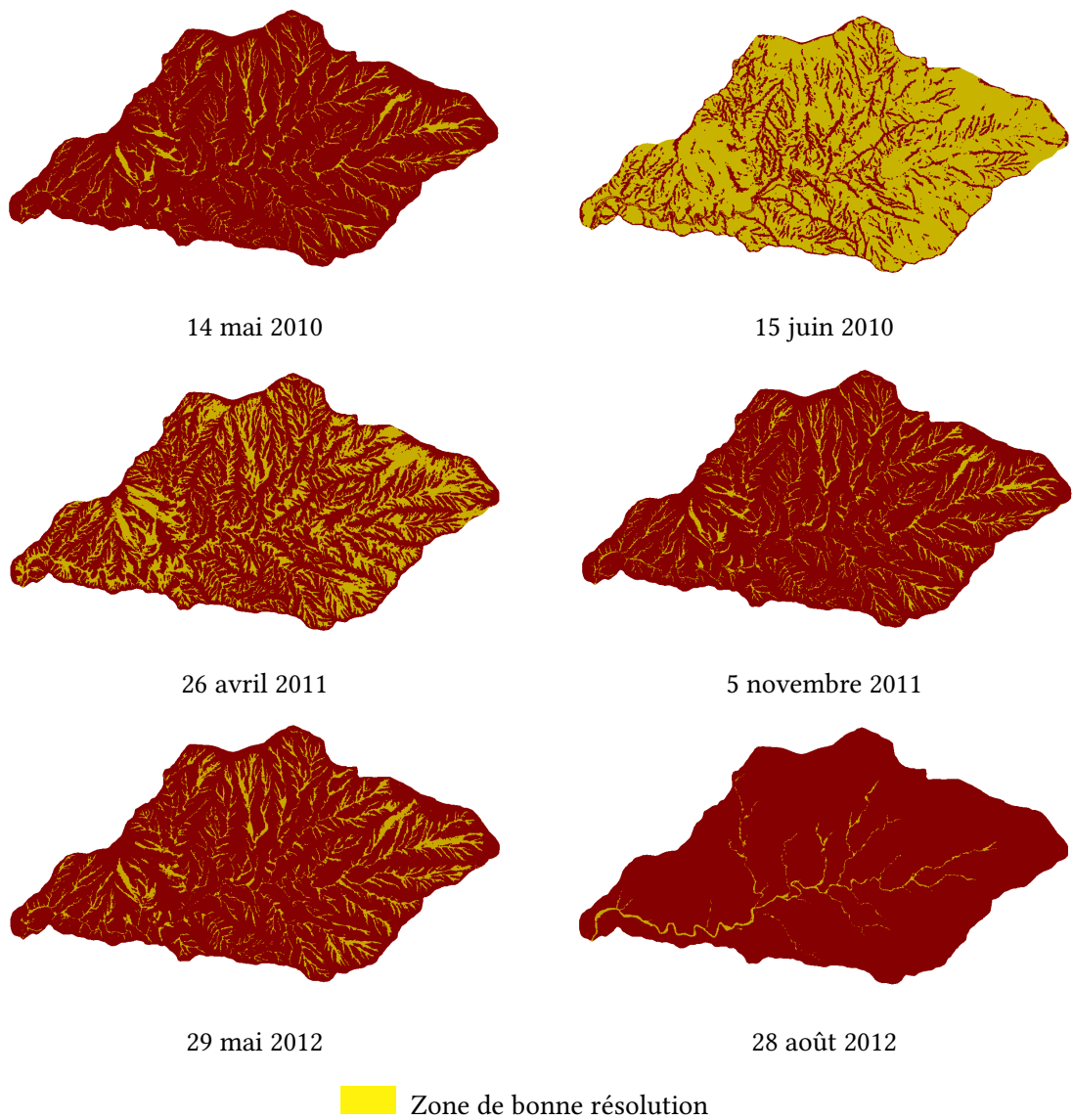


Figure 4.17: Représentation des zones où les vitesses sont considérées bien résolues pour chaque évènement au moment du pic de débit.

Évènement	Proportion du volume d'eau dans la zone de bonne résolution (%)
14 mai 2010	81.54
15 juin 2010	82.86
26 avril 2011	80.41
5 novembre 2011	80.48
29 mai 2012	76.74
28 août 2012	80.31

Tableau 4.3: Pourcentage d'eau se trouvant dans la zone de bonne résolution du modèle pour chaque évènement.

et du 15 juin 2010, les contraintes dans le réseau hydrographique sont suffisamment importantes pour que l'éventuelle sous estimation des vitesses que l'on déduit des cartes de zone de résolution n'impacte pas beaucoup le modèle de transport sédimentaire en suspension. Cependant, la sous-estimation des vitesses pour l'évènement du 5 novembre 2011 peut avoir un impact significatif sur l'export des sédiments.

4.2.3 Modèle de transport sédimentaire

On applique maintenant le modèle complet au bassin versant du Laval pour pouvoir reproduire les flux sédimentaires à l'exutoire du bassin. Les six évènements qui ont été simulés pour la partie hydraulique seront utilisés avec l'ajout du modèle de lave torrentielle et de transport de sédiments en suspension dans l'écoulement. On cherche donc à savoir si le modèle est capable de reproduire les débits sédimentaires à l'exutoire pour chacun des différents types d'évènements, et de voir quels paramètres il sera nécessaire de modifier entre les différents évènements. On sait que les marnes noires peuvent avoir des propriétés très différentes en fonction de la saison voire des conditions météorologiques [Mathys, 2006], [Le Bouteiller, 2011]. Les flux sédimentaires à l'exutoire sont calculés en faisant l'hypothèse que la densité sédimentaire est de 2600 kg/m^3 . On s'autorise donc à modifier entre les évènements les valeurs de la vitesse critique de cisaillement des sédiments dans l'équation d'érosion par l'écoulement (1.33) et la cohésion du sol dans l'équation de stabilité des sols pour la mise en mouvement des laves torrentielles (1.1.3). L'autre inconnu du modèle est la quantité initiale de sédiments disponibles dans le réseau hydrographique au début de l'évènement. On sait que sur les bassins versant de Draix, on a une forte influence de la saisonnalité dans le stock sédimentaire dans les ravines et la rivière principale et les processus d'érosion seront différents en fonction de celui-ci [Mathys, 2006], [Bechet *et al.*, 2016]. Les flux sédimentaires simulés seront donc calés au mieux en modifiant ces trois paramètres. Ensuite, on cherchera à lier les valeurs trouvées pour étudier l'influence de la saisonnalité, des évènements antérieurs via la teneur en eau initiale du sol définie dans la section précédente et de voir si certains paramètres sont interdépendants pour réduire le nombre de paramètres à caler en vue d'améliorer le caractère prédictif du modèle.

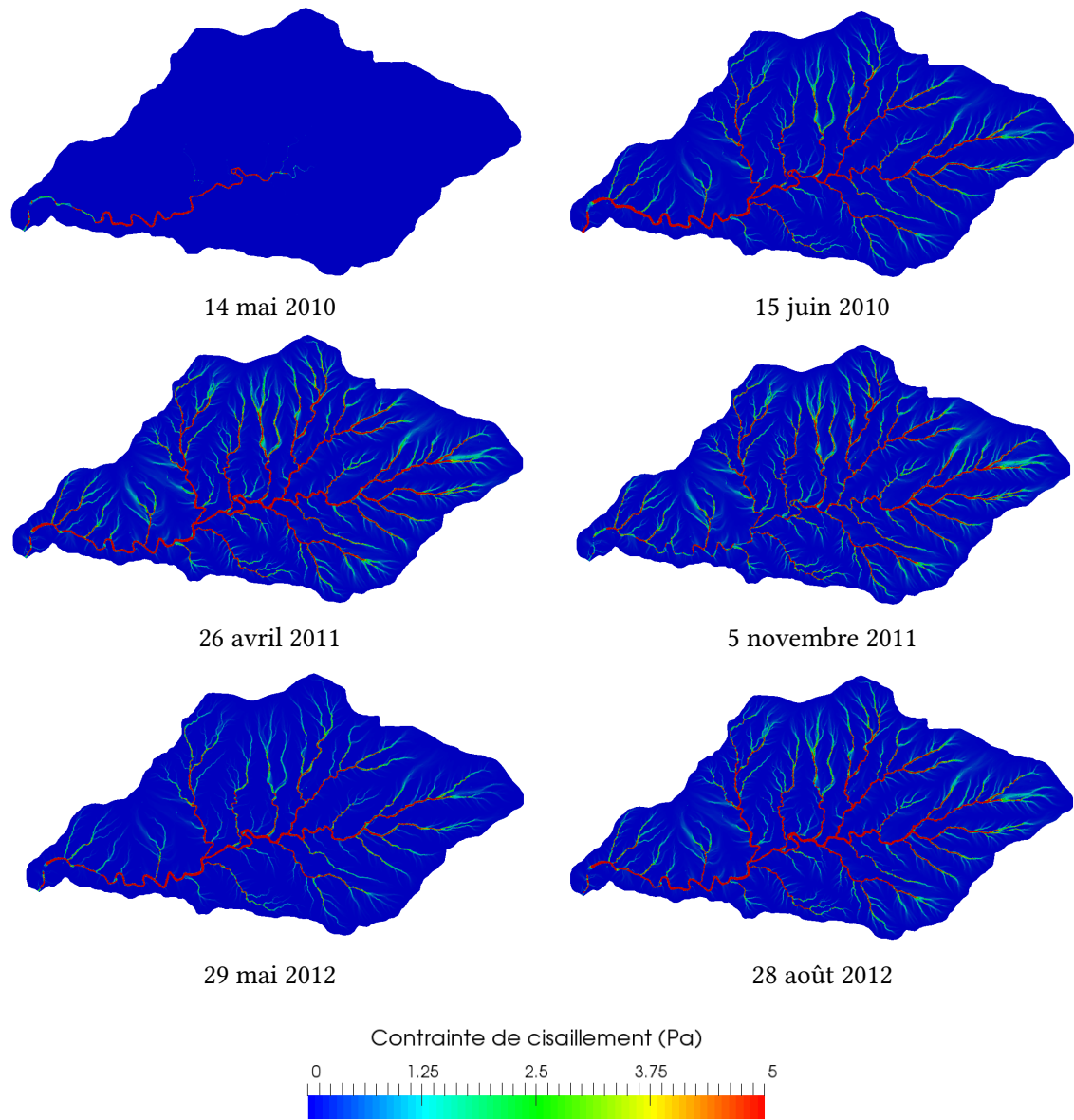


Figure 4.18: Répartition des contraintes de cisaillement dans le domaine au moment du pic de débit.

Pour l'évènement du 14 mai 2010, l'hydrogramme n'est pas très bien reproduit par le modèle hydraulique. On cherche donc surtout à reproduire l'amplitude du pic du flux sédimentaire et son temps d'arrivée. La figure 4.19 montre les résultats de modèle complet par rapport au flux sédimentaire mesuré. On a un débit sédimentaire qui atteint au maximum $0.03 \text{ m}^3/\text{s}$ avec un signal qui s'étale sur plusieurs heures. Les paramètres choisis sont une contrainte critique de cisaillement de 0.35 Pa et une disponibilité sédimentaire à l'état initial de 8 cm . Dans ce cas là, le meilleur résultat est obtenu pour une cohésion de la lave de 2 Pa , valeur pour laquelle l'intensité de pluie n'est pas suffisante dans cet évènement pour générer des laves torrentielles. On a donc une érosion qui s'effectue uniquement par cisaillement de l'écoulement. On voit que le résultat de la simulation suit le résultat hydraulique avec deux pics différents, ce qui n'est pas cohérent avec les mesures. Cependant, le premier pic est très bien reproduit et la quantité totale de sédiments exporté est assez proche de la mesure.

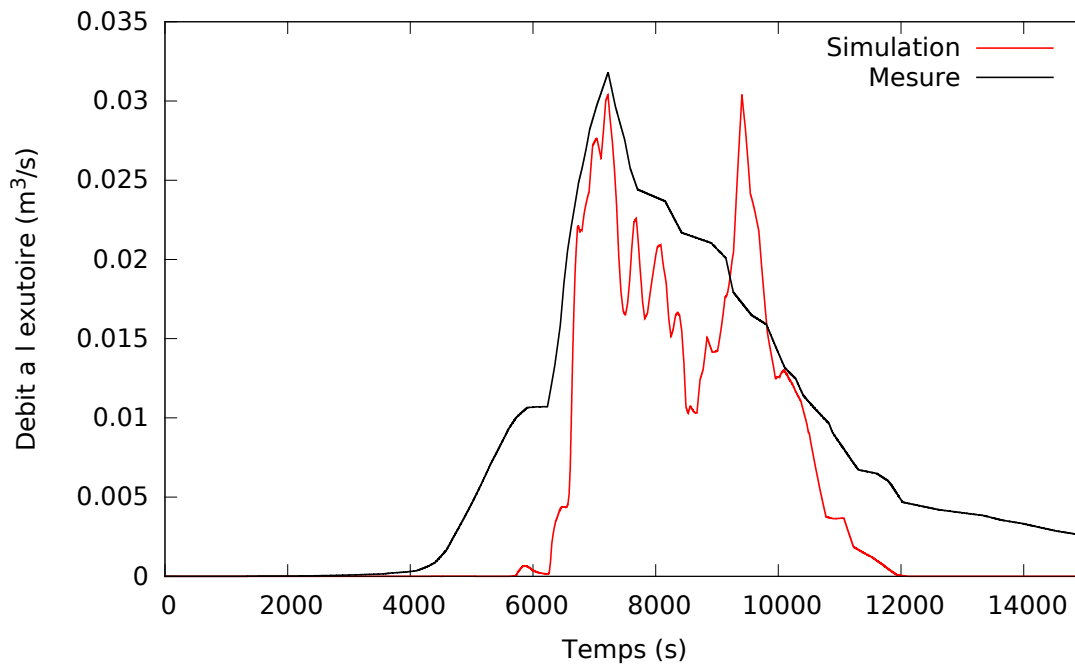


Figure 4.19: Flux sédimentaire à l'exutoire pour l'évènement du 14 mai 2010, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.

La figure 4.20 montre que les zones d'érosion sont principalement concentrées dans le chenal principal à l'aval du bassin. Certaines têtes de ravines sont aussi érodées avec des zones de dépôt se trouvant à l'aval de celles-ci. Le volume total de sédiment exporté par le modèle est de 77 m^3 alors que le volume de sédiment exporté par le transport en suspension dans les mesures est de 124 m^3 . L'érosion provient à 100 % des sédiments initialement présents dans le réseau hydrographique, la pluie n'est pas assez intense dans cet évènement pour générer des laves torrentielles qui vont être repris par l'écoulement jusqu'à l'exutoire. L'hystérésis de cet évènement est en sens horaire et il était attendu que les sources d'érosion soient proches et donc principale-

ment originaires du stock disponible dans le réseau hydrographique.

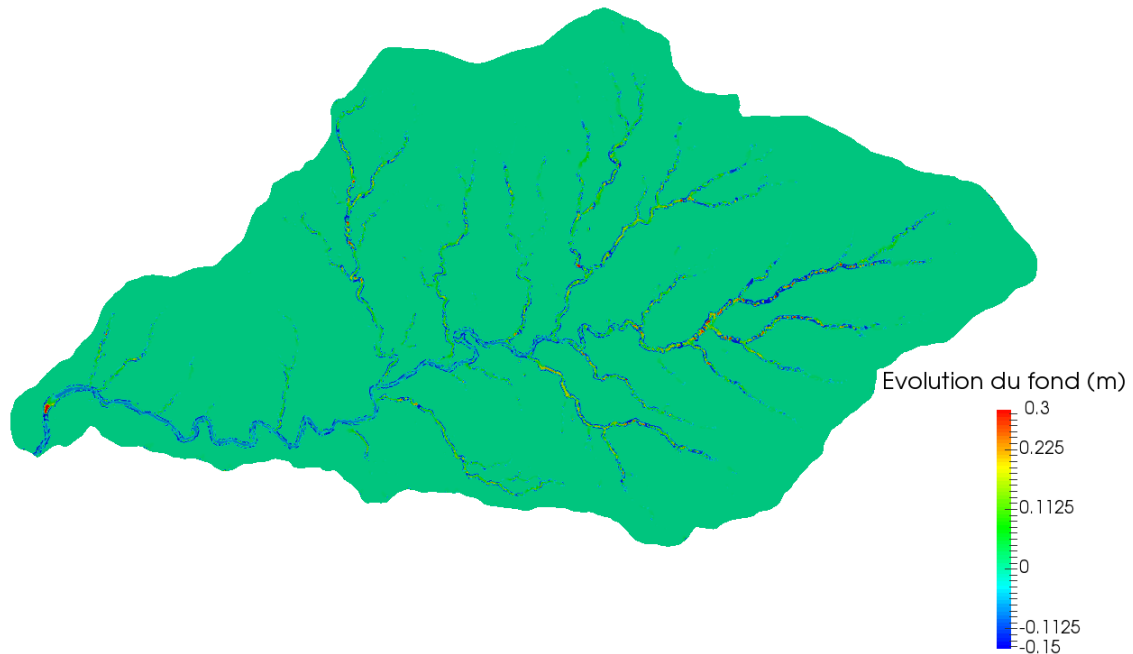


Figure 4.20: Évolution du fond durant l'évènement du 14 mai 2010.

Lors de l'évènement du 15 juin 2010, l'allure et l'amplitude de la courbe des flux sédimentaires sont bien reproduits, comme le montre la figure 4.21, malgré la présence de deux pics sur le signal simulé. Les flux en début et fin d'évènement ne sont pas très bien reproduits, ce qui est lié à une mauvaise résolution de la partie hydraulique. Le flux sédimentaire en suspension à l'exutoire atteint les $1.3 \text{ m}^3/\text{s}$, ce qui correspond à une concentration de plus 700 g/l avec un débit de $5 \text{ m}^3/\text{s}$. Les paramètres sédimentaires utilisés pour représenter le flux à l'exutoire sont une contrainte critique de cisaillement fixée à 0.11 Pa , une cohésion du sol de 1.9 Pa et une disponibilité initiale de 13.5 cm .

La figure 4.22 montre que les têtes de ravines et le chenal principal sont les zones dans lesquelles l'érosion est la plus forte. Dans les zones intermédiaires, en pied de ravine, il semble que des laves se soient déposées et que l'écoulement n'avait pas assez de capacité de transport pour les remobiliser. Le volume de sédiment simulé est de 1371 m^3 alors que le volume mesuré durant l'évènement est de 1623 m^3 . Parmi ces sédiments exportés à l'exutoire, 57% proviennent du stock initial dans le réseau et 43% de l'érosion gravitaire. D'après l'hystérésis de cet évènement, le fait qu'il soit en sens horaire permettait de prévoir que le stock initial dans le sol était la source principale, la répartition reste assez équilibrée avec la production des laves torrentielles.

Pour l'évènement du 26 avril 2011, le modèle hydraulique ne reproduit pas correctement la descente de l'hydrogramme en surestimant les débits. La figure 4.23 montre que malgré cela, le flux sédimentaire est très bien reproduit pour tout l'évènement. Le débit sédimentaire atteint pour cet évènement une valeur de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ ce qui est très important et correspond à un débit liquide de 5

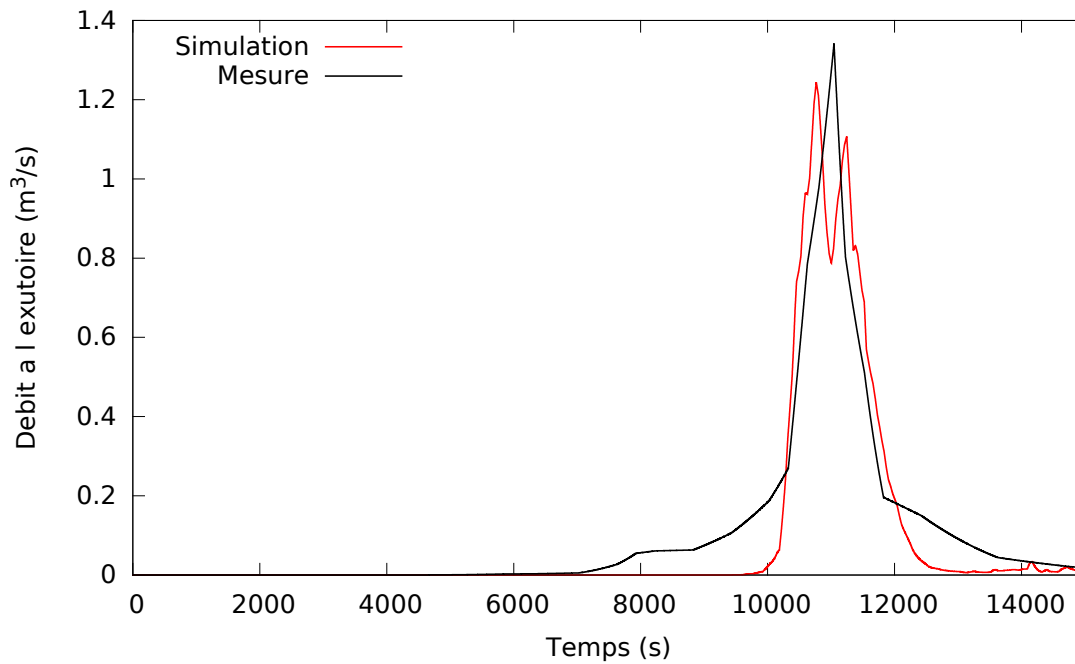


Figure 4.21: Flux sédimentaire à l'exutoire pour l'évènement du 15 juin 2010, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.

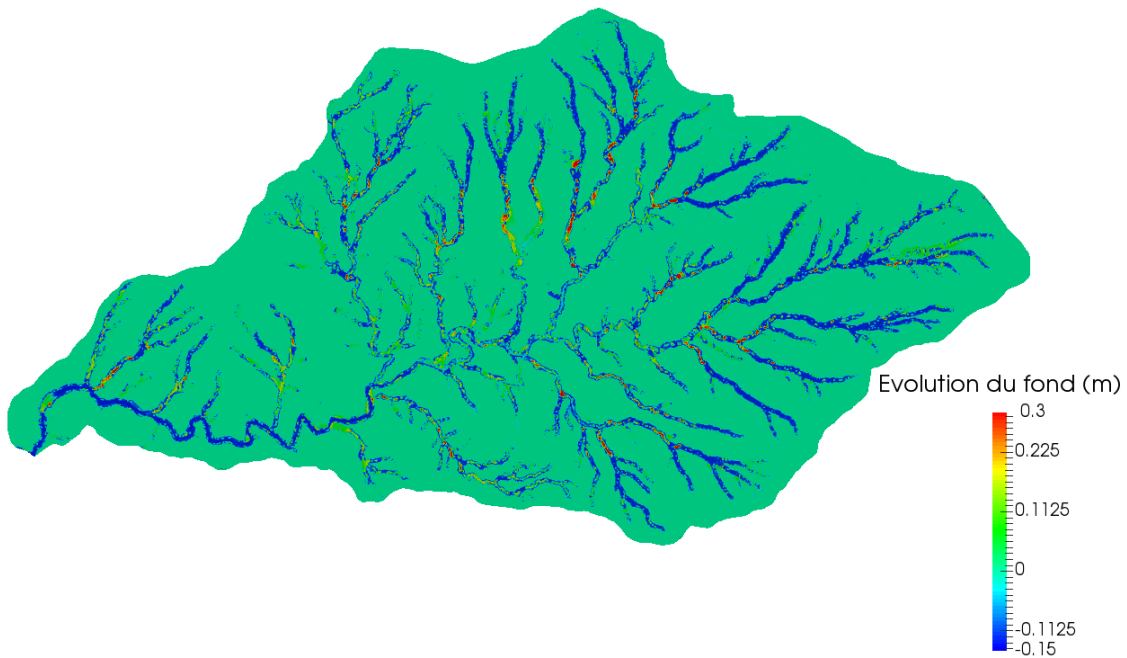


Figure 4.22: Évolution du fond durant l'évènement du 15 juin 2010.

m^3/s avec des concentrations de 550 g/l. Le modèle est capable de reproduire ce très fort débit en fixant les paramètres sédimentaires suivants : la contrainte critique de cisaillement est de 0.1 Pa, la cohésion du sol pour la stabilité des laves et de 1.5 Pa et la disponibilité sédimentaire initiale est

de 2 cm. Le signal est bien reproduit, même si dans la simulation, la descente de l'hydrogramme est plus rapide que pour la mesure.

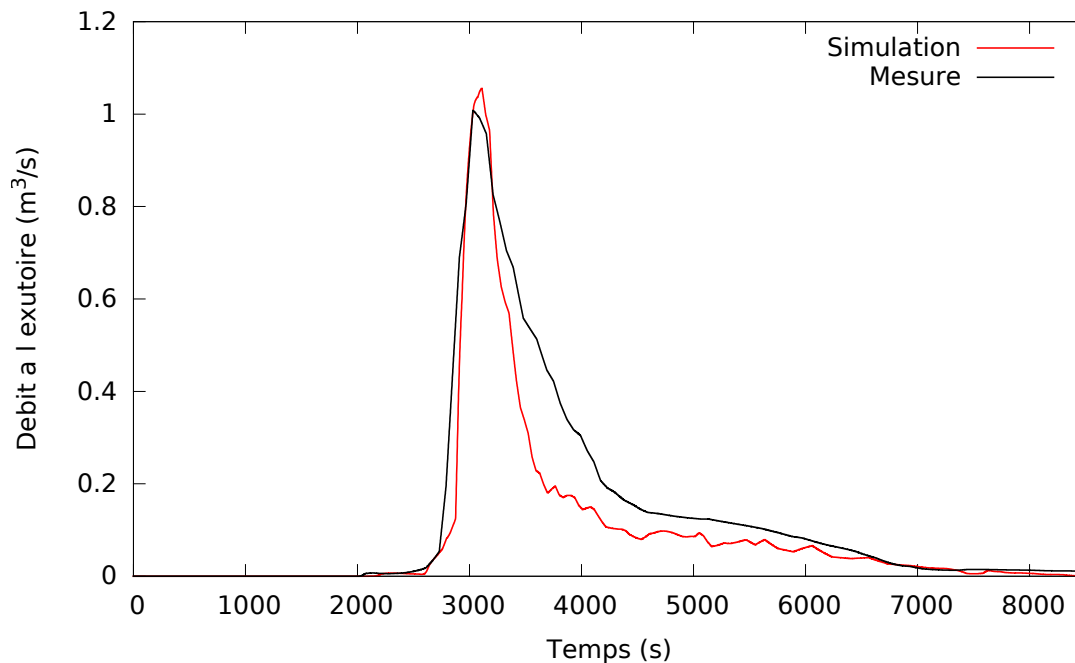


Figure 4.23: Flux sédimentaire à l'exutoire pour l'évènement du 26 avril 2011, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.

L'érosion est présente principalement en amont des ravines et assez peu dans le réseau principal, comme le montre la figure 4.24. Quelques zones de dépôt sont observables à l'aval des ravines. Le volume total de sédiments exporté à l'exutoire est de 782 m^3 dans la simulation contre 1091 m^3 dans les mesures. La part de sédiments arrivée en suspension à l'exutoire du bassin est originaire à 61 % de l'érosion gravitaire et à 39% du stock initialement disponible dans le sol.

Concernant l'évènement d'automne du 5 novembre 2011, le pic du flux sédimentaire à l'exutoire atteint $0.24 \text{ m}^3/\text{s}$ au début de l'évènement. La figure 4.25 montre que le pic du flux est très bien reproduit mais on a une concentration résiduelle en suspension à la fin de l'évènement dans l'hydrogramme simulé que l'on observe pas dans les mesures, avec notamment un second pic autour de 6000 secondes. Cette concentration résiduelle peut s'expliquer par le fait que la disponibilité sédimentaire initiale est fixée de manière homogène dans le domaine et que, s'agissant d'un évènement de fin d'année, il est probable que le stock sédimentaire en aval soit en réalité plus important que celui en amont. De plus, on a vu dans la partie précédente qu'il est possible que les vitesses soient sous estimées et qu'une partie des sédiments n'a pas pu être mobilisée au moment du pic. La contrainte de cisaillement critique utilisée dans cette simulation est 0.575 Pa , avec une cohésion du sol pour la stabilité dans la génération des laves torrentielles de 3.2 Pa et une disponibilité initiale de 1 cm .

La figure 4.26 montre que l'on a de l'érosion en tête de ravine à l'amont du bassin et du dépôt dans

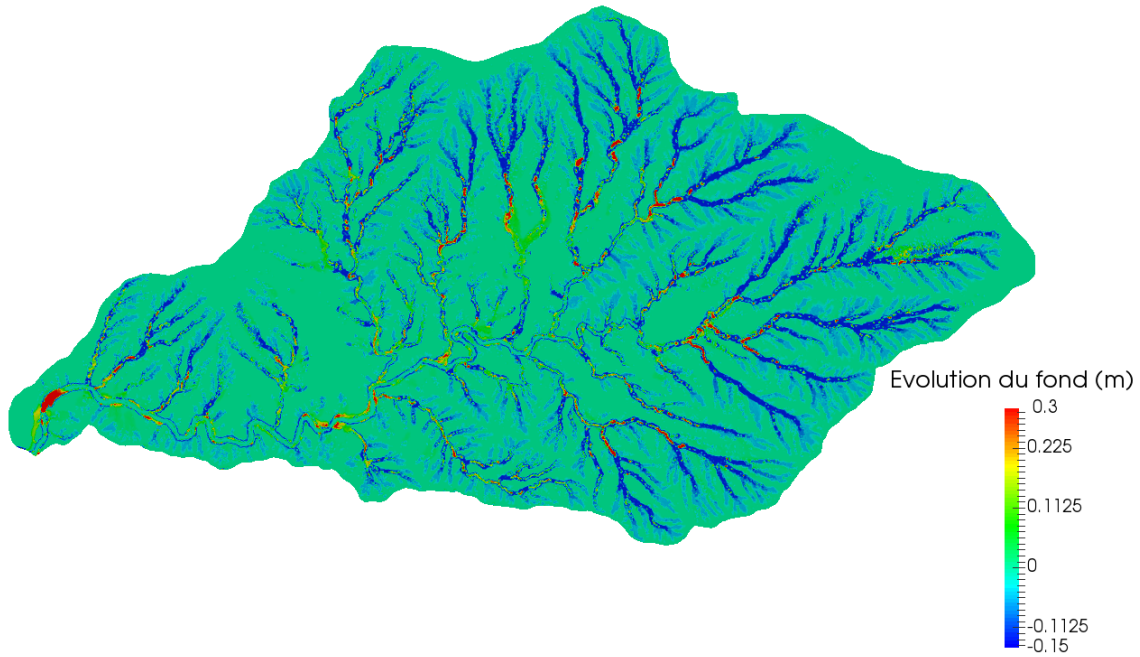


Figure 4.24: Évolution du fond durant l'évènement du 26 avril 2011.

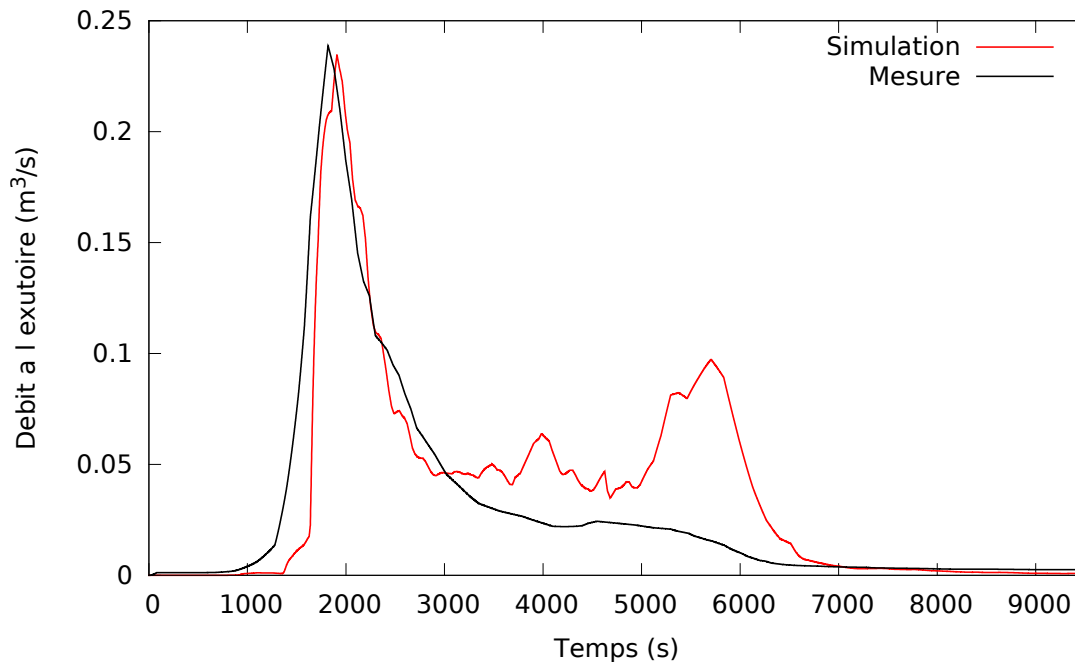


Figure 4.25: Flux sédimentaire à l'exutoire pour l'évènement du 5 novembre 2011, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.

le chenal principal et les zones à l'aval du réseau hydrographique. Le volume de sédiment exporté simulé est de 356 m³ alors que le volume mesuré est 283 m³. La principale source d'érosion est l'érosion gravitaire, avec 85 % des sédiments exportés. Cela confirme les observations faites sur

le sens de l'hystérésis, qui est antihoraire ce qui implique des sources d'érosion éloignées de l'exutoire.

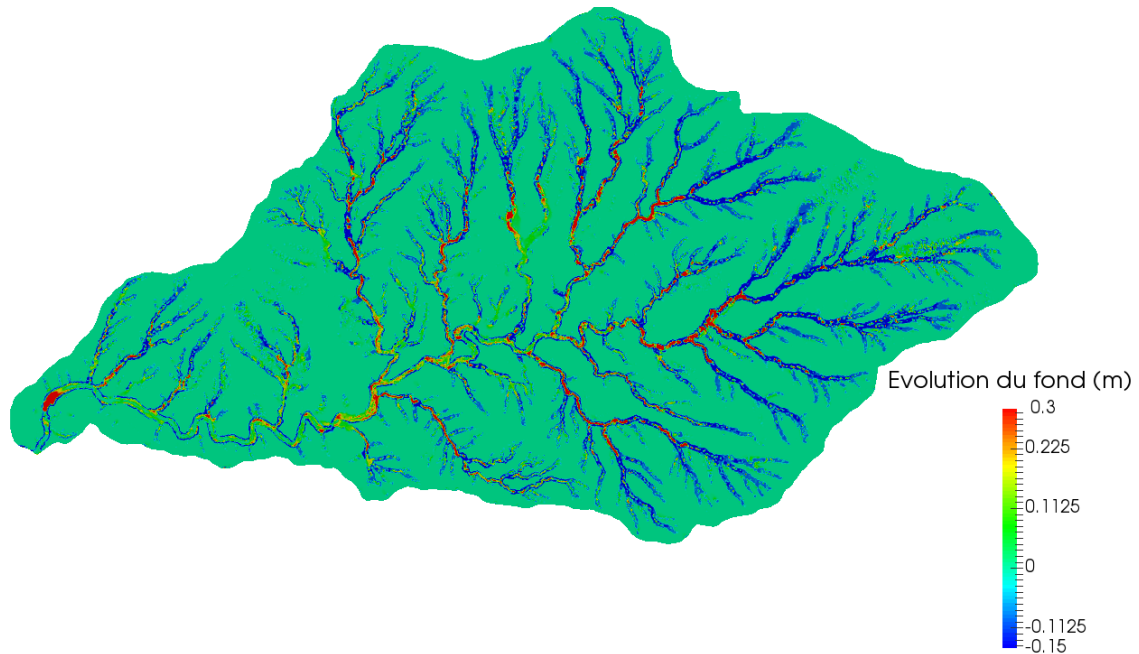


Figure 4.26: Évolution du fond durant l'évènement du 5 novembre 2011.

L'évènement du 29 mai 2012 produit un flux sédimentaire maximal de $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$. La figure 4.27 montre que le modèle reproduit très bien le signal, malgré la présence d'un second pic pendant la descente de l'hydrogramme mesuré. La contrainte de cisaillement a été fixée ici à 0.3 Pa , avec une cohésion du sol de 2.1 Pa et une disponibilité sédimentaire initiale de 2 cm .

La figure 4.28 montre que il y a une faible érosion dans le réseau hydrographique, une forte érosion en tête de ravine et des zones de déposition importantes en amont du réseau. Concernant la quantité de sédiments exportée, elle provient à 72% des laves torrentielles et à 28% du stock initial, pour un volume total simulé de 180 m^3 . Ce volume est très proche du volume mesuré qui est de 189 m^3 .

Concernant l'évènement d'été du 28 août 2012, la figure 4.29 montre que malgré une très bonne cohérence du modèle hydraulique, on a un léger déphasage du signal sédimentaire. Dans cet évènement, la disponibilité sédimentaire initiale est nulle et la production se fait uniquement par l'apport des laves torrentielles. La contrainte de cisaillement a été fixée à 0.55 Pa et la cohésion du sol à 3 Pa , qui sont les valeurs les plus grandes observées.

La figure 4.30 montre que dans cet évènement, on a de l'érosion dans la plupart des ravines et très peu de zones de déposition de sédiments. Dans le chenal principal, l'évolution est faible. Comme il n'y a pas de stock initial dans le sol disponible, 100% des sédiments exportés sont érodés par les laves torrentielles. L'érosion dans les ravines est plus faible que pour les autres évènements mais l'écoulement permet de transporter quasiment tous les sédiments mobilisés jusqu'à l'exutoire,

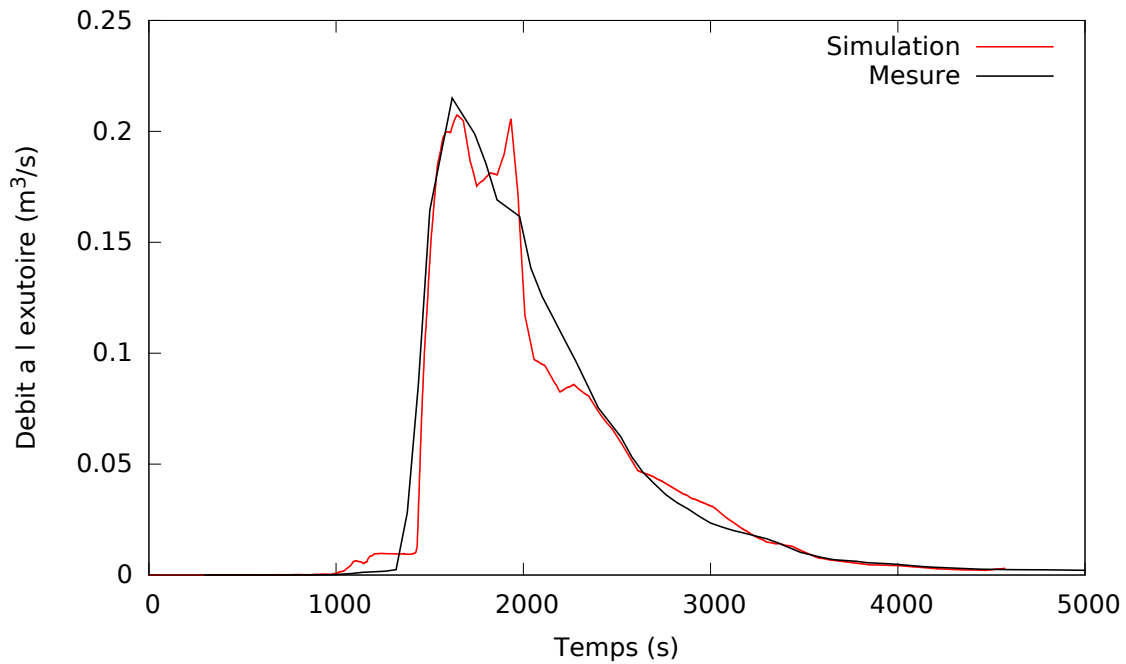


Figure 4.27: Flux sédimentaire à l'exutoire pour l'évènement du 29 mai 2012, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.

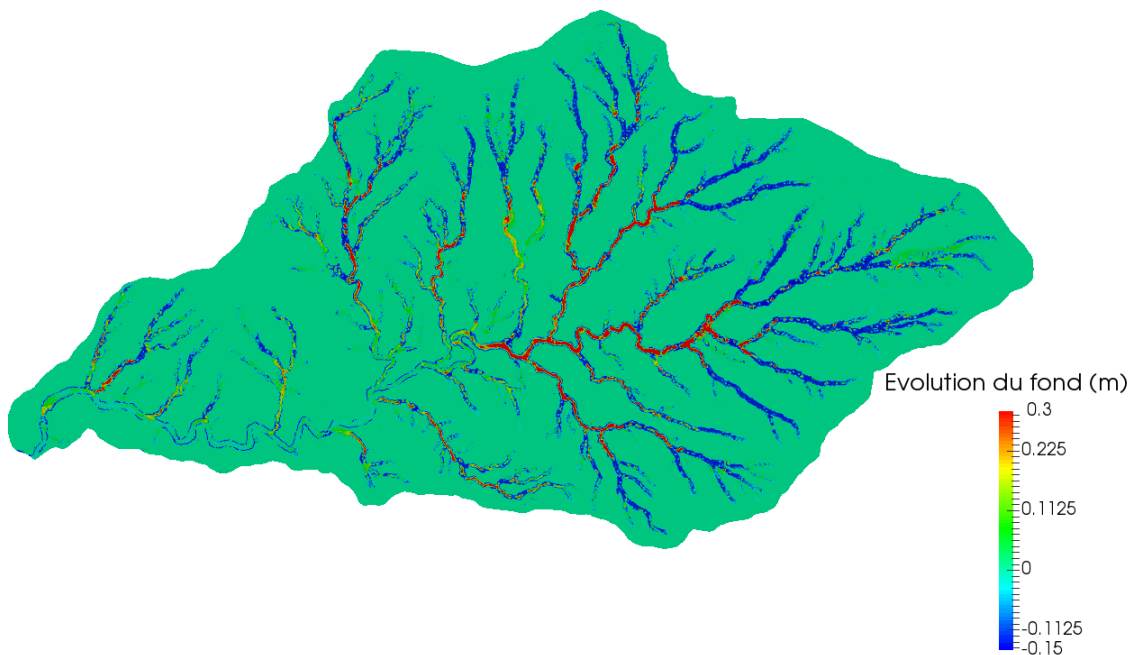


Figure 4.28: Évolution du fond durant l'évènement du 29 mai 2012.

soit 295 m^3 , contre 330 m^3 mesuré.

Le tableau 4.4 montre les paramètres fixés pour caler les flux sédimentaires à l'exutoire pour chaque évènement et l'origine des sédiments retrouvés à l'exutoire.

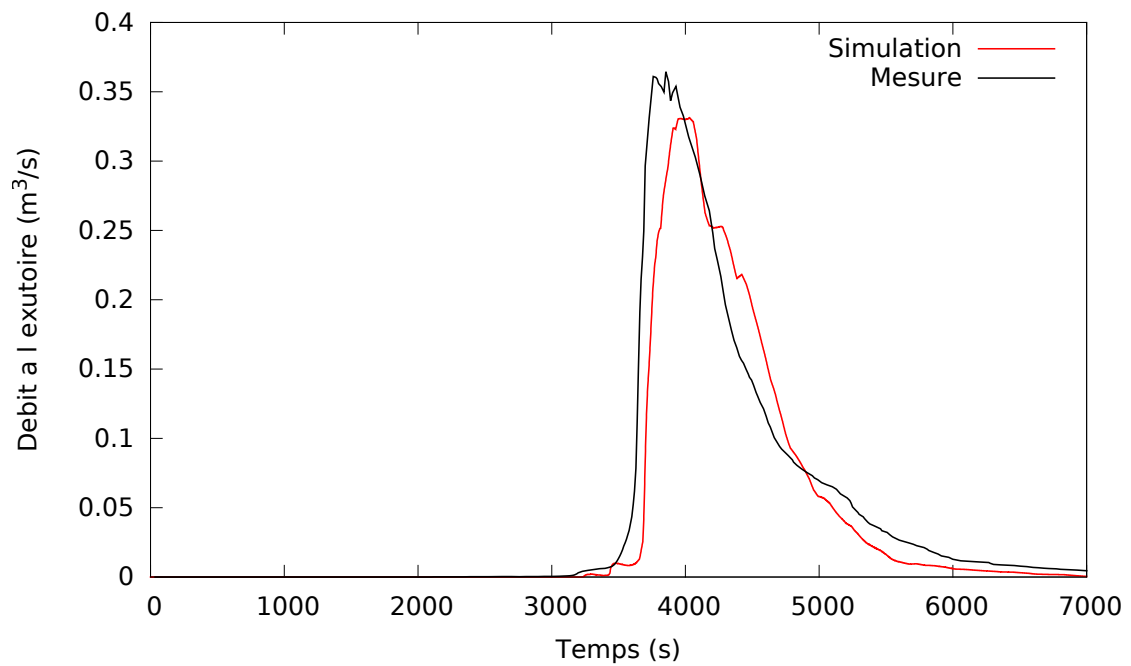


Figure 4.29: Flux sédimentaire à l'exutoire pour l'évènement du 28 août 2012, comparaison entre les mesures et les résultats de simulation.

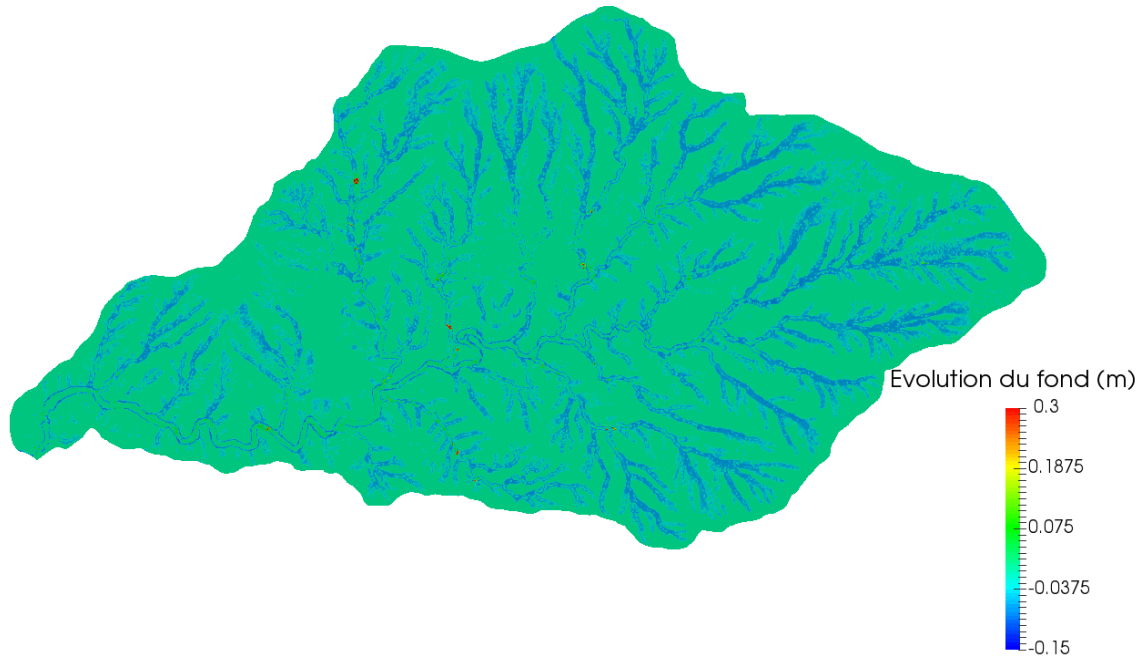


Figure 4.30: Évolution du fond durant l'évènement du 29 mai 2012.

Après avoir calé les paramètres pour reproduire au mieux les flux sédimentaires à l'exutoire, on obtient des paramètres sédimentaires relativement différents pour chaque évènement. On remarque que les paramètres qui sont directement liés aux sédiments et aux variations temporelles des

Évènement	τ_c (Pa)	c (Pa)	Disponibilité initiale (cm)	θ_i	Origine des sédiments
14 mai 2010	0.35	2	8	0.145	100 % stock initial
15 juin 2010	0.11	1.9	13.5	0.1	57 % stock initial
26 avril 2011	0.1	1.5	2	0.08	61 % érosion gravitaire
5 novembre 2011	0.575	3.2	1	0.06	85 % érosion gravitaire
29 mai 2012	0.3	2.1	2	0.225	72 % érosion gravitaire
28 août 2012	0.55	3	0	0.03	100 % érosion gravitaire

Tableau 4.4: Paramètres fixés dans les simulations pour chaque évènement.

propriétés des marnes noires, qui sont la contrainte critique de cisaillement est liée à la cohésion du sol pour la stabilité dans la génération des laves torrentielles, ont le même comportement. En effet, plus la contrainte de cisaillement augmente, plus la cohésion du sol est importante. Ces paramètres sont directement liés avec la pente que l'on observe sur les hystérésis. À partir des données observées en début d'évènement, traduits par la pente dans les hystérésis, le modèle peut donc déduire une valeur des paramètres de propriétés du sol. Concernant la disponibilité initiale du sol, elle se comporte différemment des autres paramètres du modèle mais elle est dépendante du sens de l'hystérésis. En effet, il est logique que lorsque que l'on a un hystérésis en sens horaire, on ait des sources d'érosion proche de l'exutoire et donc une disponibilité sédimentaire dans le réseau importante à l'état initial. Au contraire, lorsque les sources sont éloignées et donc l'hystérésis est en sens antihoraire, les processus d'érosion sont plutôt concentrés sur les laves torrentielles et la disponibilité initiale dans le réseau est faible. Lorsque l'hystérésis n'a pas de sens clair, on a un équilibre entre l'érosion par lave torrentielle et par cisaillement dans le stock sédimentaire en début d'évènement, avec une dominante des laves torrentielle. Cela peut s'expliquer par le fait que des laves se forment dans des ravines affluentes du chenal principal à l'aval et ces érosions peuvent être considérées comme des sources proches étant donné leur distance avec l'exutoire.

En conclusion, le modèle est capable de reproduire assez fidèlement des évènements de type très différents. En effet, les paramètres fixés pour caler le modèle sont très cohérents avec les données mesurées. Les contraintes de cisaillement critique et la cohésion du sol pour sa stabilité sont des paramètres liés entre eux et augmentent avec la pente au début de l'hystérésis. Le sens de l'hystérésis est très cohérent avec les disponibilités initiales dans le sol et donc avec la provenance des sédiments arrivants à l'exutoire que le modèle simule.

Conclusion

Résultats obtenus

Ce travail de thèse a porté sur la construction et la validation d'un modèle hydro-sédimentaire à base physique complet permettant de simuler les transferts hydrauliques, la dynamique des sources d'érosion gravitaires et le transport en suspension dans le réseau hydrographique d'un bassin versant de montagne fortement producteur en sédiments.

Dans un premier temps, un état de l'art a permis d'identifier les modèles de la Littérature permettant de représenter les processus essentiels conditionnant les transferts hydro-sédimentaires dans un tel contexte. La représentation de l'infiltration et du frottement de l'eau sur le fond sont les deux processus clés à prendre en compte pour la modélisation des transferts hydrauliques. Le modèle d'infiltration de [Green et Ampt, 1911], amélioré par [Brakensiek et Rawls, 1983] permet grâce à une représentation 1D verticale de prendre en compte la stratification du sol tout en étant simple à mettre en œuvre et peu coûteux en terme de temps de calcul. Concernant la représentation du frottement, le modèle de [Lawrence, 1997] permet de s'adapter de façon continue à tous les types de régimes d'inondation, du ruissellement de fines lames d'eau sur les versants aux écoulement en rivière. Ensuite, afin de reproduire les processus d'érosion gravitaire par déclenchement de lave torrentielle, le critère de stabilité du sol de [Takahashi, 2007] est sélectionné pour son caractère déterministe et dépendant uniquement des variables hydrauliques et car il permet d'estimer une valeur explicite de l'épaisseur de couche sédimentaire érodée. Pour la propagation des laves torrentielles dans le domaine spatiale, il a été choisi de résoudre les équations de Saint Venant. Cette option a en effet déjà montré sa pertinence et cela permet d'assurer une cohérence et une robustesse au système global. Enfin, étant donné la nature des marnes noires présentes sur les bassins versants étudiés et leur granulométrie très fine retrouvée à l'exutoire, seul le transport des sédiments par suspension est pris en compte dans le modèle. Chacun de ces processus a été intégré dans un modèle global avec une méthode de couplage originale : le modèle hydraulique avec infiltration et frottement permet de donner un critère d'érosion gravitaire des sols qui va générer la formation de laves torrentielles. Ces laves torrentielles vont se déplacer en aval jusqu'à se déposer dans le réseau hydrographique et servir de stock disponible pour le modèle d'érosion par cisaillement de l'écoulement et transport en suspension.

Les équations de Saint-Venant ont donc été utilisées pour modéliser les écoulements d'eau ainsi que pour les laves torrentielles. Il était indispensable de disposer d'un schéma de résolution de ces équations robuste et précis permettant de reproduire tous les types d'écoulement observés sur un bassin versant de montagne. Pour cela, une liste des schémas numériques de résolution permettant de conserver des propriétés essentielles comme la positivité des hauteurs d'eau ou encore le respect de l'équilibre du lac au repos a été établie. Ces schémas ont été testés sur deux cas tests avec une solution analytique des équations. Le premier cas test a permis d'évaluer le comportement des schémas dans un cas de ruissellement dans plusieurs combinaisons de faibles laves d'eau et de fortes pentes et le second d'observer la précision de ceux-ci pour différentes configurations d'écoulements fluviaux et torrentiels. A l'issue de ce travail de comparaison, il a été conclu que le schéma de [Chen et Noelle, 2017] est le plus approprié pour résoudre les équations de Saint-Venant en bassin versant de montagne.

En utilisant le schéma de [Chen et Noelle, 2017], le modèle hydraulique a été confronté à quatre cas tests expérimentaux à différentes échelles allant de l'expérience sur un canal de laboratoire à une application sur le bassin versant réel du Laval, d'environ 1 km² et issu de l'observatoire Draix-Bléone. Au travers des comparaisons entre les données mesurées et les résultats des simulations, une méthode a été décrite pour identifier les zones dans lesquelles le schéma numérique reproduit de manière fiable les vitesses locales de l'écoulement. En définissant un critère de "bonne résolution" du modèle, il est possible d'observer pour une application à un bassin réel les zones dans lesquelles les vitesses sont cohérentes pour différents événements de pluie. En complément, un travail de validation a été réalisé pour la loi de frottement de [Lawrence, 1997]. En particulier, cette loi a montré tout son intérêt à être utilisée pour reproduire les vitesses dans des configurations variées, sur des échelles très différentes. Une amélioration de cette loi a été en outre proposée afin de prendre en compte les écoulements laminaires fortement inondés et ainsi mieux reproduire les champs de vitesses mesurées.

Le module d'érosion gravitaire a ensuite été testé sur un cas expérimental représentant la dynamique de propagation des laves torrentielles. Des grandeurs physiques telles que l'épaisseur de la lave torrentielle et la position du front de lave ont été mesurées lors de ces expériences, permettant de valider le module de laves sur ces variables clés. Il a ainsi été démontré que le module proposé dans cette thèse reproduit de façon très fidèle la vitesse de propagation des laves et la dynamique de déposition observées, et arrive à capter une partie de la dynamique de l'épaisseur des laves.

Enfin, le modèle global permettant de coupler les modules hydrauliques, d'érosion gravitaire et de transport sédimentaire en suspension a été utilisé sur un site réel instrumenté. Les données de débit et de concentrations en MES à l'exutoire issues du bassin versant du Laval ont été utilisées pour valider le modèle. Sur un panel de six événements de pluie avec des propriétés très différentes, le modèle hydraulique a ainsi démontré sa capacité à reproduire les débits à l'exutoire pour chaque événement en ne modifiant qu'un seul paramètre. Ce paramètre est la teneur en eau et peut être déduit de la pluie qui est tombée dans les jours précédents l'événement simulé. Con-

cernant le modèle global avec transport sédimentaire, il est très cohérent avec la mesure. En effet, les flux sédimentaires à l'exutoire du bassin sont bien reproduits, ainsi que les volumes totaux exportés. Les paramètres utilisés dans le modèle pour chaque évènement sont en outre cohérents avec les relations débit/concentration mesurées, et l'origine des sédiments arrivant à l'exutoire dans le modèle correspond bien aux interprétations faites à partir des mesures. En effet, le modèle est capable de reproduire fidèlement des évènements dont l'origine des sédiments est principalement dans le stock initial du réseau hydrographique avec peu d'érosion gravitaire comme des évènements où le stock initial dans le réseau est nul et l'intégralité de l'érosion provient des laves torrentielles.

Perspectives

Ce travail de thèse a permis de mettre en perspective des travaux de recherche futurs dans le domaine de l'analyse numérique et de la modélisation des processus. Par l'application du modèle à des cas réels et dans un souci d'améliorer la validation de ce dernier, des préconisations de suivi sur site ou d'expériences en canal peuvent également être proposées.

Amélioration des schémas numériques pour la modélisation du ruissellement Dans la partie hydraulique du modèle, l'erreur commise par le modèle sur les vitesses a pu être quantifiée et est maîtrisée lors d'une application à un bassin versant de montagne. Cependant, un travail de fond sur les schémas numériques pourrait être envisagé afin de pallier aux manques identifiés dans ce travail de thèse.

Parmi les pistes envisagées, il serait pertinent de mettre au point une méthode de discrétisation du terme de pente qui n'impacte pas le problème homogène à maillage grossier, quelle que soit la pente.

Représentation des processus hydro-sédimentaires Concernant la représentation des processus hydro-sédimentaires dans le modèle global, trois axes de progrès apparaissent.

Tout d'abord, des améliorations unitaires peuvent être apportées sur chaque module. Concernant les transferts hydrauliques, une amélioration de la modélisation de l'infiltration serait de prendre en compte l'effet de la végétation sur la conductivité du sol. En particulier, des essais en laboratoire ou quasi *in situ* permettraient de caler une loi de type [Green et Ampt, 1911] pour différents types de végétations. Concernant la modélisation des laves torrentielles, une analyse plus poussée de l'ensemble des essais menés par [Iverson *et al.*, 2010] pourrait permettre de trouver des lois de frottement de Chézy et de Coulomb variables adaptées à des variations de pentes importantes et différentes granulométries de mélange sédimentaire. L'étude d'une ravine élémentaire pourrait également compléter le travail de validation présenté dans cette thèse en ce qui concerne les critères de stabilité du sol en conditions réelles. Il pourrait être possible de représenter

plus de processus au niveau du transport sédimentaire dans le réseau hydrographique. En effet, représenter la granulométrie des sédiments en suspension, que ce soit par l'usage de plusieurs classes de sédiment, ou des formules de dégradation des marnes modifiant la vitesse de chute de celles-ci peut permettre de représenter de manière plus précise le phénomène. De plus, la part du charriage dans le réseau hydrographique n'est pas prise en compte et un couplage avec un modèle de type Exner pourrait être envisagé.

Ensuite, des améliorations peuvent être apportées dans des utilisations avancées du modèle.

Caler le modèle du Laval sur un plus grand nombre d'évènements afin de construire des lois permettant d'estimer les différents paramètres de calage que sont la teneur en eau, la contrainte critique de cisaillement, la cohésion du sol pour l'érosion par lave torrentielle ou encore les stocks sédimentaires initiaux. Ces lois devraient dépendre de la saison, de l'historique de pluie, et impliquer des relations croisées entre les paramètres afin de rendre l'application du modèle plus prédictive.

De plus, même si durant ce travail les propriétés du sol ont été considérées homogènes dans l'espace, le modèle est construit de manière à ce que les propriétés du sol puissent être spatialisées dans le domaine. De fait, il est possible de prendre en compte les effets de la végétation sur l'infiltration en donnant des valeurs de conductivité supérieures dans les zones végétalisées. Il est également possible de prendre en compte les effets de la végétation sur l'érosion gravitaire. En effet, il est possible de lier le paramètre de cohésion des sols dans le modèle de stabilité pour l'érosion des laves torrentielles à un type de végétation présent dans la zone. Dans ce cas, le modèle pourra étudier les effets de la revégétalisation de certains versants sur l'érosion provoquée par laves.

Enfin, la méthode de couplage du modèle pourrait être améliorée sur différents aspects en vue de mieux représenter la transition entre la déposition des laves torrentielles dans le réseau hydrographique et sa reprise en suspension dans l'écoulement

Suggestions métrologiques pour des nouvelles données de validation Pour finir, des efforts métrologiques sur des sites pilote tels que l'observatoire de Draix seront nécessaires pour progresser dans l'application de ce modèle à des échelles plus grandes. En effet, des levés LIDAR sur événement après événement pourrait à la fois contribuer à la validation des dépôts observés à la fin de certains événements dans les zones en pied de ravine et à l'estimation de l'érosion par ravine. Des mesures des vitesses dans le réseau hydrographique pourraient également valider les hypothèses de bonne ou mauvaise résolution du modèle hydraulique.

Références

- [Ajami *et al.*, 2004] AJAMI, N. K., GUPTA, H., WAGENER, T. et SOROOSHIAN, S. (2004). Calibration of a semi-distributed hydrologic model for streamflow estimation along a river system. *Journal of Hydrology*, 298(1):112–135.
- [Arnold *et al.*, 2012] ARNOLD, J. G., MORIASI, D. N., GASSMAN, P. W., ABBASPOUR, K. C., WHITE, M. J., SRINIVASAN, R., SANTHI, C., HARMEL, D., van GRIENSVEN, A., VAN LIEW, M. W., KANNAN, N. et JHA, M. K. (2012). SWAT: Model use, calibration, and validation. *Transactions of the ASABE*, 55(4):1491–1508.
- [Audusse *et al.*, 2004] AUDUSSE, E., BOUCHUT, F., BRISTEAU, M.-O., KLEIN, R. et PERTHAME, B. (2004). A fast stable well-balanced scheme with hydrostatic reconstruction for shallow water flows. *SIAM Journal on Scientific Computing*, 25(6):2050–2065.
- [Audusse et Bristeau, 2005] AUDUSSE, E. et BRISTEAU, M. O. (2005). A well-balanced positivity "second-order" scheme for shallow water flows on unstructured meshes. *Journal of Computational Physics*, 206:311–333.
- [Audusse *et al.*, 2015] AUDUSSE, E., CHALONS, C. et UNG, P. (2015). A simple well-balanced and positive numerical scheme for the shallow-water system. *Communications in Mathematical Sciences, International Press*.
- [Beasley et Huggins, 1981] BEASLEY, D. B. et HUGGINS, L. F. (1981). *ANSWERS User's Manual*. Purdue University.
- [Bechet *et al.*, 2016] BECHET, J., DUC, J., LOYE, A., JABOYEDOFF, M., MATHYS, N., MALET, J.-P., KLOTZ, S., LE BOUTEILLER, C., RUDAZ, B. et TRAVELLETTI, J. (2016). Detection of seasonal cycles of erosion processes in a black marl gully from a time series of high-resolution digital elevation models (dems). *Earth Surf. Dynam.*, 4:781–798.
- [Bello *et al.*, 2007] BELLO, A. W., GOUDJO, A., GUILLARD, H. et DESIDERI, J.-A. (2007). A hllc-riemann solver to compute shallow water equations with topography and friction. *Rapport de recherche INRIA*, RR-6381:26.

- [Bermudez *et al.*, 1998] BERMUDEZ, A., DERVIEUX, A., DESIDERI, J. A. et VAZQUEZ, E. (1998). Upwind scheme for the two-dimensional shallow water equations with variable depth using unstructured meshes. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.*, 155:49–72.
- [Berthon et Foucher, 2012] BERTHON, C. et FOUCHER, F. (2012). Efficient well-balanced hydrostatic upwind schemes for shallow-water equations. *Journal of Computational Physics*, 231:4993–5015.
- [Berthon et Marche, 2008] BERTHON, C. et MARCHE, F. (2008). A positive preserving high order vofree scheme for shallow water equations: a class of relaxation schemes. pages 1–26.
- [Bertrand, 2014] BERTRAND, M. (2014). *Debris-flow susceptibility assessment at the regional scale of the Southern French Alps*. Thèse de doctorat, Université de Lyon.
- [Borah *et al.*, 2002] BORAH, D. K., XIA, R. et BERA, M. (2002). *Mathematical Models of Small Watershed Hydrology and Applications*, chapitre DWSM - A dynamic watershed simulation model, pages 113–166. Singh, V. P. and Frevert, D. K.
- [Bosch et Hewlett, 1982] BOSCH, J. M. et HEWLETT, J. D. (1982). A review of catchment experiments to determine the effect of vegetation changes on water yield and evapotranspiration. *Journal of Hydrology*, 55:3–23.
- [Bouchut, 2004] BOUCHUT, F. (2004). *Nonlinear Stability of Finite Volume Methods for Hyperbolic Conservation Laws and Well-Balanced Schemes for Sources*.
- [Bouchut et De Luna, 2010] BOUCHUT, F. et DE LUNA, T. M. (2010). A subsonic-well-balanced reconstruction scheme for shallow water flows. *SIAM Journal on Numerical Analysis*, 48(5): 1733–1758.
- [Bouchut *et al.*, 2008] BOUCHUT, F., FERNÁNDEZ-NIETO, E. D., MANGENEY, A. et LAGRÉE, P.-Y. (2008). On new erosion models of Savage-Hutter type for avalanches. *Acta mechanica*, 199(1-4):181–208.
- [Bouchut *et al.*, 2015] BOUCHUT, F., FERNANDEZ-NIETO, E. D., MANGENEY, A. et NARBONA-REINA, G. (2015). A two-phase shallow debris flow model with energy balance. *ESAIM: Mathematical Modelling and Numerical Analysis*, 49(1):101–140.
- [Bouchut *et al.*, 2003] BOUCHUT, F., MANGENEY-CASTELNAU, A., PERTHAME, B. et VILOTTE, J.-P. (2003). A new model of Saint Venant and Savage-Hutter type for gravity driven shallow water flows. *C. R. Acad. Sci. Paris*, 336:531–536.
- [Brakensiek et Rawls, 1983] BRAKENSIEK, D. L. et RAWLS, W. J. (1983). Agricultural management effects on soil water processes part II: Green and ampt parameters for crusting soils. *Transactions of the ASAE*, 26(6):1753–1757.

- [Bristeau et Coussin, 2001] BRISTEAU, M. O. et COUSSIN, B. (2001). Boundary conditions for the shallow water equations solved by kinetic schemes. Rapport technique 4282, INRIA.
- [Brooks et Corey, 1964] BROOKS, R. H. et COREY, A. T. (1964). *Hydraulic properties of porous media*.
- [Buffard *et al.*, 2000] BUFFARD, T., GALLOUET, T. et HÉRARD, J. M. (2000). A sequel to a rough godunov scheme: application to real gases. *Computers & Fluids*, 29:813–847.
- [Casulli, 1990] CASULLI, V. (1990). Semi-implicit finite difference methods for the two-dimensional shallow water equations. *Journal of Computational Physics*, 86:56–74.
- [Cea *et al.*, 2014] CEA, L., LEGOUT, C., DARBOUX, F., ESTEVES, M. et NORD, G. (2014). Experimental validation of a 2D overland flow model using high resolution water depth and velocity data. *Journal of Hydrology*, 513:142–153.
- [Chahinian, 2005] CHAHINIAN, N. (2005). Comparison of infiltration models to simulate flood events at the field scale. *Journal of Hydrology*, 306:191–214.
- [Chen et Noelle, 2017] CHEN, G. et NOELLE, S. (2017). A new hydrostatic reconstruction scheme based on subcell reconstructions. *SIAM Journal on Numerical Analysis*, 55(2):758–784.
- [Chu, 1978] CHU, S. T. (1978). Infiltration during an unsteady rain. *Water Resources Research*, 14(3):461–466.
- [Courant *et al.*, 1967] COURANT, R., FRIEDRICHS, K. et LEWY, H. (1967). On the partial difference equations of mathematical physics. *IBM journal of Research and Development*, 11(2):215–234.
- [Coussot et Meunier, 1996] COUSSOT, P. et MEUNIER, M. (1996). Recognition, classification and mechanical description of debris flows. *Earth-Science Reviews*, 40:209–227.
- [Cras, 2005] CRAS, A. (2005). *Etude et modélisation de la dynamique de fonctionnement hydrologique des bassins versants torrentiels marneux. Apport du traçage naturel*. Thèse de doctorat, Université d’Avignon et des Pays de Vaucluse.
- [Cunge et Wegner, 1964] CUNGE, J. A. et WEGNER, M. (1964). Intégration numérique des équations d’écoulement de barré de saint-venant par un schéma implicite de différences finies. *La houille blanche*, 1:33–39.
- [de Saint-Venant, 1871] de SAINT-VENANT, A. B. (1871). Théorie du mouvement non permanent des eaux, avec application aux crues des rivières et à l’introduction des marées dans leur lit. Rapport technique, Académie des Sciences.
- [Delestre, 2010] DELESTRE, O. (2010). *Simulation du ruissellement d’eau de pluie sur des surfaces agricoles*. Thèse de doctorat, Université d’Orléans.

- [Delestre *et al.*, 2014] DELESTRE, O., CORDIER, S., DARBOUX, F., DU, M., JAMES, F., LAGUERRE, C., LUCAS, C. et PLANCHON, O. (2014). Fullswof: A software for overland flow simulation. *In Advances in hydroinformatics*, pages 221–231. Springer.
- [Delestre *et al.*, 2012] DELESTRE, O., CORDIER, S., DARBOUX, F. et JAMES, F. (2012). A limitation of the hydrostatic reconstruction technique for shallow water equations. *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences - Series I*, 350:677–681.
- [Delestre et James, 2009] DELESTRE, O. et JAMES, F. (2009). Simulation of rainfall events and overland flow. *Monografias Matemáticas*, pages 1–11.
- [Dubroca, 1999] DUBROCA, B. (1999). Solveur de roe positivement conservatif. *C. R. Acad. Sci. Paris, Ser. I*, 329:827–832.
- [Esteves *et al.*, 2005] ESTEVES, M., DESCROIX, L., MATHYS, N. et LAPETITE, J. M. (2005). Soil hydraulic properties in a marly gully catchment (Draix, France). *Catena*, 63:282–298.
- [Esteves *et al.*, 2000] ESTEVES, M., FAUCHER, X., GALLE, S. et VAUCLIN, M. (2000). Overland flow and infiltration modelling for small plots during unsteady rain: numerical results versus observed values. *Journal of Hydrology*, 228:265–282.
- [Ewen *et al.*, 2000] EWEN, J., PARKIN, G. et O'CONNELL, P. (2000). SHETRAN: distributed river basin flow and transport modeling system. *Journal of Hydrologic Engineering*, 5(3):250–258.
- [Fiedler et Ramirez, 2000] FIEDLER, F. R. et RAMIREZ, J. A. (2000). A numerical method for simulating discontinuous shallow flow over an infiltrating surface. *Int. J. Numer. Meth. Fluids*, 32:219–240.
- [Foster *et al.*, 1980] FOSTER, G. R., LANE, L. J., NOWLIN, J. D., LAFLEN, J. M. et YOUNG, R. A. (1980). *CREAMS: A field scale model for Chemicals, Runoff, and Erosion From Agricultural Management Systems*, chapitre A Model to Estimate Sediment Yield From Field-Sized Areas: Development of Model, pages 36–64. United States Department of Agriculture.
- [Gallouet *et al.*, 2003] GALLOUET, T., HÉRARD, J. M. et SEGUIN, N. (2003). Some approximate godunov schemes to compute shallow-water equations with topography. *Computers & Fluids*, 32:479–513.
- [George et Iverson, 2014] GEORGE, D. L. et IVERSON, R. M. (2014). A depth-averaged debris-flow model that includes the effects of evolving dilatancy. ii. numerical predictions and experimental tests. *Proceedings of the Royal Society*, 470(2170):20130820.
- [Gerbeau et Perthame, 2001] GERBEAU, J. F. et PERTHAME, B. (2001). Derivation of viscous saint venant system for laminar shallow water; numerical validation. *Discrete and Continuous Dynamical Systems*, 1(1):89–102.

- [Gerten *et al.*, 2004] GERTEN, D., SCHAPHOFF, S., HABERLANDT, U., LUCHT, W. et SITCH, S. (2004). Terrestrial vegetation and water balance - hydrological evaluation of a dynamic global vegetation model. *Journal of Hydrology*, 286:249–270.
- [Gottardi et Venutelli, 1993] GOTTARDI, G. et VENUTELLI, M. (1993). A control-volume finite-element model for two-dimensional overland flow. *Advances in Water Resources*, 16(5):277–284.
- [Goutal et Maurel, 2002] GOUTAL, N. et MAUREL, F. (2002). A finite volume solver for 1D shallow-water equations applied to an actual river. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 38(1):1–19.
- [Govindaraju, 2000] GOVINDARAJU, R. S. (2000). Artificial neural networks in hydrology. I: Preliminary concepts. *Journal of Hydrologic Engineering*, 5(2):115–123.
- [Graham et Butts, 2005] GRAHAM, D. N. et BUTTS, M. B. (2005). *Watershed models*, chapitre Flexible integrated watershed modelling with MIKE SHE, pages 245–272.
- [Grangeon, 2013] GRANGEON, T. (2013). *Etude multi-échelle de la granulométrie des particules fines générées par érosion hydrique : apports pour la modélisation*. Thèse de doctorat, Université de Grenoble.
- [Gray *et al.*, 1999] GRAY, J. M. N. T., WIELAND, M. et HUTTER, K. (1999). Gravity-driven free surface flow of granular avalanches over complex basal topography. *Proceedings of the Royal Society A*, 455:1841–1874.
- [Green et Ampt, 1911] GREEN, W. H. et AMPT, G. A. (1911). Studies on soil physics. *The Journal of Agricultural Science*, 4:1–17.
- [Greenberg et LeRoux, 1996] GREENBERG, J. M. et LEROUX, A. Y. (1996). A well-balanced scheme for the numerical processing of source terms in hyperbolic equations. *SIAM Journal on Numerical Analysis*, 33(1):1–16.
- [Harten *et al.*, 1983] HARTEN, A., LAX, P. D. et VAN LEER, B. (1983). On upstream differencing and godunov-type schemes for hyperbolic conservation laws. *SIAM Review*, 25(1):35–61.
- [Heniche *et al.*, 2000] HENICHE, M., SECRETAN, Y., BOUDREAU, P. et LECLERC, M. (2000). A two-dimensional finite element drying-wetting shallow water model for rivers and estuaries. *Advances in Water Resources*, 23(4):359–372.
- [Hervouet, 2007] HERVOUET, J. M. (2007). *Free Surface Flows modelling with the finite element method*.
- [Hervouet, 2016] HERVOUET, J. M. (2016). Latest news on distributive schemes and dry zones : the eria scheme. *In Telemac-Mascaret User Conference*.

- [Hibbert, 1965] HIBBERT, A. R. (1965). Forest treatment effects on water yield. *Coweeta Hydrologic Laboratory, Southeastern Forest Experiment Station*.
- [Horton, 1933] HORTON, R. E. (1933). The role of infiltration in the hydrologic cycle. *American Geophysical Union*, pages 446–460.
- [Iverson, 2000] IVERSON, R. M. (2000). Landslide triggering by rain infiltration. *Water Resources Research*, 36(7):1897–1910.
- [Iverson et George, 2014] IVERSON, R. M. et GEORGE, D. L. (2014). A depth-averaged debris-flow model that includes the effects of evolving dilatancy. i. physical basis. *Proceedings of the Royal Society A*, 470(2170):20130819.
- [Iverson et al., 2010] IVERSON, R. M., LOGAN, M., LAHUSEN, R. G. et BERTI, M. (2010). The perfect debris flow? Aggregated results from 28 large-scale experiments. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 115.
- [Jetten, 2013] JETTEN, V. (2013). OpenLISEM - a spatial model for runoff, floods and erosion. <http://blogs.itc.nl/lisem/>.
- [Julien et al., 2006] JULIEN, P., ROJAS, R., VELLEUX, M. et ENGLAND, J. F. (2006). Modeling watershed erosion with CASC2D. *River, Coastal and Estuarine Morphodynamics*, pages 1089–1098.
- [Julien, 1998] JULIEN, P. Y. (1998). *Erosion and sedimentation*. Cambridge University Press.
- [Julien et Saghafian, 2016] JULIEN, P. Y. et SAGHAFIAN, B. (2016). *CASC2D user's manual: a two-dimensional watershed rainfall-runoff model*. CER 90/91-12.
- [Kinnell, 1990] KINNEL, P. I. A. (1990). The mechanics of raindrop-induced flow transport. *Australian Journal of Soil Research*, 28:497–516.
- [Kirstetter et al., 2015] KIRSTETTER, G., HU, J., DELESTRE, O., DARBOUX, F., LAGRÉE, P. Y., POPINET, S., FULLANA, J. M. et JOSSERAND, C. (2015). Modeling rain-driven overland flow: empirical versus analytical friction terms in the shallow water approximation. *Journal of Hydrology*, 536:1–9.
- [Krause et Kralish, 2005] KRAUSE, P. et KRALISH, S. (2005). The hydrological modelling system j2000-knowledge core for jams. In *MODSIM 2005 International Congress on Modelling and Simulation*, pages 676–682.
- [Kurganov et Petrova, 2007] KURGANOV, A. et PETROVA, G. (2007). A second-order well-balanced positivity preserving central-upwind scheme for the Saint-Venant system. *Communications in Mathematical Sciences*, 5:133–160.
- [Lawrence, 1997] LAWRENCE, D. S. L. (1997). Macroscale surface roughness and frictional resistance in overland flow. *Earth Surface Processes and Landforms*, 22:365–382.

- [Le Bouteiller, 2011] LE BOUTEILLER, C. (2011). *Dégradation des sédiments marneux et suspensions hyperconcentrées*. Thèse de doctorat, Université de Grenoble.
- [Le Bouteiller *et al.*, 2015] LE BOUTEILLER, C., KLOTZ, S., LIÉBAULT, F. et ESTEVES, M. (2015). Observatoire hydrosédimentaire de montagne Draix-Bléone. IRSTEA.
- [Le Hir, 2008] LE HIR, P. (2008). Aide mémoire à la dynamique sédimentaire. Rapport technique, Centre IFREMER de Brest.
- [Leavesley *et al.*, 1983] LEAVESLEY, G. H., LICHTY, R. W., THOUTMAN, B. M. et SAINDON, L. G. (1983). *Precipitation-runoff modeling system: User's manual*. Washington, DC: USGS.
- [Legout *et al.*, 2012] LEGOUT, C., DARBOUX, F., NÉDÉLEC, Y., HAUET, A., ESTEVES, M., RENAUX, B., DENIS, H. et CORDIER, S. (2012). High spatial resolution mapping of surface velocities and depths for shallow overland flow. *Earth Surface Processes and Landforms*, 37(9):984–993.
- [Lindström *et al.*, 1997] LINDSTRÖM, G., JOHANSSON, B., PERSSON, M., GARDELIN, M. et BERGSTRÖM, S. (1997). Development and test of the distributed hbv-96 hydrological model. *Journal of Hydrology*, 201(1-4):272–288.
- [Lohmann *et al.*, 1998] LOHMANN, D., RASCHKE, E., NIJSSEN, B. et LATTENMAIER, D. P. (1998). Regional scale hydrology: I. formulation of the vic-2l model coupled to a routing model. *Hydrological Sciences Journal*, 43(1):131–141.
- [Lukey *et al.*, 2000] LUKEY, B. T., SHEFFIELD, J., BATHURST, J. C., HILEY, R. A. et MATHYS, N. (2000). Test of the SHETRAN technology for modelling the impact of reforestation on badlands runoff and sediment yield at Draix, France. *Journal of Hydrology*, 235:44–62.
- [MacDonald *et al.*, 1997] MACDONALD, I., BAINES, M. J., NICHOLS, N. K. et SAMUELS, P. G. (1997). Analytic benchmark solutions for open-channel flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123: 1041–1046.
- [Madsen et Grant, 1976] MADSEN, O. S. et GRANT, W. D. (1976). *Coastal Engineering*, chapitre Quantitative Description of Sediment Transport by Waves, pages 1093–1112.
- [Mallet, 2018] MALLET, F. (2018). *Spatialisation et modélisation de l'état hydrique des sols pour l'étude des processus de formation des écoulements en contexte torrentiel : application au bassin versant marneux du Laval (ORE Draix-Bléone, Alpes-De-Haute-Provence, France)*. Thèse de doctorat, Université d'Avignon.
- [Mathys, 2006] MATHYS, N. (2006). *Analyse et modélisation à différentes échelles des mécanismes d'érosion et de transport de matériaux solides. Cas des petits bassins versants de montagne sur marne (Draix, Alpes-de-Haute-Provence)*. Thèse de doctorat, INP Grenoble.
- [Mein et Larson, 1973] MEIN, R. G. et LARSON, C. L. (1973). Modeling infiltration during a steady rain. *Water Resources Research*, 9:384–394.

- [Melton, 1965] MELTON, M. A. (1965). The geomorphic and paleoclimatic significance of alluvial deposits in southern arizona. *Journal of Geology*, 73(1):1–38.
- [Merten *et al.*, 2001] MERTEN, G. H., NEARING, M. A. et BORGES, A. L. O. (2001). Effect of sediment load on soil detachment and deposition in rills. *Soil Sci. Soc. Am*, 65:861–868.
- [Michel-Dansac *et al.*, 2016] MICHEL-DANSAC, V., BERTHON, C., CLAIN, S. et F., F. (2016). A well-balanced scheme for the shallow-water equations with topography. *Computers & Mathematics with Applications*.
- [Mockus, 1972] MOCKUS, V. (1972). *National Engineering Handbook*, chapitre Estimation of Direct Runoff from Storm Rainfall. United States Department of Agriculture.
- [Montgomery et Dietrich, 1994] MONTGOMERY, D. R. et DIETRICH, W. E. (1994). A physically based model for the topographic control on shallow landsliding. *Water Resources Research*, 30(4):1153–1171.
- [Monthe *et al.*, 1999] MONTHE, L. A., BENKHALDOUN, F. et ELMAHI, I. (1999). Positivity preserving finite volume roe schemes for transport-diffusion equations. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.*, 178:215–232.
- [Montrasio et Valentino, 2008] MONTRASIO, L. et VALENTINO, R. (2008). A model for triggering mechanisms of shallow landslides. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 8:1149–1159.
- [Morel-Seytoux, 1978] MOREL-SEYTOUX, H. J. (1978). Derivation of equations for variable rainfall infiltration. *Water Resources Research*, 14:561–568.
- [Morel-Seytoux et Khanji, 1974] MOREL-SEYTOUX, H. J. et KHANJI, J. (1974). Derivation of an equation of infiltration. *Water Resources Research*, 10:795–800.
- [Morton et Campbell, 1974] MORTON, D. M. et CAMPBELL, R. H. (1974). Spring mudflows at wrightwood southern california. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 7:377–384.
- [Moss *et al.*, 1979] MOSS, A. J., WALKER, P. H. et HUTKA, J. (1979). Raindrop-stimulated transportation in shallow water flows: an experimental study. *Sedimentary geology*, 22:165–184.
- [Mugler *et al.*, 2011] MUGLER, C., PLANCHON, O., PATIN, J., WEILL, S., SILVERA, N., RICHARD, P. et MOUCHE, E. (2011). Comparison of roughness models to simulate overland flow and tracer transport experiments under simulated rainfall at plot scale. *Journal of Hydrology*, 402:25–40.
- [Murillo et Garcia-Navarro, 2012] MURILLO, J. et GARCIA-NAVARRO, P. (2012). Augmented versions of the hll and hllc riemann solvers including source terms in one and two dimensions for shallow flow applications. *Journal of Computational Physics*, 231:6861–6906.

- [Nash, 1957] NASH, J. E. (1957). The form of the instantaneous Unit Hydrograph. *International Association of Scientific Hydrology*, 3:114–121.
- [Nietsch *et al.*, 2000] NIETSCH, S. L., ARNOLD, J. G., KINIRY, J. R., WILLIAMS, J. R. et KING, K. W. (2000). *Soil and Water Assessment Tool Theoretical Documentation*.
- [Noelle *et al.*, 2006] NOELLE, S., PANKRATZ, N., PUPPO, G. et NATVIG, J. R. (2006). Well-balanced finite volume schemes of arbitrary order of accuracy for shallow water flows. *Journal of Computational Physics*, 213:474–499.
- [Nord, 2006] NORD, G. (2006). *Modélisation à base physique des processus de l'érosion hydrique à l'échelle de la parcelle*. Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier - Grenoble 1.
- [Nord et Esteves, 2005] NORD, G. et ESTEVES, M. (2005). PSEM2D: A physically based model of erosion processes at the plot scale. *Water Resources Research*, 41.
- [O'Brien et Julien, 1988] OBRIEN, J. S. et JULIEN, P. Y. (1988). Laboratory analysis of mudflow properties. *Journal of hydraulic engineering*, 114(8):877–887.
- [O'Brien *et al.*, 1993] OBRIEN, J. S., JULIEN, P. Y. et FULLERTON, W. T. (1993). Two-dimensional water flood and mudflow simulation. *Journal of Hydraulic Engineering*, 119:244–261.
- [Oostwoud Wijdenes et Ergenzinger, 1998] OOSTWOUD WIJDENES, D. J. et ERGENZINGER, P. (1998). Erosion and sediment transport on steep marly hillslopes, draix, haute-provence, france: an experimental field study. *Catena*, 33:179–200.
- [Paik, 2015] PAIK, J. (2015). A high resolution finite volume model for 1d debris flow. *Journal of Hydro-environment Research*, 9:145–155.
- [Parkin, 1996] PARKIN, G. (1996). *A Three-Dimensional Variably-Saturated Subsurface Modelling System for River Basins*. Thèse de doctorat, Newcastle University.
- [Paulus *et al.*, 2013] PAULUS, R., DEWALS, B., ERPICUM, S., PIROTTON, M. et ARCHAMBEAU, P. (2013). Innovative modelling of 3D unsaturated flow in porous media by coupling independent models for vertical and lateral flows. *Journal of Computational and Applied Mathematics*, 246:38–51.
- [Pelanti *et al.*, 2011] PELANTI, M., BOUCHUT, F. et MANGENEY, A. (2011). A riemann solver for single-phase and two-phase shallow flow models based on relaxation. relations with roe and vfroe solvers. *Journal of Computational Physics*, 230:515–550.
- [Philip, 1957] PHILIP, J. B. (1957). *The theory of infiltration*, chapitre The infiltration equation and its solution, pages 345–357.

- [Pierson, 2005] PIERSON, T. C. (2005). Hyperconcentrated flow - transitional process between water flow and debris flow. *In Debris-flow hazards and related phenomena*, pages 159–202. Springer.
- [Planchon *et al.*, 2005] PLANCHON, O., SILVERA, N., GIMENEZ, R., FAVIS-MORTLOCK, D., WAINWRIGHT, J., LE BISSONNAIS, Y. et GOVERS, G. (2005). An automated salt-tracing gauge for flow-velocity measurement. *Earth Surface Processes and Landforms*, 30:833–844.
- [Pudasaini, 2012] PUDASAINI, S. P. (2012). A general two-phase debris flow model. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 117(F3).
- [Richard et Mathys, 1999] RICHARD, D. et MATHYS, N. (1999). Historique, contexte technique et scientifiques des BVRE de Draix. Caractéristiques, données disponibles et principaux résultats acquis au cours de dix ans de suivi. *In Les bassins versants expérimentaux de Draix, laboratoire d'étude de l'érosion en montagne*.
- [Richards, 1931] RICHARDS, L. A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, 1(5):318–333.
- [Rickenmann, 1991] RICKENMANN, D. (1991). Hyperconcentrated flow and sediment transport at steep slopes. *Journal of hydraulic engineering*, 117(11):1419–1439.
- [Roe, 1981] ROE, P. L. (1981). Approximate Riemann solvers, parameter vectors, and difference schemes. *Journal of Computational Physics*, 43:357–372.
- [Sadourny, 1975] SADOURNY, R. (1975). The dynamics of finite-difference models of the shallow-water equations. *Journal of the Atmospheric Sciences*, 32:680–689.
- [Savage et Hutter, 1989] SAVAGE, S. B. et HUTTER, K. (1989). The motion of a finite mass of granular material down a rough incline. *Journal of Fluid Mechanics*, 199:177–215.
- [Scharffenberg, 2001] SCHARFFENBERG, W. A. (2001). *Hydrologic Modeling System HEC-HMS Users manual*. US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center.
- [Schulla, 2012] SCHULLA, J. (2012). *Model Description WaSiM*. Swiss Federal Institute of Technology.
- [Schulz et Matthies, 2007] SCHULZ, M. et MATTHIES, M. (2007). Runoff of pesticides: achievements and limitations of modelling agrochemical dislocation from non-point sources at various landscape related scales. *Living Rev. Landscape Res.*, 1.
- [Schulze et Arnold, 1984] SCHULZE, R. E. et ARNOLD, H. (1984). Hydrological models for application to small rural catchments in southern africa: Refinements and development. *Water Research Commission*.

- [Sharma et Nakagawa, 2005] SHARMA, R. H. et NAKAGAWA, H. (2005). Shallow landslide modelling for heavy rainfall events. *Annals of Disaster Prevention Research*, (48B).
- [Sharp et Nobles, 1953] SHARP, R. P. et NOBLES, L. H. (1953). Mudflows of 1941 at wrightwood, southern california. *Bulletin of the Geological Society of America*, 64:547–560.
- [Singh *et al.*, 2005] SINGH, J., KNAPP, H. V., ARNOLD, J. G. et DEMISSIE, M. (2005). Hydrological modeling of the iroquois river watershed using hspf and swat1.
- [Singh, 2002] SINGH, V. P. (2002). Is hydrology kinematic? *Hydrological Processes*, 16:667–716.
- [Sitch *et al.*, 2003] SITCH, S., SMITH, B., PRENTICE, I. C., ARNETH, A., BONDEAU, A., CRAMER, W., KAPLAN, J. O., LEVIS, S., LUCHT, W., SYKES, M. T., THORNICKE, K. et VENEVSKY, S. (2003). Evaluation of ecosystem dynamics, plant geography and terrestrial carbon cycling in the lpj dynamic global vegetation model. *Global Change Biology*, 9(2):161–185.
- [Smith *et al.*, 1993] SMITH, R. E., CORRADINI, C. et MELONE, F. (1993). Modeling infiltration for multistorm runoff events. *Water Resources Research*, 29(1):133–144.
- [Smith *et al.*, 1995] SMITH, R. E., GOODRICH, D. C., WOOLHISER, D. A. et UNKRICH, C. I. (1995). *Computer Models of Watershed Hydrology*, chapitre KINEROS - a Kinematic Runoff and Erosion Model, pages 697–732. Water Resources Publications.
- [Sochala, 2008] SOCHALA, P. (2008). *Méthodes numérique pour les écoulements souterrains et coupe avec le ruissellement*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [Soulsby, 1997] SOULSBY, R. L. (1997). *Dynamics of marine sands, a manual for practical applications*. Thomas Telford.
- [Steenhuis et Van der Molen, 1986] STEENHUIS, T. S. et Van der MOLEN, W. H. (1986). The thornthwaite-mather procedure as a simple engineering method to predict recharge. *Journal of Hydrology*, 84(3-4):221–229.
- [Takahashi, 2007] TAKAHASHI, T. (2007). *Debris flow: Mechanics, Prediction and Countermeasures*. Taylor & Francis.
- [Tatard *et al.*, 2008] TATARD, L., PLANCHON, O., WAINWRIGHT, J., NORD, G., FAVIS-MORTLOCK, D., SILVERA, N., RIBOLZI, ESTEVES, M. et HUANG, C. H. (2008). Measurement and modelling of high-resolution flow-velocity data under simulated rainfall on a low-slope sandy soil. *Journal of Hydrology*, 348:1–12.
- [Thiéry et Amraoui, 2001] THIÉRY, D. et AMRAOUI, N. (2001). Hydrological modelling of the saone basin sensitivity to the soil model. *Physics and Chemistry of the Earth, Part B: Hydrology, Oceans and Atmosphere*, 26(5):467–472.

- [Toro, 2009] TORO, E. F. (2009). *Riemann Solvers and Numerical Methods for Fluid Dynamics*. Springer.
- [Toro *et al.*, 1994] TORO, E. F., SPRUCE, M. et SPEARES, W. (1994). Restoration of the contact surface in the HLL-Riemann solver. *Shock Waves*, 4:25–34.
- [Tsai et Yang, 2006] TSAI, T.-L. et YANG, J.-C. (2006). Modeling of rainfall-triggered shallow landslide. *Environmental Geology*, 50(4):525–534.
- [Van Genuchten, 1980] VAN GENUCHTEN, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am*, 44:892–898.
- [Van Rijn, 1984] VAN RIJN, L. C. (1984). *Sediment Transport, Part II: Suspended Load Transport*, pages 1613–1641.
- [Vazquez-Cendon, 1999] VAZQUEZ-CENDON, E. (1999). Improved treatment of source terms in upwind schemes for the shallow water equations in channels with irregular geometry. *Journal of Computational Physics*, 148:497–526.
- [Vázquez-Cendón, 2015] VÁZQUEZ-CENDÓN, E. (2015). *Solving Hyperbolic Equations with Finite Volume Methods*.
- [Walling et Webb, 1982] WALLING, D. E. et WEBB, B. W. (1982). Sediment availability and the prediction of storm-period sediment yields. *Recent developments in the explanation and prediction of erosion and sediment yield*, 137:327–337.
- [Wang *et al.*, 2008] WANG, C., LI, S. et ESAKI, T. (2008). Gis-based two-dimensional numerical simulation of rainfall-induced debris flow. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 8:47–58.
- [Widen-Nilsson *et al.*, 2007] WIDEN-NILSSON, E., HALLDIN, S. et XU, C. Y. (2007). Global water-balance modelling with wasmod-m: Parameter estimation and regionalisation. *Journal of Hydrology*, 340(1-2):105–118.
- [Wigmosta *et al.*, 2002] WIGMOSTA, M. S., NIJSSEN, B., STORCK, P. et LETTENMAIER, D. P. (2002). *Mathematical models of small watershed hydrology and applications*, chapitre The distributed hydrology soil vegetation model, pages 7–42. Water Resources Publication.
- [Williams, 1989] WILLIAMS, G. P. (1989). Sediment concentration versus water discharge during single hydrologic events in rivers. *Journal of Hydrology*, 111(1-4):89–106.
- [Wu *et al.*, 2015] WU, H., JIANG, Y. et ZHANG, X. (2015). Flow models of fluidized granular masses with different basal resistance terms. *Geomechanics and Engineering*, 8(6):811–828.

- [Xia *et al.*, 2017] XIA, X., LIANG, Q., MING, X. et HOU, J. (2017). An efficient and stable hydrodynamic model with novel source term discretization schemes for overland flow and flood simulations. *Water Resources Research*, 53.
- [Xu, 2002] XU, K. (2002). A well-balanced gas-kinetic scheme for the shallow-water equations with source terms. *Journal of Computational Physics*, 178(2):533–562.
- [You, 2004] YOU, Z. J. (2004). The effect of suspended sediment concentration on the settling velocity of cohesive sediment in quiescent water. *Ocean Engineering*, 31:1955–1965.
- [Zanke, 1977] ZANKE, U. (1977). *Berechnung der sinkgeschwindigkeiten von sedimenten*. EV.
- [Özgen *et al.*, 2015] ÖZGEN, I., TEUBER, K., SIMONS, F., LIANG, D. et HINKELMANN, R. (2015). Upscaling the shallow water model with a novel roughness formulation. *Environ. Earth Sci.*, 74:7371–7386.
- [Zhang *et al.*, 2018] ZHANG, S., LIU, Y., ZHANG, J., LIU, Y. et WANG, Z. (2018). Theory and preliminary experimental verification of the directional difference of overland flow resistance in distributed hydrological models. *Water Science and Technology: Water Supply*, 18(6):2142–2150.
- [Zhang et Cundy, 1989] ZHANG, W. et CUNDY, T. W. (1989). Modeling of two-dimensional overland flow. *Water Resources Research*, 25(9):2019–2035.