

École polytechnique de Louvain

Application du concept de porosité pour la modélisation d'écoulements en milieu urbain

Auteur: **Constant CLIQUOT**

Promoteur: **Sandra SOARES-FRAZÃO**

Lecteurs: **Robin MEURICE, Hadrien RATTEZ**

Année académique 2021–2022

Master [120] : ingénieur civil des constructions

Remerciements

Je souhaite adresser mes sincères remerciements au Professeure Sandra Soares-Frazao pour m'avoir encadré lors de ce travail de recherche. Son grand intérêt pour mon travail, sa disponibilité ainsi que ses conseils avisés m'ont donné la motivation pour avancer.

Je voudrais également remercier Mr. Robin Meurice, pour son aide lors de la prise en main des logiciels et du programme de calcul.

Merci au Professeur Hadrien Rattez d'avoir accepté de lire et évaluer ce travail.

Enfin, merci à mes parents et à ma soeur pour leur soutien inconditionnel durant toute mes études et plus particulièrement pendant la réalisation de ce travail ainsi qu'à toutes les personnes m'ayant aidées.

Abstract

Plusieurs travaux ont déjà montré les avantages d'utiliser les modèles issus des *shallow-water equations* associées à la porosité pour effectuer des simulations d'écoulement d'eau en milieu urbain. Quelques améliorations sur ce modèle ont été effectuées dans des travaux précédents et sont reprises ici :

- Le champ de porosité Building Peak, permettant de reproduire par un champ de porosité variable l'emplacement des bâtiments composant la ville.
- Les coefficients de traînée, permettant d'ajouter des pertes de charge dans différentes directions.

Ces améliorations sont testées dans ce travail sur un canal de laboratoire dont on connaît les résultats expérimentaux, cela nous permet d'en étudier les limites. Ce travail valide le respect du principe de l'auto-similarité de l'écoulement sur les simulations utilisant le champ de porosité Building Peak. Puis nous sommes finalement parvenus à utiliser le champ de porosité Building Peak sur le cas réel de la ville de Besançon. Les résultats sont encourageants mais nécessitent encore quelques améliorations.

Table des matières

1	Introduction	3
1.1	Les inondations	3
1.2	La porosité	5
1.3	Objectifs de ce TFE	7
1.4	Feuille de route	8
2	Contextualisation	9
2.1	Les modèles à porosité	9
2.1.1	Vue d'ensemble des recherches	9
2.1.2	Le modèle <i>Single Porosity</i>	11
2.2	Recherches précédentes sur lesquelles s'appuie ce TFE	12
2.2.1	Le grand canal	13
	Les champs de porosité	13
	Les coefficients de traînée	15
2.2.2	Le canal limite	16
	Le canal limite	17
	L'auto-similarité	17
3	Tests sur le canal de laboratoire : Canal Limite	23
3.1	Présentation du canal limite	23
3.1.1	Simulation 2D détaillée	24
3.1.2	Présentation des résultats	25
	La hauteur d'eau	25
	Le champ de vitesse	28
	Le champ de débit	29
	L'auto-similarité	29
	Bilan	31
3.2	Champ de porosité : comparaison du champ Constant et du champ Building Peak	31
3.2.1	La hauteur d'eau	33
3.2.2	Le champ de débit	34
3.2.3	Le champ de vitesse	35
3.2.4	L'auto-similarité	36
3.2.5	Bilan	36
3.3	Coefficients de traînée	37
3.3.1	Tenseur de traînée nul	37

3.3.2	Étude des coefficients D_{xxxx} et D_{yyyy}	39
3.3.3	Étude des coefficients D_{xxyy} et D_{yyxx}	41
3.3.4	Tous les coefficients sont considérés	44
3.3.5	Bilan	45
3.4	Variation du raffinement du maillage	46
3.4.1	Maillage n°1 : raffinement fin	47
3.4.2	Maillage n°2 : raffinement moyen	47
3.4.3	Maillage n°3 : raffinement grossier	49
3.4.4	Maillage n°4 : raffinement très grossier	51
3.4.5	Bilan sur les différents raffinement de maillages	53
3.5	Conclusion	54
4	Inclusion de la topographie dans le logiciel de simulation	55
4.1	Problèmes de fond sec en pente au repos	55
4.2	Tests pour valider les modifications	58
4.2.1	Test 1 : pic non-submergé et porosité constante	59
4.2.2	Test 2 : pic non-submergé et porosité variable	59
4.2.3	Test 3 : pic submergé et porosité constante	60
4.2.4	Test 4 : pic submergé et porosité variable	60
5	Un cas réel : la ville de Besançon	62
5.1	Présentation de la ville	62
5.1.1	Géographie	62
5.1.2	La crue de 1910	63
5.2	Modélisation	64
5.2.1	Les conditions limites	65
5.2.2	Le maillage	66
5.2.3	Le champ de porosité	67
5.3	Résultats	68
5.4	Pistes d'amélioration	71
5.4.1	Les conditions limites	71
5.4.2	Le maillage	72
5.4.3	Le champ de porosité Building Peak	73
5.5	Bilan	74
6	Conclusion	75

Chapitre 1

Introduction

1.1 Les inondations

Pour introduire ce travail, nous allons d'abord prendre le temps de mesurer l'impact des inondations dans le monde. Cela nous permettra de pouvoir prendre conscience de l'importance d'une modélisation efficace pour l'anticipation et la connaissance des caractéristiques de celles-ci .

Les inondations sont des catastrophes naturelles à considérer, au vu des conséquences souvent dramatiques. La figure 1.1 fait le bilan des catastrophes naturelles ayant eu lieu en 2021. Comme on peut le voir, plus de 50 % des catastrophes naturelles mondiales sont des inondations. C'est par ailleurs la catastrophe naturelle la plus meurtrière tuant 4 134 personnes en 2021. Dans le monde, on dénombre 29,2 millions de personnes affectées par les inondations. D'un point de vu financier, cela représente la deuxième plus grosse perte économique après les tempêtes avec un coût de 74.4 milliards d'us\$.[CRE22]

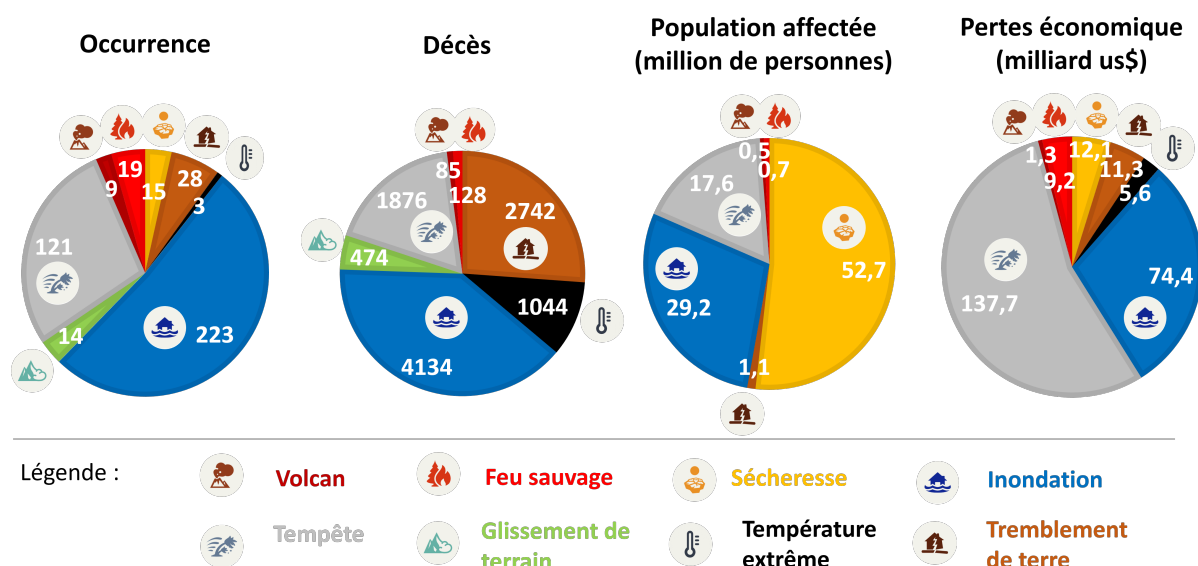


FIGURE 1.1 – Bilan des catastrophes naturelles pour l'année 2021 dans le monde. Source : [CRE22]

Au vu de ce bilan, il apparaît évident que, travailler à la prévision des inondations pour mieux les connaître et les prédire est quelque chose de primordial. Particulièrement en milieu urbain où vit la plus grande partie de la population mondiale. Soit le lieu où les dégâts peuvent être les plus importants tant en terme de vie humaine impactée qu'économique.

Exemples : les inondations de juillet 2021 en Wallonie.

Ce type de catastrophe peut également arriver près de chez nous. Prenons par exemple ce qui s'est passé en Belgique durant l'été 2021.



(a) vue depuis la ville. Source : [Sud21]

(b) vue aérienne. Source : [Pad21]

FIGURE 1.2 – Photos des inondations de juillet 2021 à Pepinster (province de Liège) en Belgique.

Du 14 au 15 juillet, des précipitations d'une intensité exceptionnelle sont survenues.[BL21] Dans certains endroits, il est tombé la quantité de pluies d'un mois en une nuit. Ces précipitations importantes ont fait sortir la Meuse de son lit avec des conséquences dramatiques. Les images reprises à la figure 1.2 montrent l'ampleur du phénomène. Deux mois après la catastrophe le bilan dressé est le suivant [RTB21] :

- 38 personnes décédées.
- 100 000 personnes touchées.
- 50 000 habitations sinistrées.
- 100 km^2 de zones inondées.
- 160 000 tonnes de déchets charriés par les eaux.

Les conséquences économiques sont plus difficiles à déterminer aujourd'hui, mais selon une ONG Britannique, le coût total de cette catastrophe représente une perte de 43 milliards d'us\$ pour la Belgique et ses pays voisins touchés par cette catastrophe. [AFP21]

D'un point de vue plus local, pour la seule ville de Liège, l'impact budgétaire est de 6,5 million d'euros. [Vil22]

Ce travail entre pleinement dans l'actualité. Pouvoir déterminer comment l'écoulement de l'eau se comporte dans un milieu urbain est un réel atout en terme d'anticipation des catastrophes naturelles impliquant l'eau.

1.2 La porosité

Après avoir présenté les risques liés aux inondations et l'importance de pouvoir modéliser celles-ci afin de mieux les prévoir et protéger les populations, nous allons définir les autres termes repris dans le titre de ce travail : introduisons le principe de la porosité.

Définition - Commençons par un peu de géologie pour définir la porosité.

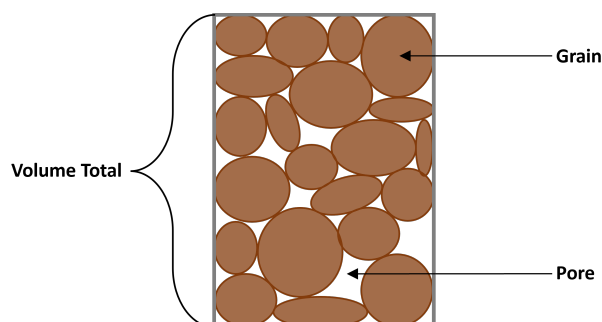


FIGURE 1.3 – Porosité : sol.

Le concept de porosité est principalement utilisé dans l'étude des sols. La porosité est l'ensemble des vides (pores) d'un matériau solide, ces vides sont remplis de fluides comme par exemple de l'eau. C'est ce qui est représenté schématiquement à la figure 1.3. Pour caractériser cette porosité nous utilisons la formule suivante :

$$\phi = \frac{V_{pores}}{V_{total}} \quad (1.1)$$

Adaptons maintenant ce concept au cas d'un milieu urbain.

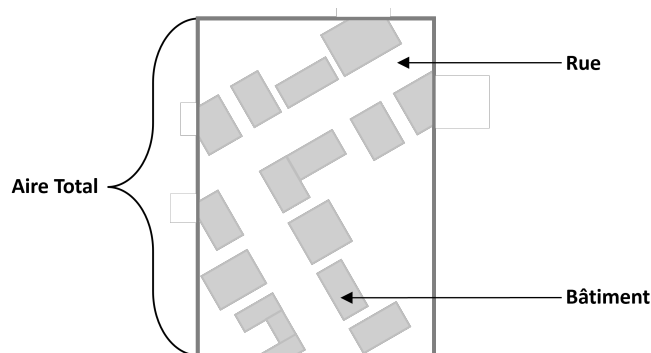


FIGURE 1.4 – Porosité : ville.

Nous pouvons faire l'analogie avec le cas d'une ville où les grains représentent le bâti qui obstruent le passage de l'eau et les pores représentent les rues où l'eau peut s'infiltrer librement. On peut donc adapter l'équation 1.1 pour déterminer la porosité d'une ville [LS17] :

$$\phi = \frac{A_{0,f}}{A_0} \quad (1.2)$$

De façon plus pratique, on attribue une valeur de porosité pour chaque cellule du maillage ϕ comprise entre 0 et 1. Cette valeur est la moyenne de la porosité reprise sur la cellule qui tend vers 1 si c'est une zone qui a plutôt tendance à être une rue et laisser passer l'eau ou qui tend vers 0 si à l'inverse plutôt un bâtiment qui obstrue le passage de l'eau.

Dans le cadre des propriétés de la porosité d'une ville, ce que nous venons de calculer à l'équation 1.2 est ce que l'on appelle la porosité de stockage. Un second type de porosité est également utilisé, la porosité de transport : ϕ_x et ϕ_y . Cette porosité représente la capacité qu'a un écoulement de se propager respectivement dans la direction x et y .

Le but - réduire le temps de calcul tout en limitant la perte de précision.

Des méthodes comme le calcul parallèle ne sont pas réellement efficaces pour réduire le temps de calcul. Car malgré la parallélisation, pour être stable, le logiciel de calcul s'adapte aux plus petits pas de temps qui dépend directement de la taille des cellules. Avec un maillage plus grossier le temps de calcul est plus faible.

L'intérêt de cette méthode est de pouvoir intégrer au maillage l'emprunte des bâtiments et ne plus tracer leurs contours. Cette astuce permet de produire des maillages plus grossiers comme le montre l'exemple donné à la figure 1.5. L'attention de cette image est portée sur une rue et 4 bâtiments. On observe que pour une même ville, le nombre de cellules est moins important que pour la ville dessinée avec tous les détails grâce à l'inclusion de la porosité dans le maillage.

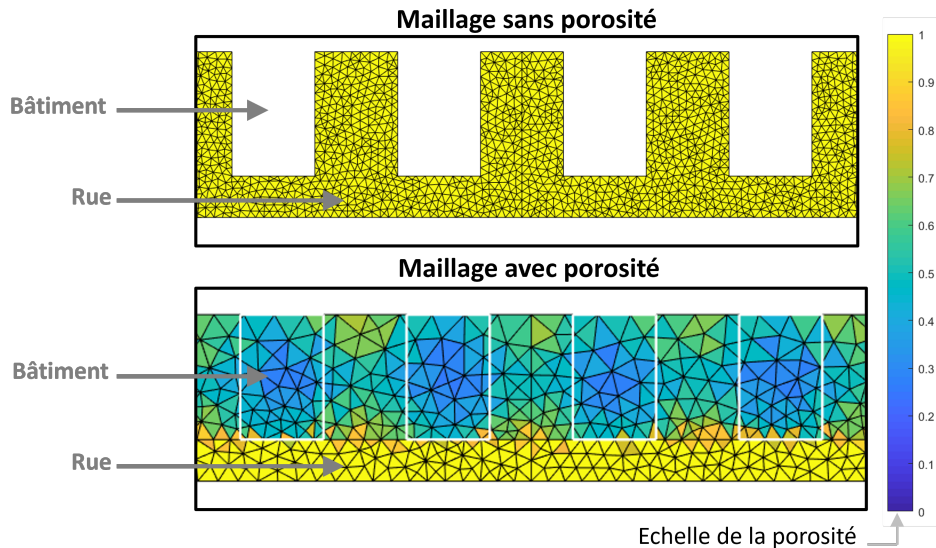


FIGURE 1.5 – Comparaison d’un maillage reprenant les détails d’une rue à un maillage incluant la porosité.

1.3 Objectifs de ce TFE

Dans ce travail nous allons étudier le champs de porosité intitulé Building Peak. Il a été développé dans le cadre d’un TFE précédent : « Application Du Concept de Porosité Pour La Modélisation d’écoulements En Milieu Urbain » de LINKENS et SNAPS [LS17].

Le but est de tester ce champ de porosité afin de voir ce qu’il apporte et quelles sont ses limites. Pour cela, nous allons le tester sur un canal aux conditions plus extrêmes, avec différentes tailles de maillage et différents coefficients de traînée, ce sont des paramètres qui influencent les pertes de charge. En plus de comparer les résultats aux données expérimentales nous allons voir si les simulations respectent le principe d’auto-similarité.

La finalité de ces tests est de pouvoir appliquer le modèle Building Peak par la suite sur un cas réel de la ville de Besançon et plus particulièrement la crue de 1910 qui a touché la ville.

Les simulations numériques faites dans ce TFE sont réalisées à partir d’un code de calcul écrit en C++ : SVP2D. Il a été écrit dans le cadre d’une thèse de doctorat : « Macroscopic modeling of urban flood by a porosity approach » de VELICKOVIC. [Vel12]

Dans ce travail , il s’agit de répondre aux questions suivantes :

- Dans quelle limite le champ de porosité Building Peak permet-il de représenter l’écoulement en milieu urbain ?
- Le champ de porosité Building Peak respecte-il l’auto-similarité de l’écoulement ?

- Dans quelle limite peut on adapter le modèle poreux et plus particulièrement le champ de porosité Building Peak à un cas réel comme la ville de Besançon ?

1.4 Feuille de route

Dans cette partie nous allons rassembler les différents points qui seront abordés dans ce travail. La structure s'organise selon les chapitres suivants :

Chapitre 2 : *Contextualisation*

Dans ce chapitre, nous allons poser les différents concepts théoriques qui seront utilisés dans ce travail. Ainsi qu'un état de l'art des différents modèles de simulation utilisant la porosité et plus particulièrement les travaux qui forment le départ de ce travail : le TFE « Application Du Concept de Porosité Pour La Modélisation d'écoulements En Milieu Urbain » de LINKENS et SNAPS [LS17] et l'article « Porosity Models for Large-Scale Urban Flood Modelling » de GUINOT, DELENNE et SOARES-FRAZAO [[GDS]].

Chapitre 3 : *Tests sur le canal de laboratoire : Canal limite*

Ce chapitre permet de mettre les différents tests effectués en perspective pour valider le modèle de porosité Building Peak. Nous allons tester ce champ de porosité Building Peak, différentes valeurs pour le tenseur de traînée et finalement la taille du maillage. Ces tests sont effectués sur un canal limite pour lequel nous possédons des données expérimentales.

Chapitre 4 : *Inclusion de la topographie dans le logiciel de simulation*

Dans ce chapitre nous allons mettre en avant un défaut du code SVP2D qui a été mis en lumière lors de la réalisation de ce TFE : une mauvaise gestion des fonds secs en pente lorsque l'eau est au repos. Nous allons poser ce problème théoriquement, le résoudre puis montrer à l'aide de tests sur un canal fictif que celui-ci a été résolu correctement.

Chapitre 5 : *Un cas réel : la ville de Besançon*

Ce chapitre permet d'appliquer les concepts vérifiés aux travers de cas en laboratoire sur le terrain dans le cadre d'un cas réel. Nous allons dans un premier temps présenter la ville de Besançon et plus précisément comment nous avons modélisé celle-ci. Puis nous présenterons les résultats des simulations pour en tirer les limites et établir des pistes d'améliorations.

Chapitre 6 : *Conclusion*

Cette dernière partie sera l'occasion de retracer le chemin parcouru et faire l'état des perspectives à poursuivre.

Chapitre 2

Contextualisation

2.1 Les modèles à porosité

2.1.1 Vue d'ensemble des recherches

L'utilisation de la porosité afin de pouvoir modéliser des écoulements d'eau en milieu urbain est très actuelle et beaucoup de recherches sur le sujet sont en cours actuellement. De nombreuses avancées ont par ailleurs déjà été faites et particulièrement au cours de ces 20 dernières années comme l'illustre la figure 2.1.1 qui reprend le nombre d'articles par année cités dans l'article *review* : « Porosity Models for Large-Scale Urban Flood Modelling » publié en 2021. [Dew+21]

Il existe une multitude de modèles incluant la porosité, mais ils sont différents : que ce soit mathématiquement ou numériquement. Dans cette partie inspirée de l'article *review* [Dew+21] évoqué précédemment, nous allons y parcourir les différents modèles utilisant le concept de la porosité afin de pouvoir placer le modèle développé dans ce travail par rapport aux recherches en cours.

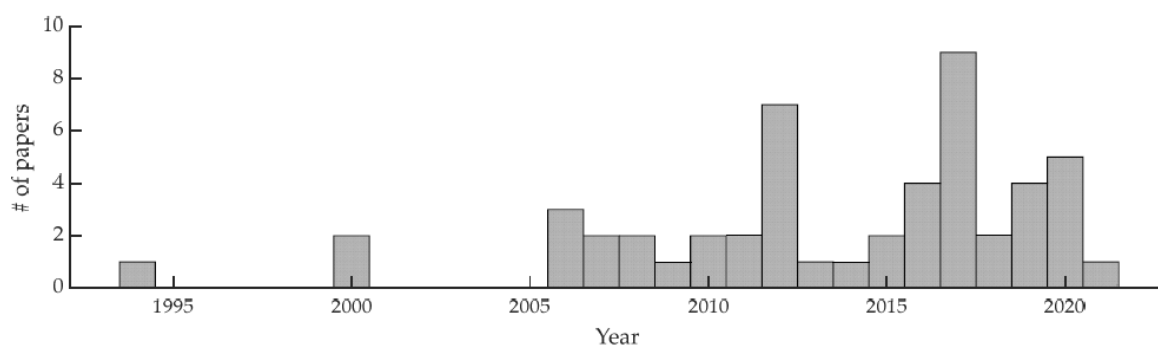


FIGURE 2.1 – Nombre d'articles cités dans l'article *Review* sorti en 01/2021 par année. Source : [Dew+21]

Les premiers modèles à porosité ont été développés par Delfina et al. (1994), ils ont par la suite été améliorés par Delfina (2000) et Bates (2000). Ces modèles ne sont pas encore utilisés dans le cadre d'écoulements en milieux urbains. La porosité incluse dans ce premier

modèle dépend de la hauteur d'eau, il permet de modéliser les fronts de mouillage et de séchage.

Dans cette première sous-partie, nous allons passer en revue les modèles utilisant le volume élémentaire représentatif. En d'autres mots, le plus petit volume de contrôle pour lequel les propriétés statistiques du milieu poreux deviennent indépendantes de la taille de ce volume de contrôle.

Single Porosity - Développé par Guinot et Soares-Frasão (2006), l'avantage de ce modèle est qu'il peut être utilisé pour représenter l'effet des bâtiments d'une ville. On considère donc que la porosité est indépendante de la hauteur d'eau. Dans ce modèle, on assume que la porosité de transport et de stockage sont égales, d'où le nom du modèle *single porosity*. Généralement, dans le cadre de ce modèle on utilise un champ de porosité uniforme, ce qui rend le modèle isotrope et ne permet pas de reproduire fidèlement la direction des flux au sein de la ville. Le problème du modèle *single porosity* est donc qu'il ne permet pas de représenter la directionnalité des flux.

Un premier ajout à ce modèle effectué par Velickovic et al. (2017) est l'ajout des pertes de charge dues à la présence d'obstacles que sont les bâtiments au travers d'un tenseur de traînée. Initialement, le modèle *single porosity* inclut dans ses pertes de charge : les frottements liés au fond et aux parois latérales de l'écoulement ainsi que les pertes de charges générées par les obstacles faisant obstruction à l'écoulement. Ces pertes de charge ne sont pas résolues explicitement et restent isotropiques. L'ajout à ce modèle du tenseur de traînée dépendant de la direction du flux au terme source permet donc d'ajouter de l'anisotropie à ce modèle.

Multiple Porosity - Indépendamment de cette amélioration, Guinot (2012) ajoute de l'anisotropie en décomposant le modèle en plusieurs régions : obstacles, régions d'eau stagnante, régions d'écoulement 2D isotrope, plusieurs régions caractérisées par un écoulement 1D anisotrope et des interconnexions entre les régions d'écoulement 1D anisotrope. Des coefficients d'échange de flux sont calibrés pour permettre aux différentes régions des échanges de masses et de quantités de mouvement dépendant de la hauteur d'eau. Ce modèle est le modèle *multiple porosity*.

Dans cette seconde sous-partie, nous allons étudier les modèles utilisant la porosité dérivée depuis les paramètres géométriques locaux. L'idée est désormais d'abandonner ce volume représentatif élémentaire et d'utiliser les équations sous leur forme intégrale sur un volume de contrôle et d'ainsi dépasser les limites théoriques pour pouvoir reproduire les effets directionnels de l'écoulement.

Integral Porosity - Sanders et al. (2008) utilisent le théorème de transport de Reynolds pour développer les équations de ce modèle. Le premier modèle utilisant ce principe est le modèle *integral porosity*. Dans celui-ci les porosités de stockage et de transport sont différentes. La porosité de stockage est déterminée de façon similaire au modèle *single porosity*. La porosité de transport, quant à elle, représente la propension qu'à la frontière d'une cellule de calcul à permettre le passage de l'écoulement. Contrairement aux modèles

précédents, les porosités sont déterminées plus localement au niveau de chaque cellule de calcul, ce qui permet de prendre en compte l'anisotropie d'une ville.

Cependant, ce modèle présente un défaut : la célérité des ondes générées par ce modèle ne correspond pas à celles calculées par la méthode standard à l'aide des *shallow-water equations*. En effet, il apparaît que dans certains cas les résultats sont physiquement impossibles.

Dual Integral Porosity - Guinot et al. (2017) ont développé ce modèle en prolongement du modèle *Integral Porosity* avec des améliorations qui visent à corriger les divergences entre la célérité des vagues obtenues à partir du modèle *Integral Porosity* et des calculs plus raffinés fondés sur les *Shallow-water equations*. En effet, le modèle *Dual Integral Porosity* est dérivé d'un volume de contrôle arbitraire et les variables sont définies séparément en fonction qu'elles soient liées à un volume de contrôle ou à une frontière. A cela s'ajoute un mécanisme de dissipation qui prend en compte les ondes positives et par ailleurs, une force de traînée anisotrope est développée, ce qui permet également de rendre le modèle plus précis.

Afin d'améliorer ce modèle et particulièrement pour réduire la sensibilité liée au design du maillage, des recherches ont été menées par Viero (2019). Ces dernières ont abouti à un changement de la méthode de calcul de la porosité de transport : calcul à chaque cellule du maillage le long de chaque direction orthogonal.

Poursuivant le même objectif, Ferrari et al. (2019) ont quant à eux décidé de considérer une porosité unique pour les flux et une porosité de transport pour la résistance à l'écoulement.

Binary Single Porosity - Les plus récentes recherches abouties dans ce domaine ont été étudiées par Varra et al. (2020) qui ont développé le modèle *binary single porosity*. Ce modèle reprend les formulations mathématiques du modèle *single porosity* avec la porosité qui est remplacée par un indicateur binaire : 1 si l'espace est libre et 0 en cas d'obstacle.

2.1.2 Le modèle *Single Porosity*

Dans le cadre de ce travail de fin d'étude, nous allons utiliser le modèle *Single Porosity*.

La première raison de ce choix est l'envie de conserver un modèle simple et facile d'utilisation. La seconde raison est qu'avec le principe d'une porosité unique, la porosité est plus évidente à calculer. En effet, il n'y a pas de porosité de transport à déterminer, c'est donc plus facile pour adapter le modèle pour différentes villes. De ce fait :

$$\phi = \phi_s = \phi_x = \phi_y \quad (2.1)$$

Établissons les équations qui régissent ce modèle : les *Shallow-Water Equations* sous leurs formes conservatives auxquelles on a ajouté le paramètre de porosité ϕ . [Soa+18]

$$\frac{\delta U}{\delta t} + \frac{\delta F(U)}{\delta x} + \frac{\delta G(U)}{\delta y} = S(U) \quad (2.2)$$

$$U = \begin{pmatrix} \phi h \\ \phi u h \\ \phi v h \end{pmatrix}; F(U) = \begin{pmatrix} \phi h u \\ \phi h u^2 + \phi_x \frac{gh^2}{2} \\ \phi h u v \end{pmatrix}; G(U) = \begin{pmatrix} \phi h v \\ \phi h v u \\ \phi h v^2 + \phi_y \frac{gh^2}{2} \end{pmatrix} \quad (2.3)$$

$$S(U) = \begin{pmatrix} 0 \\ g\phi h(S_{0,x} - S_{f,x} - S_{l,x}) + g\frac{h^2}{2} \frac{\delta\phi}{\delta x} \\ g\phi h(S_{0,y} - S_{f,y} - S_{l,y}) + g\frac{h^2}{2} \frac{\delta\phi}{\delta y} \end{pmatrix} \quad (2.4)$$

On voit que la porosité intervient souvent dans les termes de l'équation 2.2. Nous allons décortiquer ces différents termes :

- U est le vecteur d'état comprenant les inconnues : la hauteur h et les vitesses u et v respectivement dans la direction x et y .
- F et G sont les vecteurs de flux.
- S est le terme source, il comprend par ailleurs un terme important à propos de la porosité : $\frac{\delta\phi}{\delta x, y}$. Nous l'étudierons plus précisément dans la prochaine partie de ce travail. 2.2.1.

En-dehors de la porosité, le terme source 2.4 comprend plusieurs éléments qu'il convient de préciser :

- S_0 est le terme prenant en compte la pente du fond en x et y .
- S_f est le terme source de la friction calculer à partir de la formule de Manning.
- S_l est le terme source qui permet d'introduire les coefficients de traînée qui sera traité dans la prochaine partie 2.2.1.

2.2 Recherches précédentes sur lesquelles s'appuie ce TFE

Ce TFE s'inscrit dans la lignée de la thèse de doctorat de VELICKOVIC [Vel12] et du travail de fin d'étude de LINKENS et SNAPS [LS17]. Ces travaux ont pu améliorer l'assignation de la porosité dans les maillages, ils ont également pu étudier l'impact du coefficient de traînée. Puis finalement nous allons présenter le principe de l'auto-similarité.

2.2.1 Le grand canal

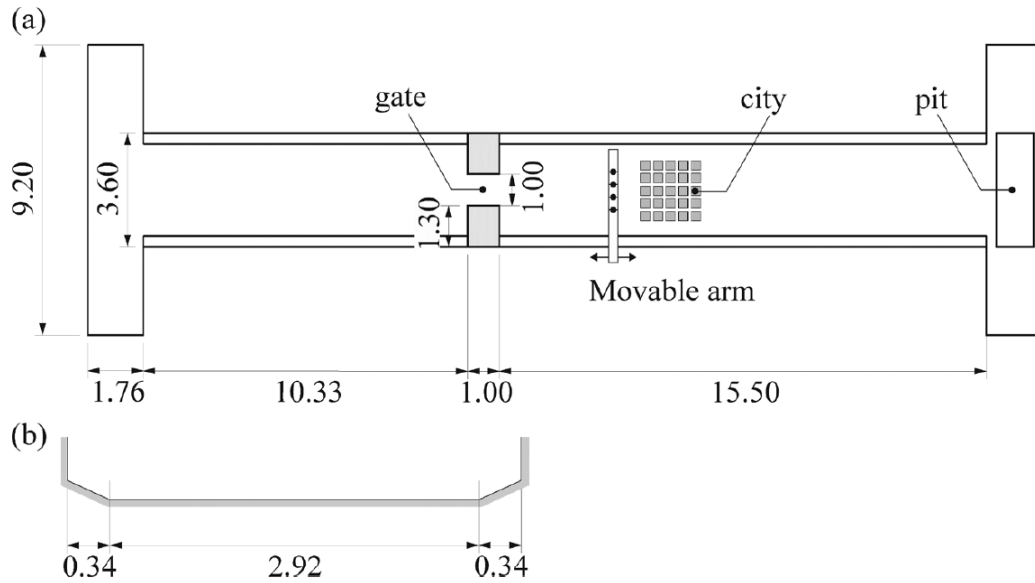


FIGURE 2.2 – Plan du Grand Canal. Source : [LS17]

Ce canal réduit utilisé en laboratoire est nommé le grand canal. Il permet de reproduire un écoulement au sein d'une ville périodique. Il a été utilisé par VELICKOVIC [Vel12] afin de valider les modèles de champ de porosité et de travailler à affiner les valeurs du tenseur de traînée. La porosité de la ville a été calculée et sa valeur est de $\phi = 0,4375$

Les champs de porosité

Pour inclure la porosité dans un maillage, il est nécessaire de créer un champ de porosité ce qui permet d'attribuer pour chaque cellule du maillage une porosité qui lui est propre.

La solution évidente et la plus simple consiste à attribuer une porosité égale à l'ensemble d'une ville ou d'un quartier. C'est le champ de porosité **Constant**, il est représenté sur l'image de gauche de la figure 2.4. Il n'y a pas de variation de la porosité dans la ville liée à l'alternance de rues et de bâtiments. Malheureusement, ce champ de porosité ne permet pas de prendre en compte le terme $\frac{\delta\phi}{\delta x,y}$ présent dans le terme source à l'équation 2.4 à l'intérieur de la ville, mais uniquement à sa frontière (quand il y a un changement de porosité). En effet, ce terme est nul lorsque la porosité est constante, c'est pourquoi LINKENS et SNAPS [LS17] ont développés un champ de porosité non-constant : **Building Peaks**.

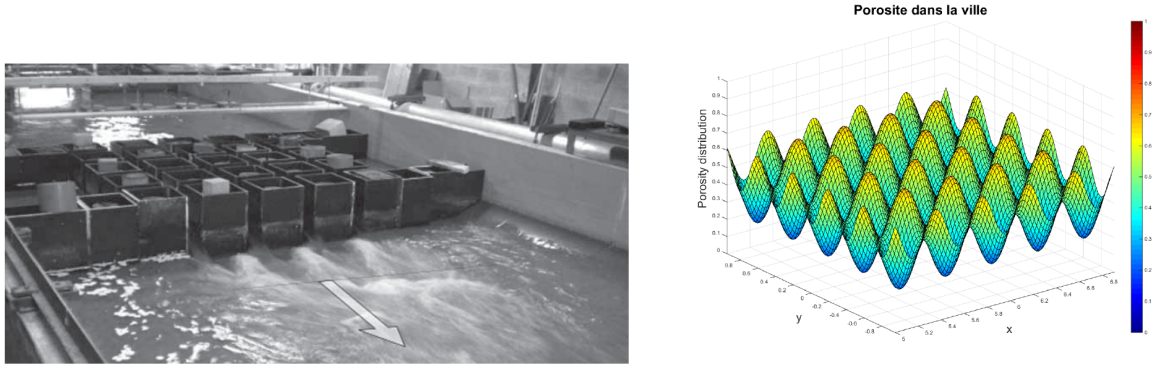


FIGURE 2.3 – *Building Peak*. Source : [LS17]

Le champ de porosité **Building Peaks** consiste en une combinaison de sinusoïde qui oscillent autour de la porosité de stockage calculée toujours avec la même équation 1.2. Cela permet de faire coïncider les pics de porosité au niveau des rues et les creux au niveau des bâtiments. Ce schéma fonctionne sur des villes périodiques comme on peut le voir sur la figure 2.3, on voit bien que les pics jaunes (porosité qui tend vers 1) correspondent aux carrefours des rues et les creux bleus (porosité qui tend vers 0) correspondent aux bâtiments.

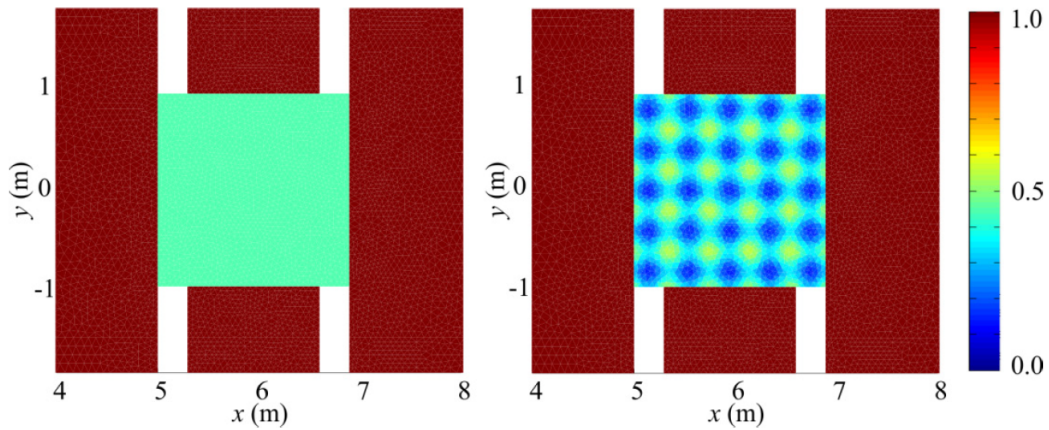


FIGURE 2.4 – *Distribution de la porosité*. source [Soa+18]

Cette méthode a été développée sur le grand canal et elle a fait ses preuves comme on peut le voir à la figure 2.5. Ce graphe reprend la hauteur d'eau d'une des rues du grand canal. Les résultats repris sont les données expérimentales et les simulations issues d'un champ de porosité **Constant** et **Building Peak** (variable). Comparons ces résultats :

- Champ **Constant** : on observe une chute de la hauteur d'eau à l'entrée de la ville ($x = 5$), mais une fois entré la hauteur reste constante et ne subit pas de variation liée aux rétrécissements et aux agrandissements consécutifs créés par l'architecture de la ville comme on peut le voir sur les résultats expérimentaux.

- Champ **Building Peak** : on observe que ce champ à porosité variable reproduit les oscillations liées à l'alternance des rues et des bâtiments que n'arrive pas à reproduire un champ de porosité restant constant.

Ces résultats sont une confirmation que le champ de porosité **Building peak** améliore la prise en compte des pertes de charge dans un écoulement. C'est par ailleurs la conclusion de l'article qui a conceptualisé ce champ de porosité.

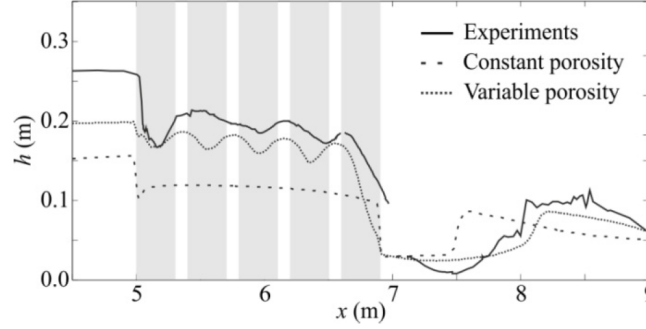


FIGURE 2.5 – Influence du champs de porosité. Source : [Soa+18]

Les coefficients de traînée

Comme on l'a vu précédemment le terme source S_l de l'équation 2.4 prend en compte les pertes de charge dépendantes du tenseur de traînée étudié dans cette partie. Sa forme générale prend la forme suivante, avec V le vecteur vitesse et C_D les coefficients de traînée.[LS17]

$$S_l = a_{pdc} \frac{\|V\|}{2g} (C_D \cdot V) \quad (2.5)$$

Le coefficient a_{pdc} est un coefficient empirique qui permet d'amplifier le rôle de ce tenseur de traînée.

$$a_{pdc} = 5|\sin(2\theta)| + 1 \quad (2.6)$$

Où θ se calcule comme ce qui suit :

$$\theta = \beta - \arctan\left(\frac{V_x}{V_y}\right) \quad (2.7)$$

dans le reste de ce travail, nous travaillerons avec des villes non inclinées de telle sorte que l'angle des villes $\beta = 0$. (Il représente l'angle entre la ville et le flux d'eau.)

Revenons maintenant à la matrice C_D comprenant les tenseurs de traînée. Nous allons d'abord poser ce tenseur dans son intégralité.

$$\left[\begin{pmatrix} D_{xxxx} & D_{xxxy} \\ D_{xxyx} & D_{xxyy} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} D_{xyxx} & D_{xyxy} \\ D_{xyyx} & D_{xyyy} \end{pmatrix} \right] \quad (2.8)$$

Le code de calcul utilise uniquement la partie supérieure de cette matrice de telle sorte que la matrice des coefficients de traînée prend la forme d'une matrice 3X3.

$$D = \begin{bmatrix} D_{xxxx} & D_{xxxy} & D_{xxyy} \\ D_{xyxx} & D_{xyxy} & D_{xyyy} \\ D_{yyxx} & D_{yyxy} & D_{yyyy} \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

Les valeurs des coefficients optimaux indiquées dans l'équation 2.10 sont déterminées de façon semi-empirique. Les coefficients optimaux sont déterminés en fonction de l'architecture de la ville pour les coefficients D_{xxxx} et D_{yyyy} , soit plus précisément les rapports entre les largeurs des rues. Les autres coefficients ne dépendent pas de la ville et ils sont tous nuls à l'exception de D_{xxyy} et D_{yyxx} qui valent 30. La matrice optimale des coefficients de traînée est reprise à la formule suivante.

$$D = \begin{bmatrix} 10 \frac{dx_{rue}}{dy_{rue}} & 0 & 30 \\ 0 & 0 & 0 \\ 30 & 0 & 10 \frac{dy_{rue}}{dx_{rue}} \end{bmatrix} \quad (2.10)$$

Détaillons maintenant l'équation 2.5 dans toutes les directions, cela nous permettra d'étudier chaque coefficient plus facilement. D'abord les pertes de charge en x puis en y respectivement.

$$\begin{aligned} \Delta H_x = \frac{\phi a_{pdc}}{2gV} [& V_x (D_{xxxx} V_x V_x + D_{xxxy} V_x V_y + D_{xxyy} V_y V_y) \\ & + V_y (D_{xyxx} V_x V_x + D_{xyxy} V_x V_y + D_{xyyy} V_y V_y)] \end{aligned} \quad (2.11)$$

$$\begin{aligned} \Delta H_y = \frac{\phi a_{pdc}}{2gV} [& V_x (D_{xyxx} V_x V_x + D_{xyxy} V_x V_y + D_{xyyy} V_y V_y) \\ & + V_y (D_{yyxx} V_x V_x + D_{yyxy} V_x V_y + D_{yyyy} V_y V_y)] \end{aligned} \quad (2.12)$$

2.2.2 Le canal limite

Cette partie du travail s'inscrit également dans le prolongement d'un article « Porosity Models for Large-Scale Urban Flood Modelling » [GDS] visant à montrer que le principe de l'auto-similarité est respecté sur des simulations utilisant la porosité. C'est d'ailleurs ce canal qui sera principalement utilisé dans ce mémoire afin d'y réaliser différents tests pour y vérifier les limites du modèle.

Le canal limite

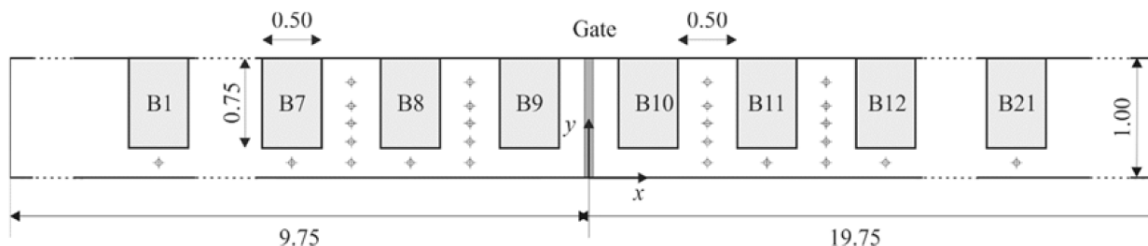


FIGURE 2.6 – Plan du Canal Limite. Source : [GDS]

Ce canal réduit reconstitué en laboratoire représente la bordure d'une ville composée de 21 bâtiments alignés. Sa longueur est de 29,5 m pour une largeur de 1m, son lit est horizontal et le coefficient de Manning est estimé à $n = 0,011 \text{ sm}^{-\frac{1}{3}}$. Les bâtiments sont placés de telle façon que le $\frac{3}{4}$ du canal est obstrué. La position des blocs modélisant les bâtiments est reprise sur le plan à la figure 2.6, ils sont positionnés de façon périodique. La matière utilisée pour les blocs est lisse de telle sorte que cela n'ajoute pas de friction supplémentaire.

Ce canal modélise une rupture de barrage, ce barrage est représenté par une porte en laboratoire se situant entre les bâtiments 9 et 10. Dans la partie amont, il y a une hauteur d'eau initiale $h_0 = 0,35\text{m}$. En aval du canal, il reste toujours un résidu d'eau d'une hauteur $h_0 = 0,007\text{m}$.

Les mesures sur les expériences sont récoltées à l'aide de capteur représentés par des petits losanges gris sur le plan du canal 2.6. Ceux-ci prennent comme information la hauteur d'eau toutes les secondes.

Le but de cette expérience en laboratoire est d'étudier la façon dont l'écoulement se déroule suite à la rupture du barrage. Cela nous permettra de comparer l'écoulement mesuré en laboratoire à des simulations faites sur ordinateur et ainsi pouvoir valider les différents modèles testés. Une des vérification que nous allons faire sur les simulations est de tester si les modèles respectent l'auto-similarité. Ce concept est détaillé dans la section suivante 2.2.2.

L'auto-similarité

Dans cette partie, nous allons étudier le concept de l'auto-similarité. Pour cela, nous allons partir de l'équation de la surface libre de l'écoulement suite à la rupture d'un barrage en 1D. Une fois ces équations développées nous pourrons mettre en avant le concept de l'auto-similarité.[Soa22]

Lors d'une rupture de barrage, une onde négative déferle vers l'aval, celle-ci se caractérise par un étalement de la surface libre, comme on le voit à la figure 2.7. On sélectionne un endroit avec une hauteur d'eau h et on discrétise avec une différence de hauteur dh l'étalement de la surface de l'eau comme on peut le voir sur la partie droite de la figure

2.7. Cela nous permet d'établir un volume de contrôle autour d'une onde élémentaire. A cet endroit, l'onde se déplace à une vitesse a .

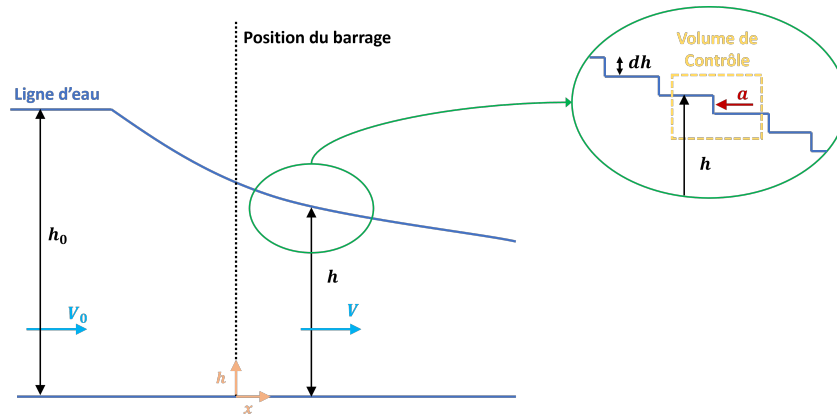


FIGURE 2.7 – Rupture de barrage : discrétisations de l'onde négative

Afin d'établir les équations, nous prenons les quatre hypothèses suivantes :

- L'écoulement s'effectue sans frottement.
- Les filets fluides sont parallèles.
- La pente de fond est horizontale.
- La section est considérée comme un rectangle d'une largeur unitaire.

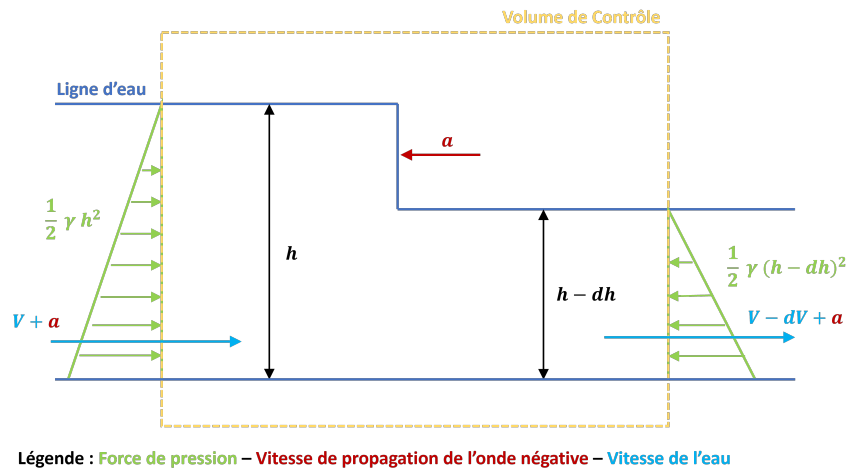


FIGURE 2.8 – Volume de contrôle

La figure 2.8 représente les forces en action dans le volume de contrôle autour de la discontinuité. Pour rappel, l'onde de la discontinuité à une vitesse a et le volume de contrôle suit l'onde à la même vitesse. C'est pourquoi on additionne a aux vitesses de l'écoulement.

Maintenant que les différentes forces entrant en jeu ont été établies nous pouvons écrire dans un premier temps l'**équation de continuité** :

$$\begin{aligned}(V + a)h &= (V - dV + a)(h - dh) \\ Vh + ah &= Vh - dVh + ah - dhV + dVdh - adh\end{aligned}\tag{2.13}$$

Certains termes s'annulent entre eux et l'infiniment petit du second ordre est négligé par rapport aux termes du 1er ordre, ce qui nous permet d'établir l'équation de continuité sous sa forme finale.

$$\frac{dV}{dh} = \frac{(-a - V)}{h}\tag{2.14}$$

Dans le même volume de contrôle passons désormais à l'**équation de quantité de mouvement**, dont la forme générale est la suivante.

$$\sum \vec{F} \Delta t = \Delta(m \vec{V})\tag{2.15}$$

Développons le terme de gauche de l'équation générale de la quantité de mouvement 2.15. Selon les hypothèses établies qui indiquent une absence de frottement et un fond horizontal, la seule force à prendre en compte dans ce volume de contrôle est la force de pression reprise en vert dans la figure 2.8

$$F_p = \frac{1}{2}\gamma h^2 - \frac{1}{2}\gamma(h - dh)^2 = \frac{1}{2}\gamma(h^2 - h^2 + 2hdh - dh^2)\tag{2.16}$$

Nous négligeons à nouveau l'infiniment petit du second ordre par rapport à celui du 1er ordre, ce qui nous permet d'obtenir la somme des forces du volume de contrôle.

$$F_p = \gamma h dh\tag{2.17}$$

Nous allons développer le terme de droite de l'équation générale de la quantité de mouvement 2.15 : la variation des quantités de mouvement. Pour cela, on soustrait à la quantité de mouvement sortant du volume de contrôle celle entrant. Afin de simplifier la forme de l'équation, nous utilisons l'équation de continuité 2.13 sous sa première forme.

$$\begin{aligned}\Delta(m \vec{V}) &= \rho(h - dh)(V - dV + a)\Delta t(V - dV + a) - \rho h(V + a)\Delta t(V + a) \\ &= -\rho h \Delta t(V + a)dh\end{aligned}\tag{2.18}$$

Maintenant, que nous avons développé tous les termes de l'équation générale de la quantité de mouvement 2.15, nous pouvons les remplacer par leur forme simplifiée correspondante : les équations 2.17 et 2.18. Afin de simplifier son écriture, n'oublions pas que $\gamma = \rho g$. Nous obtenons donc la forme finale de l'équation de la quantité de mouvement concernant notre volume de contrôle.

$$\frac{dV}{dh} = -\frac{g}{(V + a)}\tag{2.19}$$

Il est désormais possible de déterminer la vitesse de l'onde a . Il suffit de combiner l'équation de continuité 2.14 et celle de la quantité de mouvement 2.19.

$$a = -V \pm \sqrt{gh} \quad (2.20)$$

Cette expression de la vitesse de l'onde négative montre bien que celle-ci s'étale. En effet, plus h est grand plus la vitesse est élevée. En d'autres termes, la tête de la discontinuité a une vitesse plus élevée que son pied d'où cet effet d'onde qui s'étale.

Il reste cependant une inconnue à cette équation : la vitesse de l'écoulement V , que nous allons déterminer maintenant. Prenons tout d'abord l'équation finale de quantité de mouvement 2.19 à laquelle nous remplaçons la vitesse de l'onde par sa propre équation 2.20.

$$\begin{aligned} \frac{dV}{dh} &= -\frac{-V \pm \sqrt{gh} + V}{h} \\ &= \pm \sqrt{\frac{g}{h}} \end{aligned} \quad (2.21)$$

On peut maintenant intégrer la vitesse V en fonction de la hauteur h à partir de l'équation 2.21 qui a été établi ci-dessus. On y ajoute une constante que l'on nomme Cst .

$$V = \pm 2\sqrt{\frac{g}{h}} + Cst \quad (2.22)$$

Déterminons la constante, pour cela remplaçons dans l'équation 2.22 les variables h et V par leur valeur aux temps t_0 et t indiquées à la figure 2.7. Étant donné le sens du repère et de l'écoulement, les vitesses sont positives et n'oublions pas que dans le cadre d'une rupture de barrage, la vitesse initiale en t_0 est nulle.

$$\begin{aligned} \text{en } t_0 &\longrightarrow V_0 = 0 = 2\sqrt{gh_0} + Cst \\ \text{en } t &\longrightarrow V = 2\sqrt{gh} + Cst \end{aligned} \quad (2.23)$$

En soustrayant les 2 équations 2.23 cela nous permet dans un premier temps de faire disparaître la constante Cst et d'obtenir l'expression de la vitesse.

$$V = -2\left(\sqrt{gh_0} - \sqrt{gh}\right) \quad (2.24)$$

En incluant l'expression 2.24 de la vitesse de l'écoulement V dans celle 2.20 de la vitesse de l'onde a , on obtient la forme finale pour a .

$$a = -3\sqrt{gh} + 2\sqrt{gh_0} \quad (2.25)$$

Passons maintenant à la description de la surface libre à partir des équations que nous venons d'établir. Nous souhaitons obtenir la relation entre la position x et la hauteur h pour tout temps t . Nous savons que la position d'une onde négative s'exprime avec cette expression-ci : $x = at$. Remplaçons a par l'équation 2.25.

$$x = \left(-3\sqrt{gh} + 2\sqrt{gh_0}\right)t \quad (2.26)$$

En réorganisant les termes de l'équation 2.26 ci-dessus, nous pouvons obtenir la hauteur h en fonction de x , ce qui permet de représenter plus simplement la forme de la surface libre.

$$h = \frac{1}{9g} \left(\frac{x}{t} - 2\sqrt{gh_0} \right)^2 \quad (2.27)$$

Pour un h_0 donné, on peut donc représenter la surface libre à différents temps. Nous pouvons noter un point spécial en $x = 0$:

$$h = \frac{4}{9}h_0 \quad (2.28)$$

En effet, à cet endroit, la hauteur est une constante. La figure 2.9 montre l'évolution d'une surface libre suite à une rupture de barrage. On observe bien la valeur de h en $x = 0$ qui reste constante au cours du temps. La forme de la surface libre correspond également à sa forme prédite par l'équation 2.27 : parabolique.

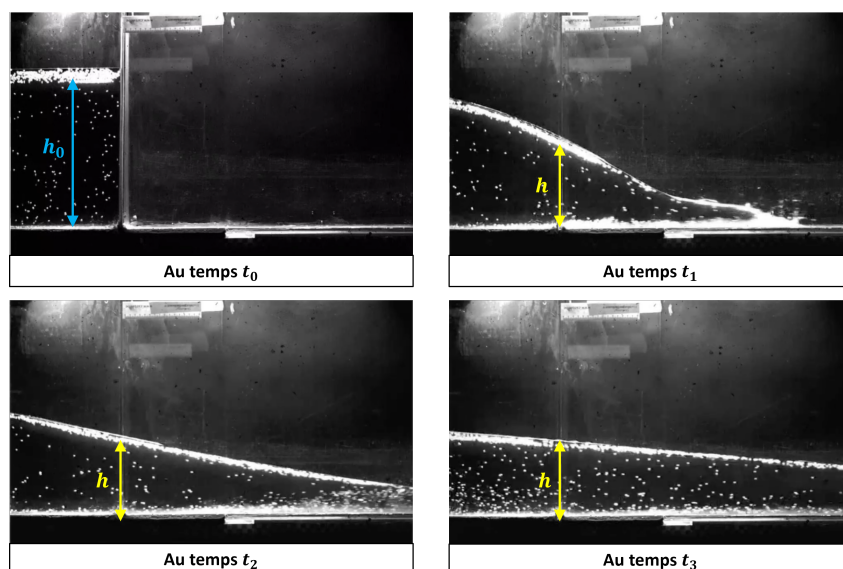


FIGURE 2.9 – Rupture de barrage en laboratoire en $t_0 < t_1 < t_2 < t_3$, la hauteur h se situe en $x = 0$. Source : [Soa22]

Maintenant, que nous avons pu établir la forme de la surface libre, nous allons pouvoir développer le concept d'auto-similarité. Lorsque l'on adimensionnalise les variables la hauteur h et la position x de la façon suivante :

- $x \longrightarrow \frac{x}{c_0 t}$
- $h \longrightarrow \frac{h}{h_0}$

Pour rappel, la célérité liée à la hauteur h_0 vaut : $c_0 = \sqrt{gh_0}$ pour tout temps t . Après cette adimensionnalisation, les courbes de la surface libre reprise par l'équation 2.27 sont confondues. C'est ce qu'on appelle l'auto-similarité.

Prenons un exemple arbitraire pour illustrer ce concept d'auto-similarité tel que représenté à la figure 2.7 avec une hauteur $h_0 = 0,35$. La figure 2.10 illustre bien ces résultats. Tout d'abord, les deux graphes montrent bien que en $x = 0$, la hauteur est une constante qui vaut : $h = 0,156$ m. Sur le graphe de gauche non adimensionnalisé on voit bien l'onde négative s'étaler avec le temps et prendre une forme parabolique. Une fois adimensionnalisé, le graphe de droite montre bien que peu importe le temps les courbes se superposent : c'est le principe de l'auto-similarité.

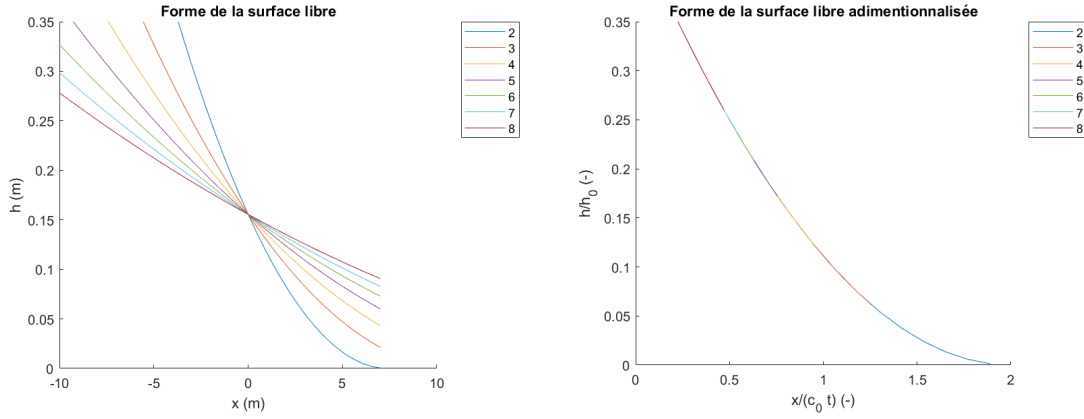


FIGURE 2.10 – Exemple d'application de l'auto-similarité sur une rupture de barrage à différent temps (sec).

Chapitre 3

Tests sur le canal de laboratoire : Canal Limite

Dans ce chapitre, nous allons tester les limites du modèle *single porosity* et de ses différentes améliorations, telles que le champ de porosité et le tenseur de traînée. Nous allons ensuite pouvoir les tester sur différents maillages. Pour vérifier les résultats, nous allons les comparer aux données expérimentales prises en laboratoire, mais également au modèle 2D détaillé qui permet de prendre en compte d'autres grandeurs physiques.

3.1 Présentation du canal limite

Le canal a été introduit brièvement dans la partie précédente 2.2.2 au niveau de sa géométrie globale et de son utilisation. Ici, nous allons nous attarder sur la façon dont nous avons décidé de modéliser la ville. Pour rappel, ce canal permet de modéliser une rupture de barrage. Les conditions initiales sont rappelées à la figure 3.1, la hauteur d'eau en amont est de 0,35 m et celle en aval de 0,007 m. En ce qui concerne la porosité nous avons décidé de séparer le canal en 2 parties :

- la ville : à l'intérieur du cadre bleu, nous avons calculé sa porosité à l'aide de la formule 1.2. La porosité dans la ville est donc de 0,4878.
- la rue principale : à l'intérieur du cadre rouge, cette rue est sans obstacle, sa porosité est donc égale à 1, ce qui permet un écoulement libre.

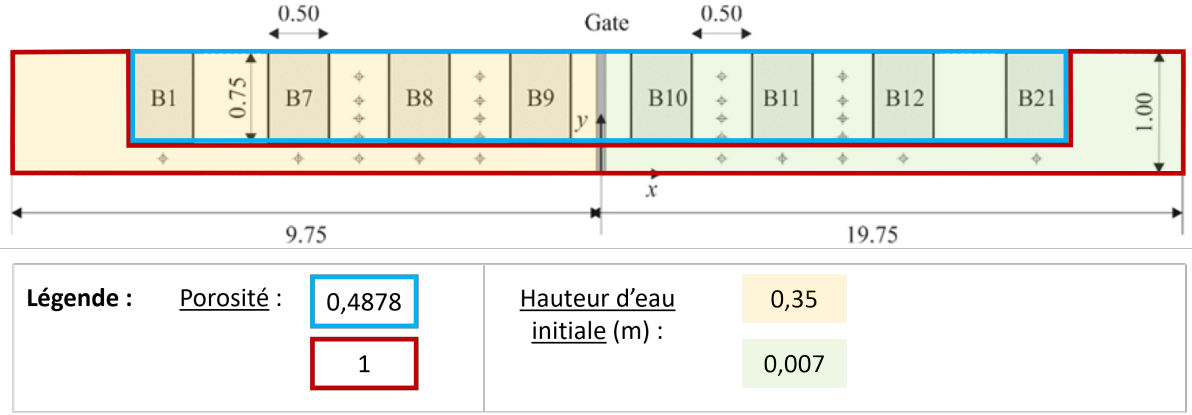


FIGURE 3.1 – Plan des conditions initiales du canal limite.

En ce qui concerne la détermination des coefficients de traînée, les rues ont la dimension suivante :

- $dx = 0.5$ m
- $dy = 0.25$ m

D'après la formule du coefficient de traînée 2.10, nous obtenons les valeurs optimales suivantes :

$$D = \begin{bmatrix} 20 & 0 & 30 \\ 0 & 0 & 0 \\ 30 & 0 & 5 \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

En laboratoire, l'écoulement dans le canal limite est de 22 secondes. C'est le temps maximum qui permet d'éviter que les mesures soient perturbées par le retour du flux rebondissant sur le fond du canal. Dans la suite du travail, nous allons donc simuler 22 secondes d'écoulement pour chacun des tests effectués.

A partir des expériences en laboratoire effectuées sur ce canal, nous avons à notre disposition des données traitées pour être utilisables.[GDS] Ces résultats pourront nous servir de comparaison pour valider les modèles. Lors de la présentation des différents résultats, les données expérimentales seront toujours représentées par des croix.

3.1.1 Simulation 2D détaillée

Dans cette partie, nous allons développer le canal limite avec un modèle 2D détaillé, c'est à dire sans utiliser la porosité et en dessinant le contour de tous les bâtiments. Celui-ci nous servira à appuyer les données expérimentales et de références pour vérifier les modèles de porosité. Son plan ainsi que son maillage assez raffiné sont repris à la figure 3.20b.

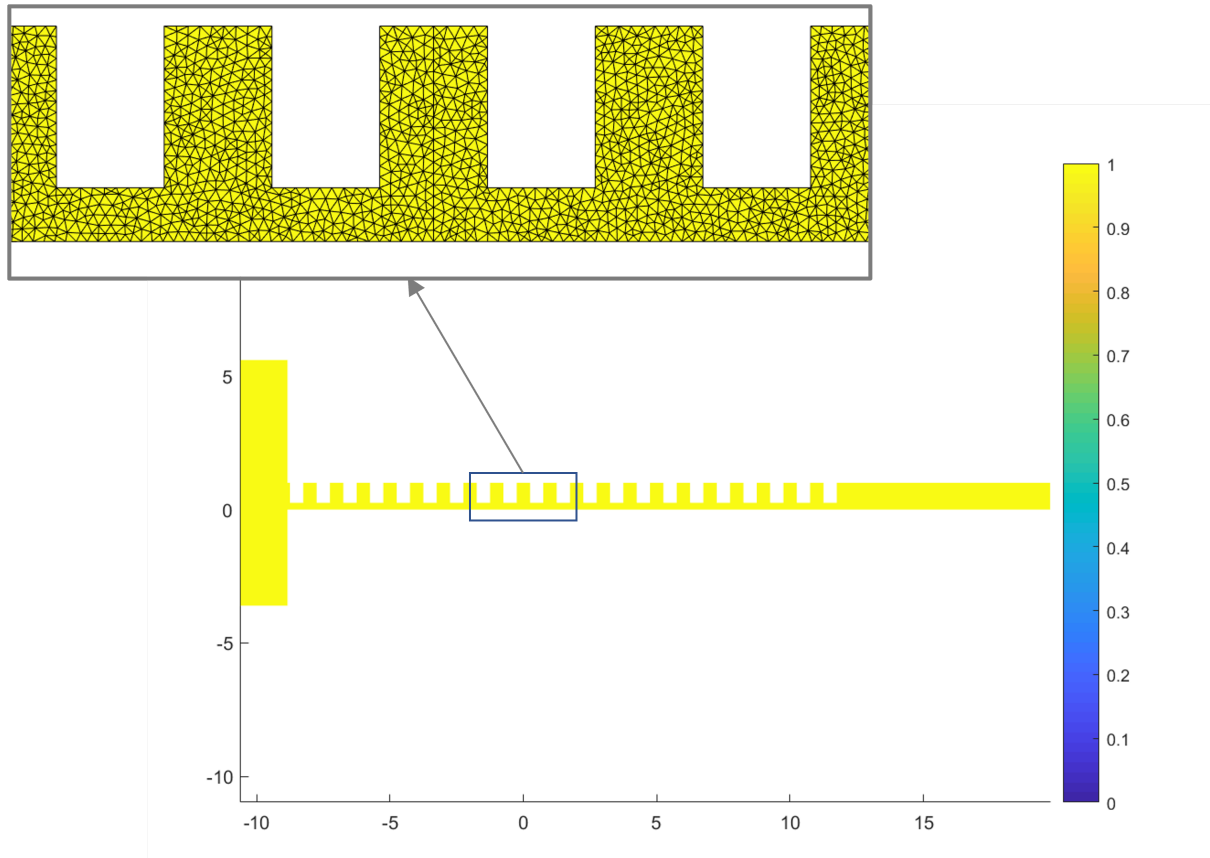


FIGURE 3.2 – Plan et maillage du canal limite en 2D détaillé.

Ce maillage comporte 38 829 cellules, le temps de la simulation est de 606 secondes.

3.1.2 Présentation des résultats

Dans cette section, il s'agit de voir comment analyser les résultats. Cela nous permettra également de comparer les résultats expérimentaux au maillage 2D détaillé. Enfin, cela nous aidera à mettre en place la présentation des résultats pour les différents tests qui seront réalisés.

La hauteur d'eau

Nous pouvons vérifier la hauteur d'eau directement par rapport aux expériences en laboratoire.

Profil de l'écoulement dans la rue principale - Cela nous permet de voir comment l'écoulement se comporte dans la zone où il n'y a pas d'obstacle ; cette rue est reprise par le trait rouge à la figure 3.4. Nous avons choisi différents temps pour mesurer son évolution : la figure 3.3 montre les résultats. Il est clair que la vague se propage suite à la rupture du barrage. Les résultats sont assez semblables entre la simulation et l'expérience en laboratoire. Les deux courbes sont par ailleurs confondues, à l'exception de la zone autour de la porte : en $x = 0$.

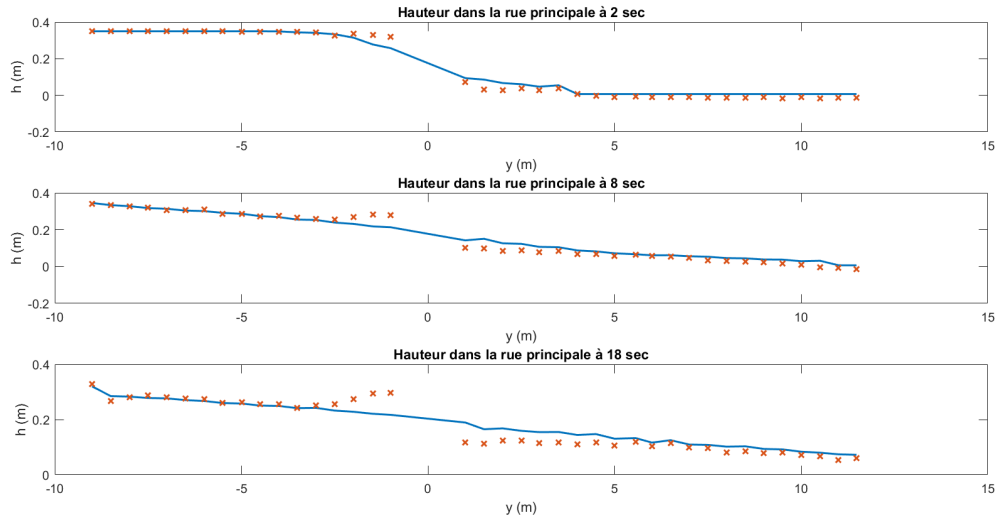


FIGURE 3.3 – Ligne d'eau dans la rue principale.

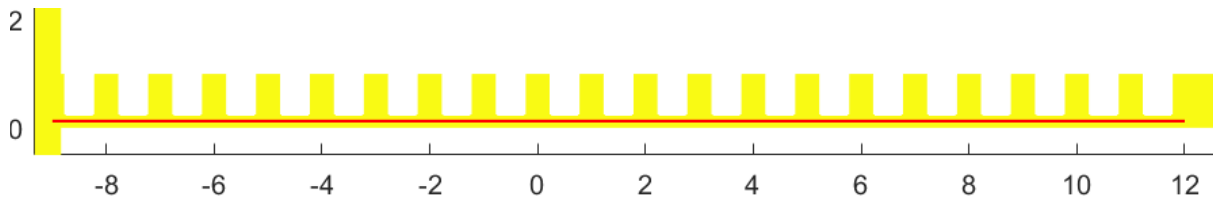


FIGURE 3.4 – La rue principale où sont prises les mesures pour tracer la ligne d'eau.

Regardons maintenant l'évolution de la hauteur à certains points dans le canal. En effet, l'objectif lié à la réalisation de ces simulations dans un milieu urbain est notamment de pouvoir prédire la hauteur d'eau qu'il y aura dans les rues suite à une inondation.

A l'extérieur de la ville - Commençons par la rue principale. La figure 3.6, nous indique à quels endroits les mesures ont été prises. Les résultats sont repris à la figure 3.5. Sur les courbes représentant des points situés en aval du barrage on voit bien la vague liée à la rupture se propager vers l'aval. En ce qui concerne les courbes en amont, les formes et les hauteurs correspondent aux données expérimentales. Cependant, comme dans le cas de la ligne d'eau les valeurs recueillies autour du barrage diffèrent assez nettement entre la simulation et les données expérimentales. En dehors de cette zone, la simulation reste assez fidèle à la réalité.

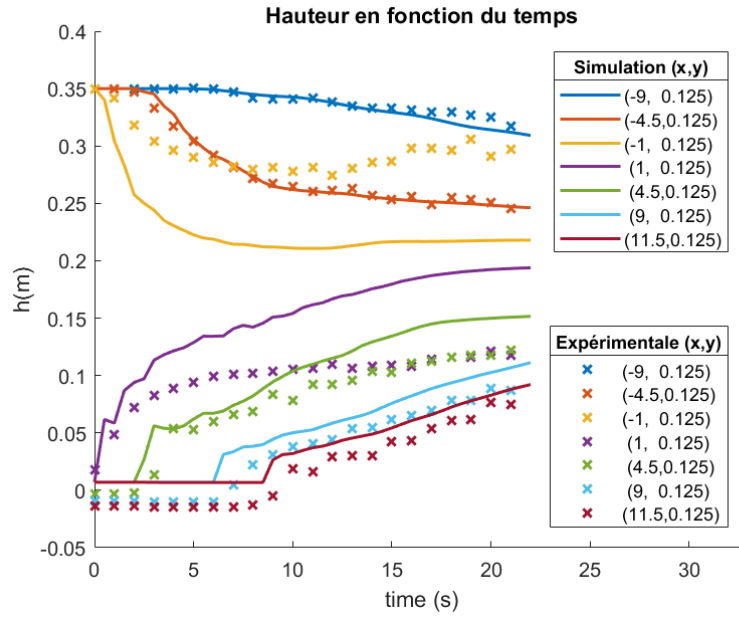


FIGURE 3.5 – Résultats de la hauteur d'eau à l'extérieur de la ville.

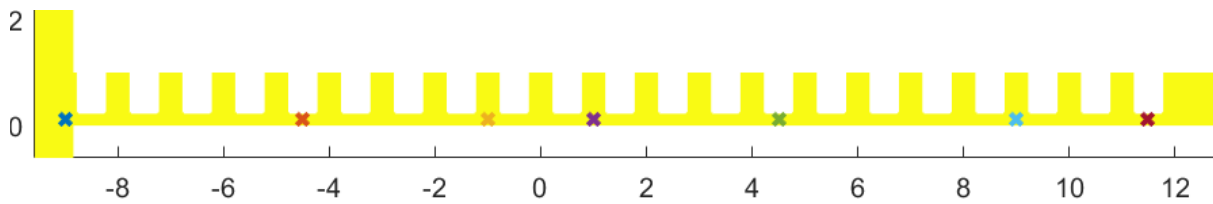


FIGURE 3.6 – Emplacements de point où les mesures sont prises à l'extérieur de la ville.

A l'intérieur de la ville

Regardons maintenant dans les rues secondaires entre les blocs. De manière analogue, la figure 3.8 reprend la position des points où nous avons pris les mesures. Pour les résultats, nous pouvons tirer les mêmes conclusions que dans la partie précédente : ils correspondent aux valeurs expérimentales, à l'exception de la zone proche du barrage.

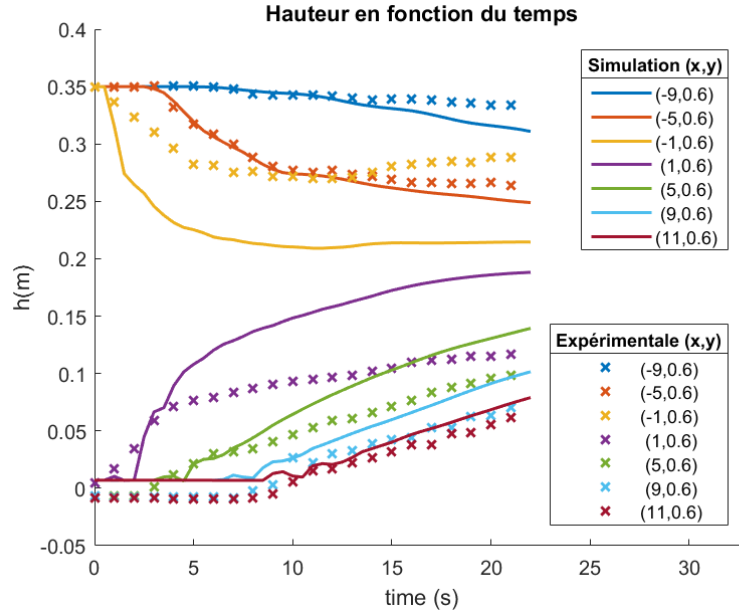


FIGURE 3.7 – Résultats de la hauteur d'eau à l'intérieur de la ville.

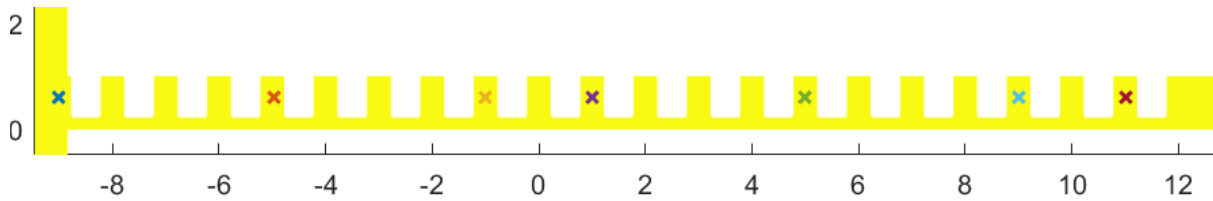


FIGURE 3.8 – Emplacements de point où les mesures sont prises à l'intérieur de la ville.

Le champ de vitesse

Nous n'avons pas la possibilité de pouvoir comparer les champs de vitesse entre la simulation et les expériences en laboratoire. Mais au vu des résultats précédents et de la logique des valeurs obtenues dans cette partie, nous allons pouvoir les utiliser à titre de référence pour les prochaines expériences. En effet, on voit bien que le flux principal se situe dans la rue dégagée sans obstacle. Entre les bâtiments, le flux heurte les obstacles, créant un effet de recirculation dans les rues secondaires.

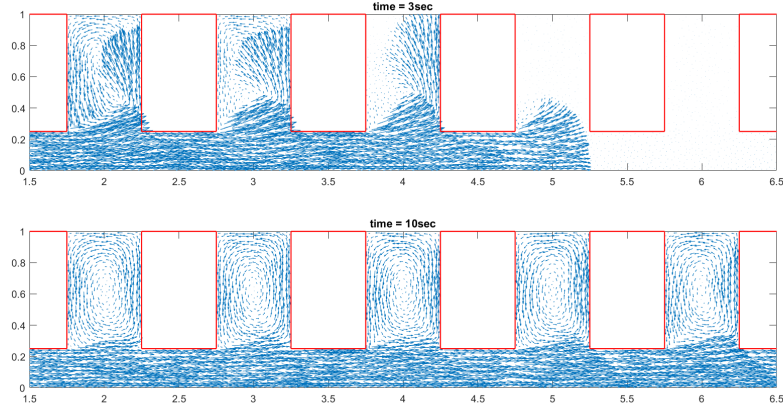


FIGURE 3.9 – *Champ de vitesse.*

Le champ de débit

Observons maintenant l'évolution du débit dans le canal au cours du temps. De façon similaire aux résultats précédents, nous n'avons pas l'opportunité de pouvoir comparer directement nos résultats de simulation aux données expérimentales. Mais cela nous servira également de base pour la suite des expériences menées dans ce travail. Nous pouvons tirer les mêmes conclusions que pour les résultats du champ de vitesse. Le flux principal se situe dans la rue principale et nous pouvons observer la recirculation des flux entre les bâtiments, avec une plus forte intensité le long de ceux-ci.

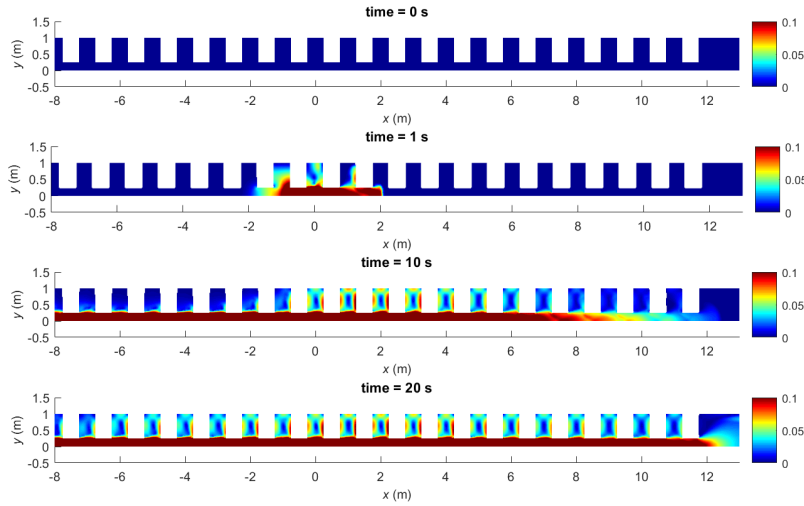


FIGURE 3.10 – *Champ de débit.*

L'auto-similarité

Pour déterminer l'auto-similarité, nous devons faire la moyenne de la hauteur d'eau autour de chaque bloc modélisant les bâtiments en utilisant la formule suivante [GDS] :

$$h_{av}(x_i, t) = \frac{1}{R} \sum_{j=1}^R \sum_{k=1}^N \omega_k h_{i,j,k}(x, t) \quad (3.2)$$

où :

- $h_{i,j,k}$, représente la hauteur d'eau au niveau du bloc i , au niveau du capteur k et pour l'expérience j .
- N : le nombre de capteurs par bloc. Dans notre cas, comme on peut le voir à la figure 3.11 : 7 capteurs.
- R : le nombre d'expériences réalisées (dans le cas des simulations une seule expérience a été réalisée).
- ω_k : le poids du capteur k . La somme des poids par bloc est égale à 1. La figure 3.11 reprend la position de tous les capteurs autour d'un bloc. Dans notre cas, chaque capteur a le même poids : $\omega_k = \frac{1}{7}$

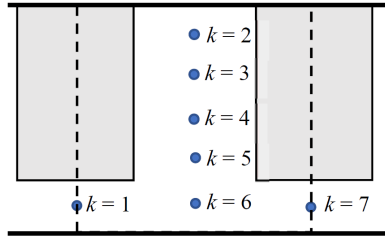


FIGURE 3.11 – Position des capteurs autour des blocs dans le canal limite. Source : [GDS]

Contrairement au cas d'une simple rupture de barrage présenté dans la partie 2.2.2, nous ne pouvons pas établir l'équation de la surface libre pour ce canal limite à cause de sa complexité géométrique (lié aux bâtiments obstruant le passage de l'eau). Comme nous le montre la figure 3.12, la surface libre prend la forme d'un "S". L'auto-similarité et par ailleurs respecté dans la simulation : les courbes adimensionnalisées se superposent en forme de "S".

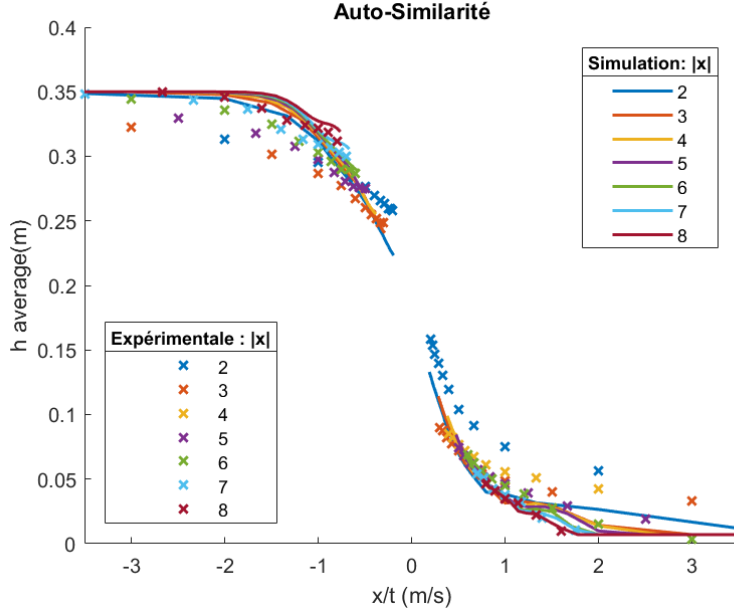


FIGURE 3.12 – Vérification de l'auto-similarité.

Bilan

Ces tests sur le canal limite avec un maillage détaillé sont en accord avec les résultats expérimentaux avec cependant un petit écart autour de l'axe $x = 0$. Nous allons donc prendre en compte cette différence par la suite. De plus les résultats obtenus ici, notamment ceux impliquant d'autres grandeurs physique que la hauteur d'eau, nous serviront de base de comparaison pour les simulations qui vont suivre.

3.2 Champ de porosité : comparaison du champ Constant et du champ Building Peak

Dans ces prochains développements, nous allons comparer le champ de porosité Building Peak présenté dans la partie 2.2.1 au champ de porosité constant sur ce canal. Cela nous permettra de valider ce champ de porosité sur un autre canal que le grand canal, et de pouvoir observer si ce champ de porosité fonctionne dans des conditions plus extrêmes.

Dans un premier temps, nous devons établir le maillage. Sur le modèle de maillage utilisant Building Peak représenté à la figure 3.14, on observe la variation de la porosité dans la ville. La forme des bâtiments est particulièrement bien représentée puisque le champ de porosité atteint ses minimas au niveau des blocs. A l'inverse pour le cas Constant de la figure 3.13, il n'y a pas de variation dans la zone urbaine.

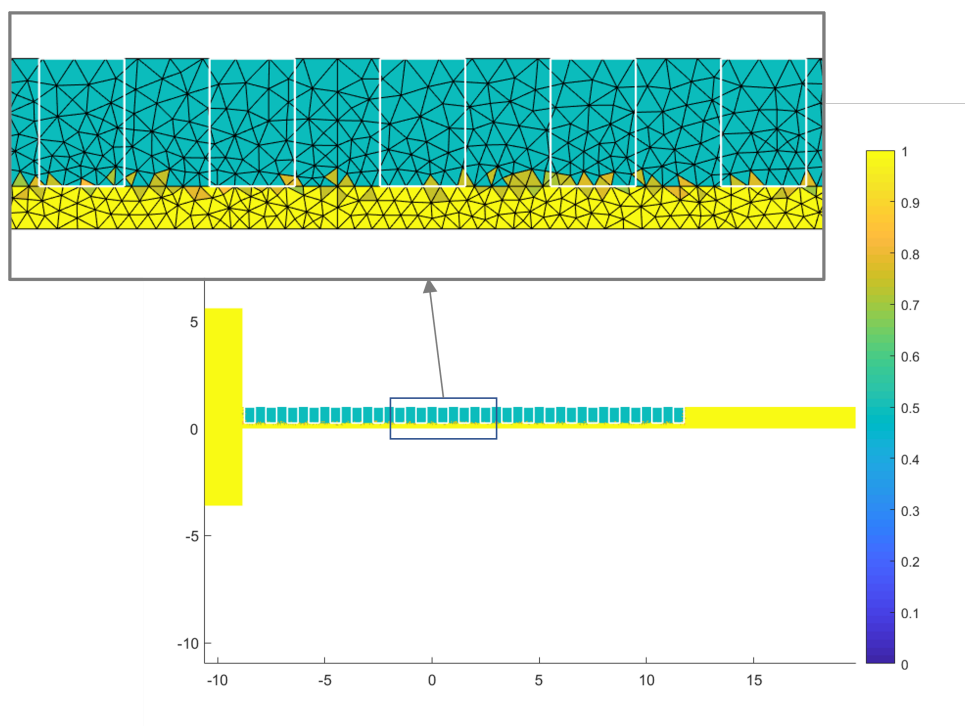


FIGURE 3.13 – Maillage incluant le champ de porosité constant.

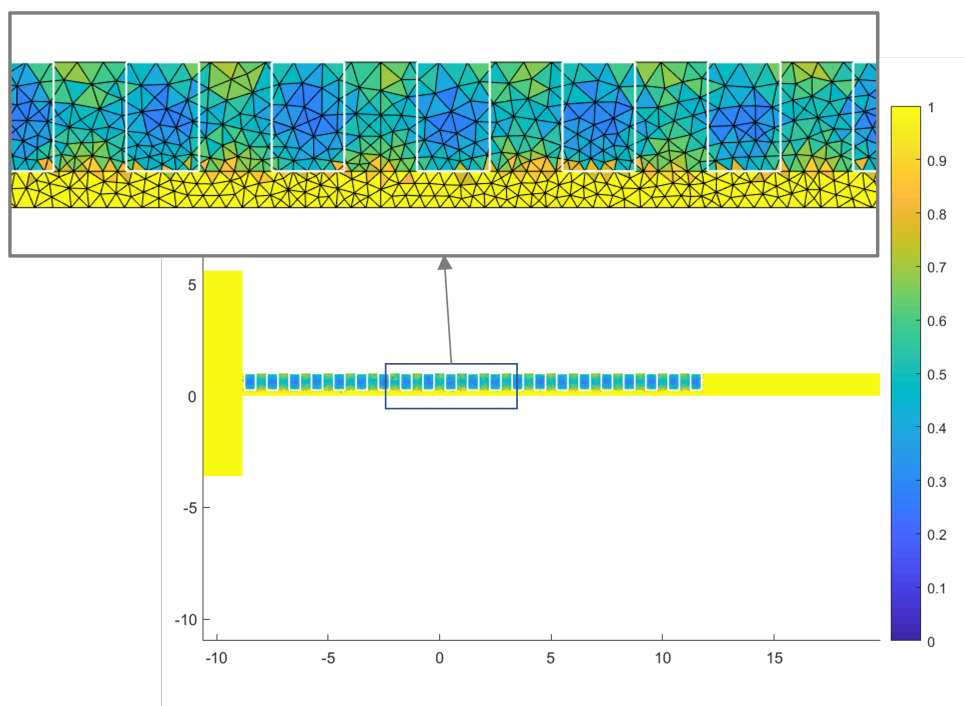


FIGURE 3.14 – Maillage incluant le champ de porosité Building Peak.

3.2.1 La hauteur d'eau

Profil de l'écoulement dans la rue principale - Vérifions d'abord la ligne d'eau dans la rue principale. On remarque que les résultats entre les deux champs de porosité sont assez similaires et proches des valeurs expérimentales. On peut toutefois observer que, comme dans la simulation 2D détaillée, de la partie précédente, il y a un écart autour de l'axe $x = 0$.

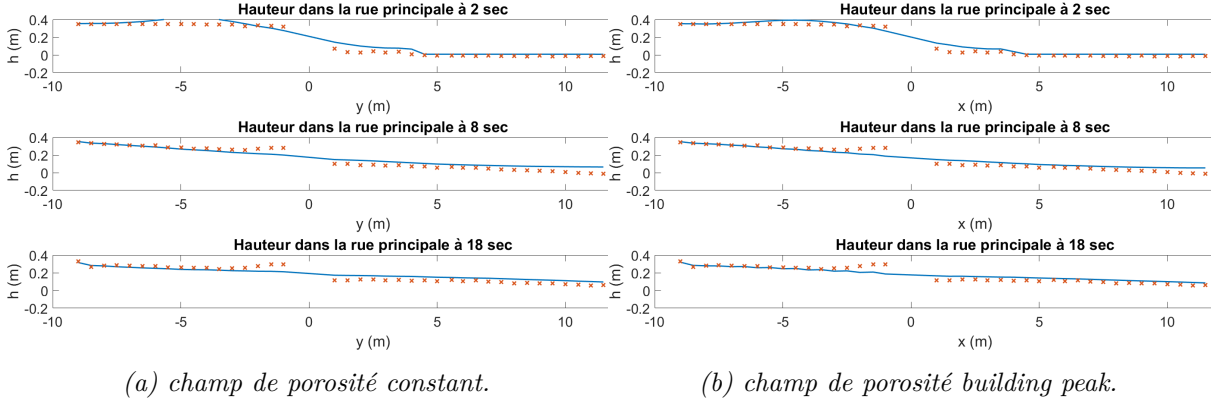


FIGURE 3.15 – Hauteur d'eau dans la rue principale.

A l'intérieur de la ville - Regardons maintenant l'évolution de la hauteur d'eau au cours du temps. Commençons par l'intérieur de la ville. Entre le champ Building Peak et le champ Constant, les résultats des simulations sont assez similaires. En amont en se rapprochant du barrage, on voit que les courbes (jaune et orange) sont assez éloignées des valeurs expérimentales. En aval, les résultats sont assez semblables aux valeurs de la simulation 2D détaillée, si ce n'est que le flux est plus rapide ici. En effet, on peut voir que les vagues successives sont en avance par rapport aux données expérimentales, ce qui n'est pas le cas dans la simulation 2D détaillée.

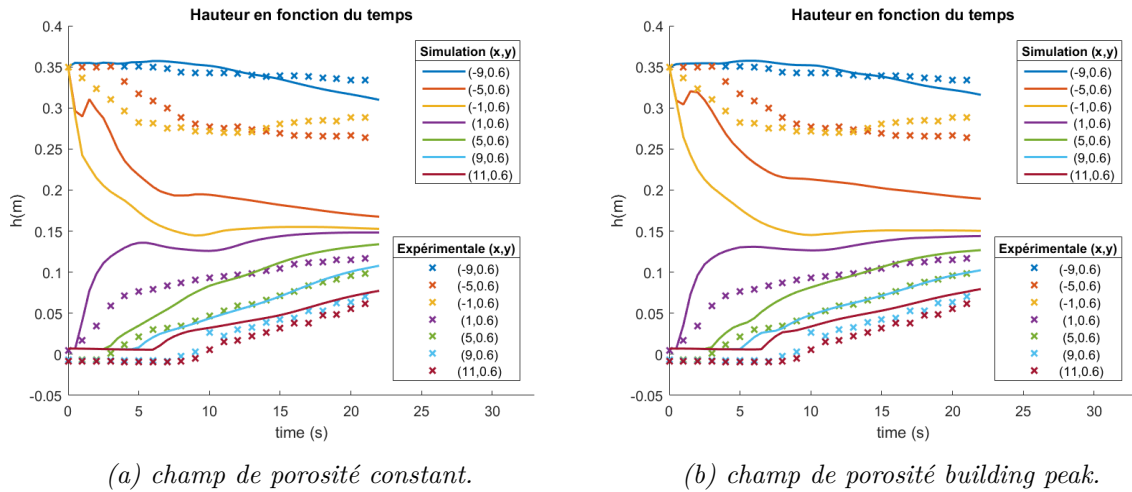


FIGURE 3.16 – Hauteur d'eau à l'intérieur de la ville.

A l'extérieur de la ville - Les résultats à l'extérieur de la ville sont plus proches des expériences en laboratoire qu'à l'intérieur de la ville. On note toujours un écart entre la simulation et les résultats expérimentaux pour les points proches de $x = 0$ comme on a pu le voir sur la ligne d'eau et dans le cas de la simulation 2D détaillée. On peut également ajouter un pic dans la hauteur d'eau en amont durant les premières secondes de la simulation, pic qui n'apparaît pas dans les résultats expérimentaux. Il est légèrement plus faible dans le cas du champ de porosité Building Peak.

On ne distingue pas tellement de différences significatives entre les deux champs de porosité, à une exception près. Les hauteurs d'eau oscillent moins et sont donc plus stables comme dans les résultats expérimentaux dans le cas du Building Peak.

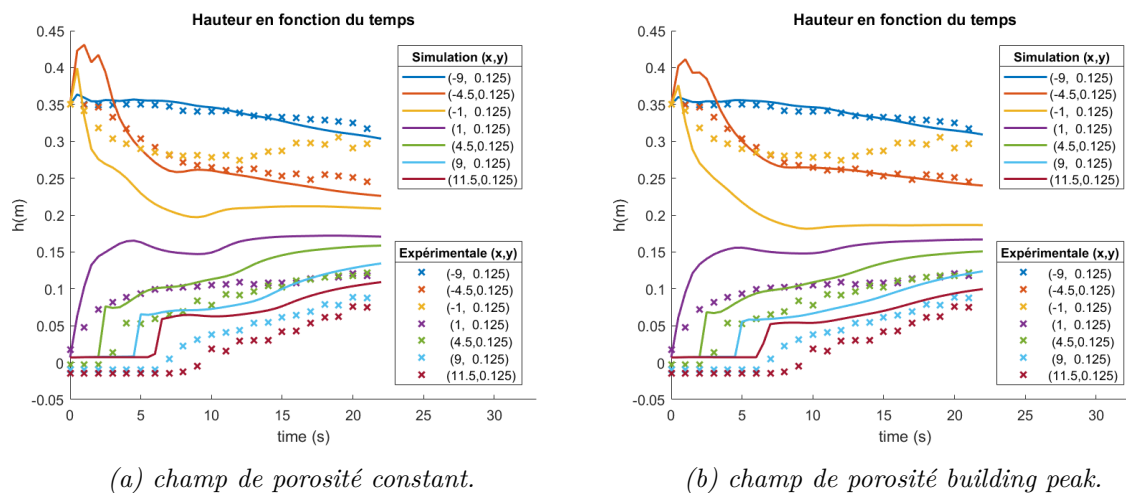


FIGURE 3.17 – Hauteur d'eau à l'extérieur de la ville.

Jusqu'à maintenant, les deux champs de porosité ne présentaient pas de différences notables au niveau de leur hauteur d'eau. Les différences seront accrues dans les parties suivantes.

3.2.2 Le champ de débit

Étudions maintenant d'autres paramètres et commençons par le débit. Dès la première seconde de la simulation, il apparaît très clairement que le champ de porosité Building Peak est celui qui se rapproche le plus la réalité. En effet, on voit assez clairement à la figure 3.18b que le débit est plus faible au niveau des bâtiments, c'est particulièrement visible au temps $t = 1$ seconde. Dans la suite de la simulation, l'emplacement périodique des bâtiments laisse une trace dans le champ de débit qui, comparé au champ de porosité constant ne laisse rien percevoir quant à la position des bâtiments.

Lorsque l'on compare les résultats à ceux de la simulation 2D détaillée, on constate qu'ils sont assez différents. Cependant, le champ de porosité Building Peak a des résultats encourageants qui tendent à se rapprocher davantage de la réalité comparés à ceux du champ de porosité constant.

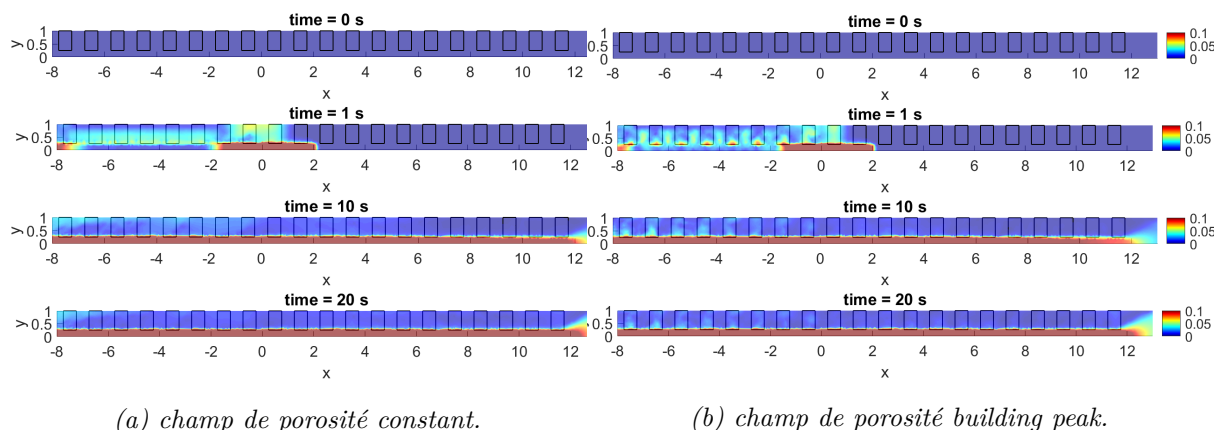


FIGURE 3.18 – Champ de débit.

3.2.3 Le champ de vitesse

Passons désormais à la vitesse de l'écoulement en comparant les champs de vecteurs pour différents temps.

Lorsque nous regardons le front d'eau déferlant dans le canal à la seconde 3, dans le cas du champ de porosité Constant celui-ci est linéaire et ne semble pas impacté par le bâti. A l'inverse dans le cas de la porosité Building Peak, le front a perdu sa linéarité et nous pouvons observer que la direction et l'intensité de la vitesse sont modifiées au niveau des bâtiments. Un autre point intéressant à relever pour le front est sa localisation sur l'axe x à la 3ème seconde. On voit clairement que le front est plus avancé de 25 cm dans la simulation utilisant le champ de porosité constant, soit à l'avance par rapport aux données expérimentales et à la simulation détaillée.

Intéressons-nous maintenant au flux après que le front soit passé : à la 10ème seconde. Comme son nom l'indique la vitesse dans le canal limite est constante dans le champ de porosité Constant. A l'inverse, dans la ville, les fluctuations de vitesse sont synchronisées avec les bâtiments.

Les champs de vitesses sont plus proches de la réalité avec le champ de porosité Building Peak qui tente de s'adapter aux bâtiments même si l'on reste assez loin des résultats attendus. En effet, quand on compare avec les résultats de la simulation 2D détaillée, on ne voit pas apparaître ici de recirculations de l'écoulement entre les bâtiments. Cependant le flux principal est bien orienté et il se situe dans la rue principale. Les résultats du Building Peak sont donc encourageants.

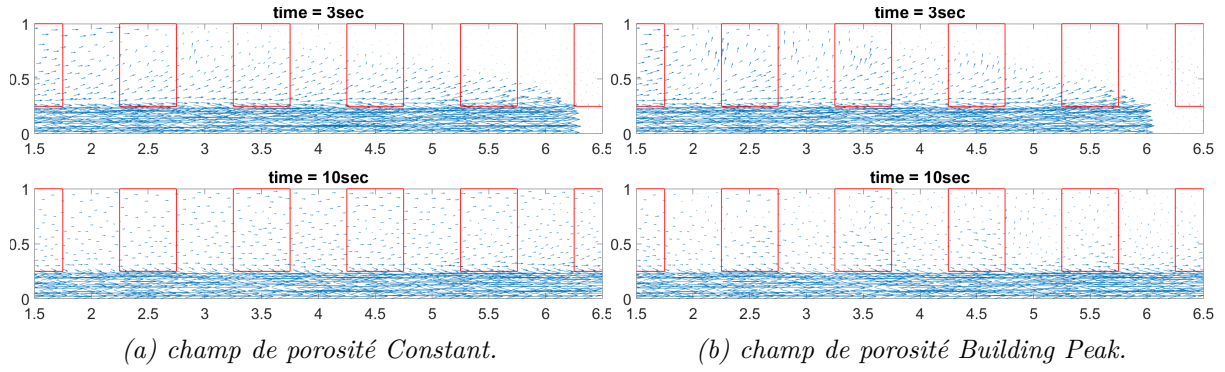


FIGURE 3.19 – Champ de vitesse.

3.2.4 L'auto-similarité

Passons finalement à l'auto-similarité. Pour les deux champs de porosité celle-ci est respectée : les courbes se superposent en prenant la forme d'un "S". On peut toutefois noter, que dans le cas du champ de porosité Building Peak, les courbes se superposent plus que pour l'autre champ de porosité.

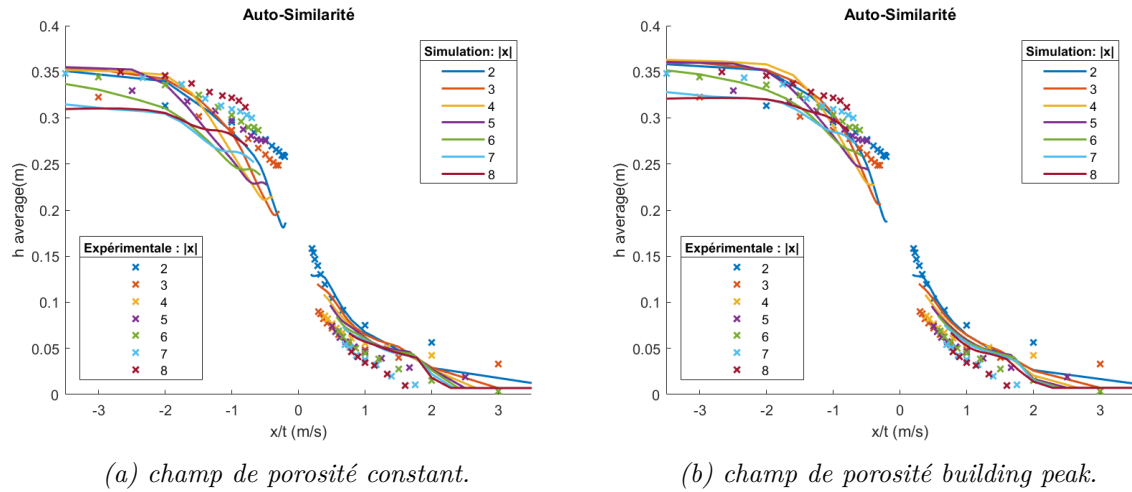


FIGURE 3.20 – Auto-similarité.

3.2.5 Bilan

Globalement, les résultats du champ de porosité Building Peak se rapprochent plus de la réalité, par rapport à ceux générés grâce au champ de porosité Constant. Malgré l'écart de certains résultats par rapport aux expériences en laboratoire, les résultats des simulations utilisant Building Peak sont très encourageants.

Concernant l'auto-similarité, le modèle de porosité Building Peak a fait ses preuves et il respecte très clairement cette propriété sur les écoulements d'eau.

3.3 Coefficients de traînée

Dans cette partie, nous allons étudier le tenseur de traînée et voir son réel impact dans les simulations associé au champ de porosité Building Peak. Jusqu'à présent, dans ce document, nous avons utilisé la forme optimale présentée dans la partie précédente 2.2.1. Nous savons que celle-ci a été déterminée semi-empiriquement.

Nous voulons observer les limites du champ de porosité Building Peak dans le canal limite, ainsi que l'influence des coefficients de traînée associés à ce champ de porosité.

3.3.1 Tenseur de traînée nul

Dans un premier temps, mettons à 0 le tenseur de traînée.

Pour commencer, observons le champ de vitesse. Par rapport aux résultats précédents, on voit qu'il est beaucoup plus dense au niveau de la ville. Le front d'eau se déplace plus vite. Ces résultats sont logiques, puisqu'avec les coefficients de traînée mis à 0, les pertes de charge ne sont plus prises en compte. L'écoulement se fait donc plus librement avec moins de contraintes.

Comparons maintenant ces mêmes champs de vitesses entre eux : le champ de porosité Building Peak et le champ de porosité Constant. Nous pouvons observer que la vitesse du champ de porosité Constant est uniformément répartie dans la ville et qu'il est presque aussi dense dans la rue principale où la porosité est de 1. A l'inverse, dans le cas du champ Building Peak, on voit très clairement l'impact des bâtiments, avec une réduction de la vitesse à ces endroits. A la 10^{ème} seconde, on peut même voir des recirculations se former entre les bâtiments.

Étudions maintenant les résultats des hauteurs d'eau. Celles-ci sont beaucoup plus instables durant les 15 premières secondes de la simulation par rapport aux simulations de la partie précédente. On peut tirer la même conclusion sur le fait que le front d'eau se déplace plus rapidement avec un coefficient de traînée nul.

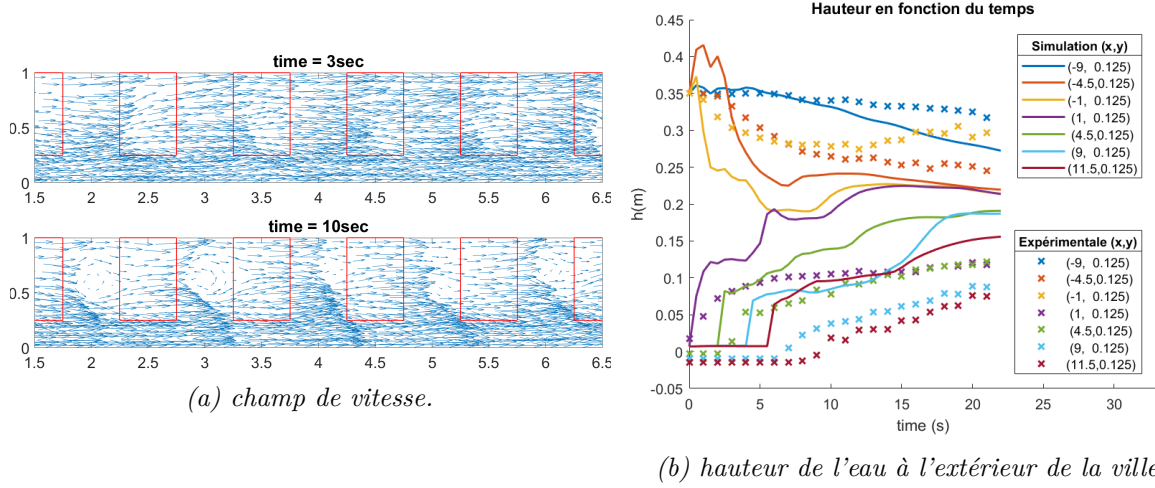


FIGURE 3.21 – Essai avec le coefficient de traînée nul et le champ de porosité Building Peak.

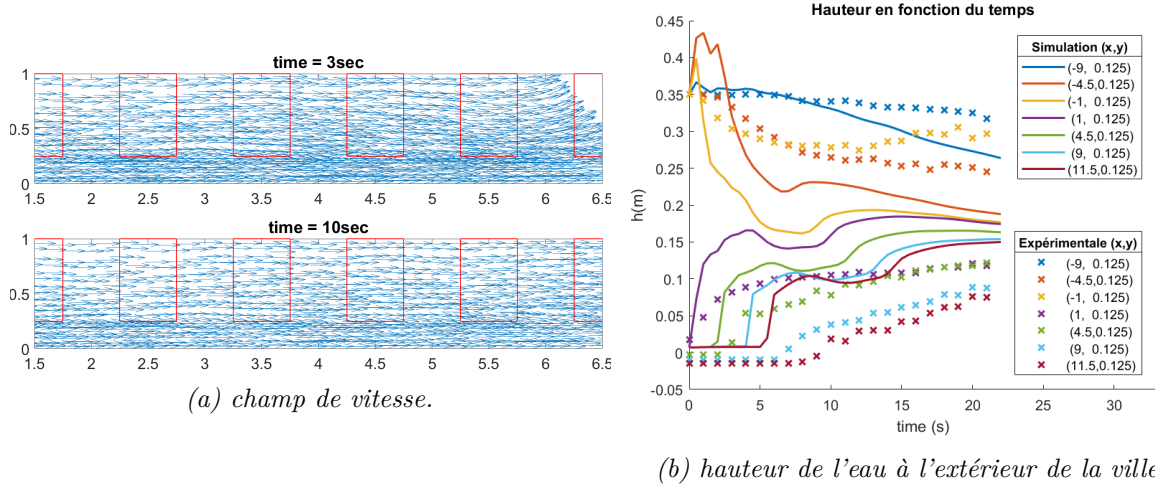


FIGURE 3.22 – Essai avec le coefficient de traînée nul et le champ de porosité Constant.

Ces expériences nous ont permis de mettre en avant l'impact du terme $\frac{\delta\phi}{\delta x, y}$ sur les simulations. En effet, quand les coefficients de traînée sont nuls, le seul outil utilisé dans la simulation pour recréer des pertes de charges est la variation du champs de porosité. Cette différence est assez nette dans les résultats présentés ci-dessus. Cependant, on voit aussi clairement que la variation du champ de porosité comme unique source de perte de charge n'est pas suffisante et qu'il est nécessaire d'apporter une source supplémentaire pour ces pertes de charges.

Dans le reste de cette partie, nous allons tester les coefficients du tenseur de traînée. L'objectif est de pouvoir observer l'impact de ces coefficients associés au champ de porosité Building Peak. Pour rappel, les équations 2.11 et 2.12 reprennent les pertes de charge dans la direction x et y incluant les coefficients de traînée.

3.3.2 Étude des coefficients D_{xxxx} et D_{yyyy}

Uniquement D_{xxxx} :

Nous utilisons le tenseur suivant :

$$D = \begin{bmatrix} 50 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.3)$$

Cela nous permet de décrire directement les pertes de charges à partir de l'équation 2.11 :

$$\Delta H_x = \frac{\phi a_{pdc}}{2gV} [D_{xxxx} V_x^3] \quad (3.4)$$

Cette équation nous montre que les pertes de charges sont orientées dans la direction x et sont directement proportionnelles à la vitesse dans la même direction.

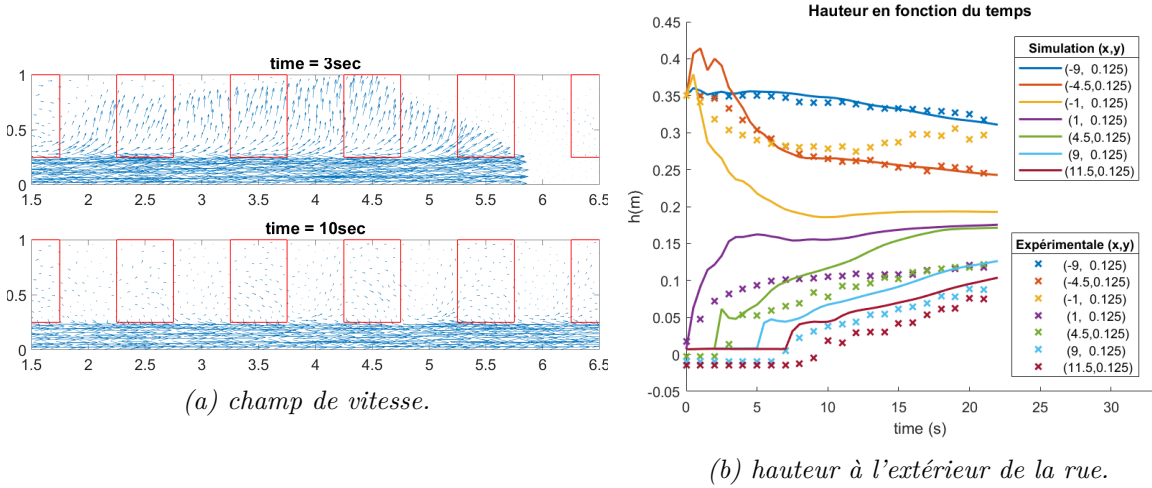


FIGURE 3.23 – Essai : tous les coefficients de traînée sont nuls sauf $D_{xxxx} = 50$

Contrairement aux tests sans les pertes de charges induites par le coefficient de traînée, le flux principal se situe bien à l'extérieur de la ville. Le front d'eau se propage plus lentement retenu grâce aux pertes de charges. Cependant l'eau entrant dans la ville ne semble pas être impactée dans le sillage de la vague comme on peut voir à la seconde 3. En effet les variations de la porosité dans la ville du canal limite sont plutôt orientées dans la direction x et assez limitées en y . Le flux n'est donc pas freiné dans la direction y : que ce soit par le champ de porosité ou par le coefficient de traînée.

Lorsque nous regardons la variation des hauteurs d'eau hormis le pic les résultats à l'amont sont corrects, ceux à l'aval sont moins proches de ceux expérimentaux.

Uniquement D_{yyyy} :

Nous utilisons le tenseur suivant :

$$D = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 50 \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

Cela nous permet de simplifier l'équation 2.12 qui prend alors la forme suivante :

$$\Delta H_y = \frac{\phi a_{pdc}}{2gV} [D_{yyyy} V_y^3] \quad (3.6)$$

De manière analogue au point précédent, les pertes de charges sont orientées en y proportionnellement à la composante y de la vitesse.

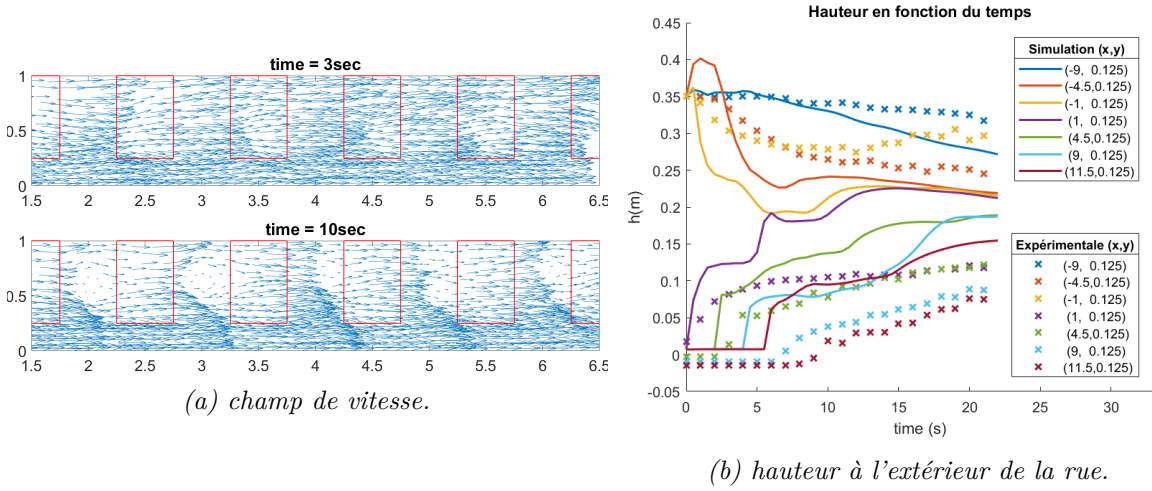


FIGURE 3.24 – Essai : tous les coefficients de traînée sont nuls sauf $D_{yyyy} = 50$

Les résultats sont assez similaires que ceux de la partie avec le tenseur de traînée nul. En effet, le flux étant principalement dans la direction x , l'impact des pertes de charge est ici assez limité. On peut toute fois noter que les recirculations de flux sont moins franches ici, cela est dû aux pertes de charges dans la direction y qui limite le flux à se déplacer dans ce sens.

Les résultats des hauteurs d'eau ne sont pas convaincants pour cet essai.

Les deux coefficients ensembles : Groupons ensembles les deux coefficients, ce qui donne le tenseur suivant :

$$D = \begin{bmatrix} 50 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 50 \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

Les équations de pertes de charges pour cet essai sont reprises dans les parties précédentes : 3.4 et 3.6.

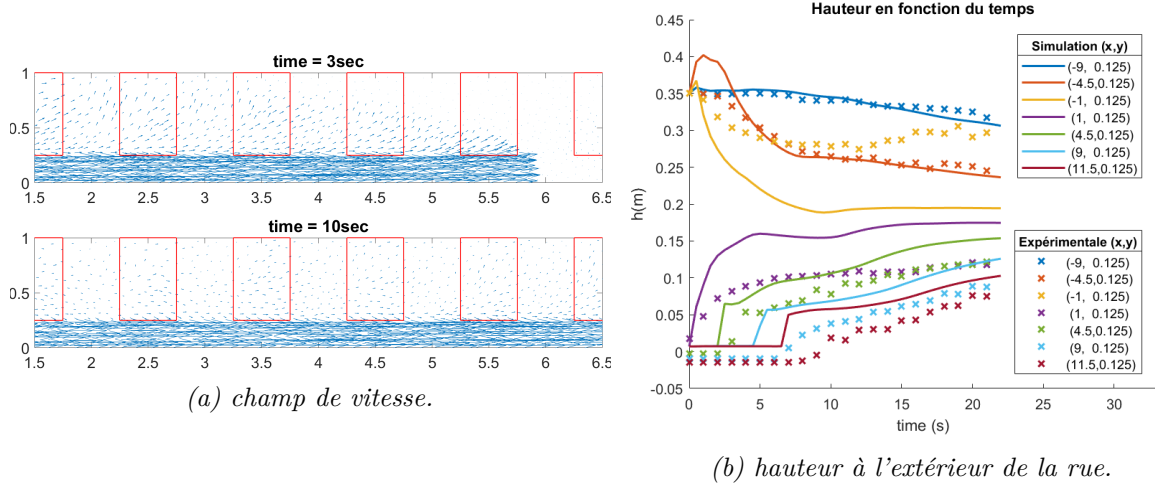


FIGURE 3.25 – Essai : tous les coefficients de traînée sont nuls sauf $D_{xxxx} = D_{yyyy} = 50$

Les résultats sont assez semblables à la simulation utilisant le coefficient de traînée optimal de la partie précédente 3.2. Que ce soit pour le champ de vitesse ou l'évolution de la hauteur d'eau.

3.3.3 Étude des coefficients D_{xxyy} et D_{yyxx}

Uniquement D_{xxyy} :

Nous utilisons le tenseur suivant :

$$D = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 50 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

Nous pouvons donc réécrire l'équation 2.11 à partir de ce tenseur, on obtient la forme suivante pour les pertes de charges :

$$\Delta H_x = \frac{\phi a_{pdc}}{2gV} [D_{xxyy} V_x V_y^2] \quad (3.9)$$

Ce coefficient agit sur les pertes de charges dans la direction x proportionnellement à la direction y de la vitesse.

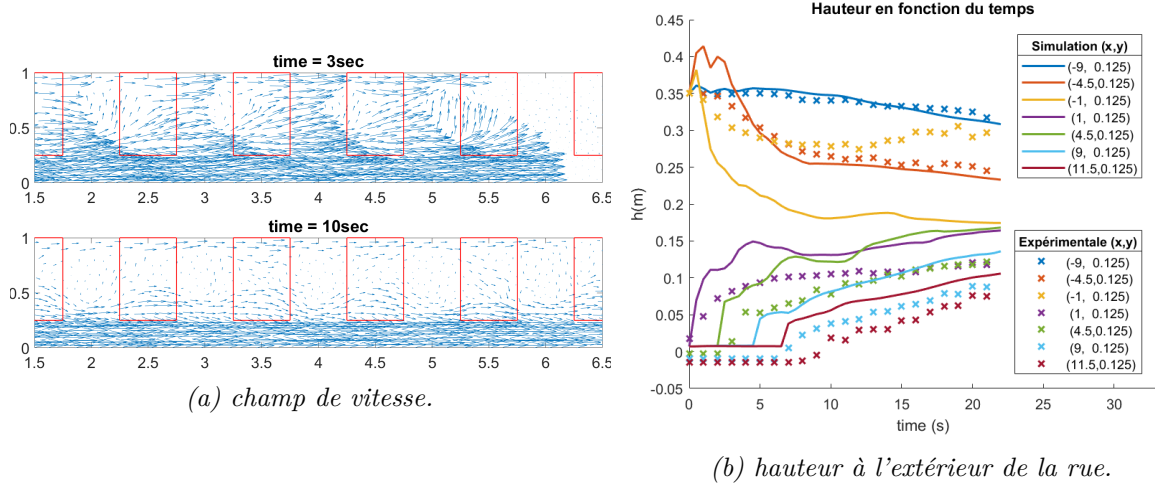


FIGURE 3.26 – Essai : tous les coefficients de traînée sont nuls sauf $D_{xxyy} = 50$

La figure 3.26 reprend les résultats. Sur le champs de vitesse on voit bien que le flux principal se situe dans la rue à l'extérieur de la ville. Au sein de la ville, entre les bâtiments on peut y observer des recirculations. En ce qui concerne l'évolution de la hauteur d'eau les résultats en amonts sont plutôt corrects par rapport aux données expérimentales. Cependant en aval, les courbes sont assez instables et les hauteurs s'éloignent des données expérimentales.

Uniquement D_{yyxx} :

Pour tester ce coefficient nous utilisons le tenseur suivant :

$$D = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 50 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

En reprenant à nouveau les équations 2.12, nous pouvons écrire les pertes de charge résultantes de ce tenseur de traînée.

$$\Delta H_y = \frac{\phi a_{pdc}}{2gV} [D_{yyxx} V_x^2 V_y] \quad (3.11)$$

Nous sommes dans le cas où les pertes de charges dans la direction y variant proportionnellement à la direction x de la vitesse.

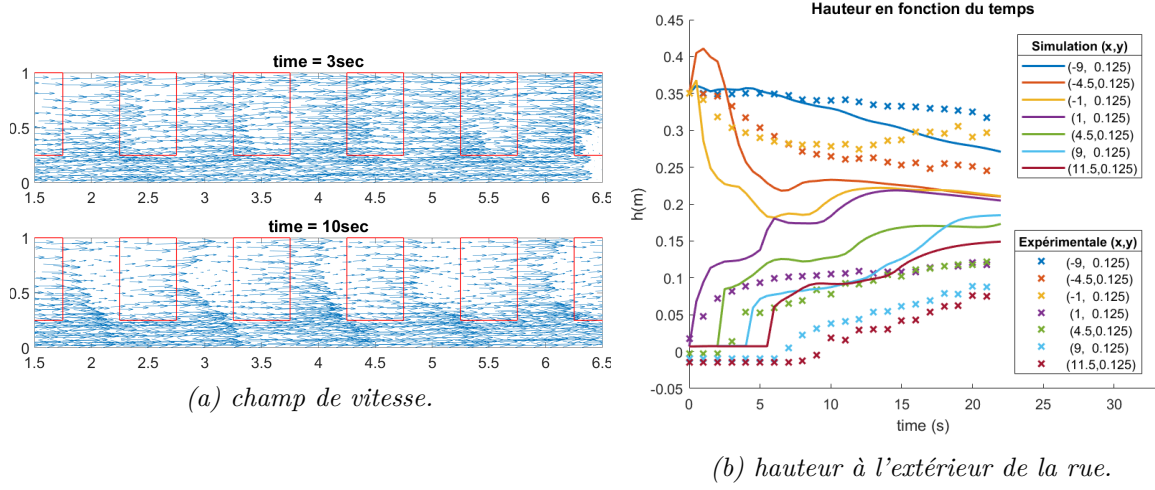


FIGURE 3.27 – Essai : tous les coefficients de traînée sont nuls sauf $D_{yyxx} = 50$

Ce coefficient semble avoir peu d'effet sur le flux comme on peut le voir à la figure 3.27. En effet, il crée des pertes de charges dans la direction y or le flux dans le cas de ce canal est principalement orienté dans la direction x . C'est pourquoi les champs de vitesse de cet essai ressemblent fortement aux résultats du cas où les coefficients de traînée sont nuls. On peut tout de même noter que dans ce cas-ci, les pertes de charges empêchent la création de recirculation entre les bâtiments.

Les deux coefficients ensemble :

Finalement nous combinons les deux coefficients étudiés précédemment, nous utilisons le tenseur suivant.

$$D = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 50 \\ 0 & 0 & 0 \\ 50 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

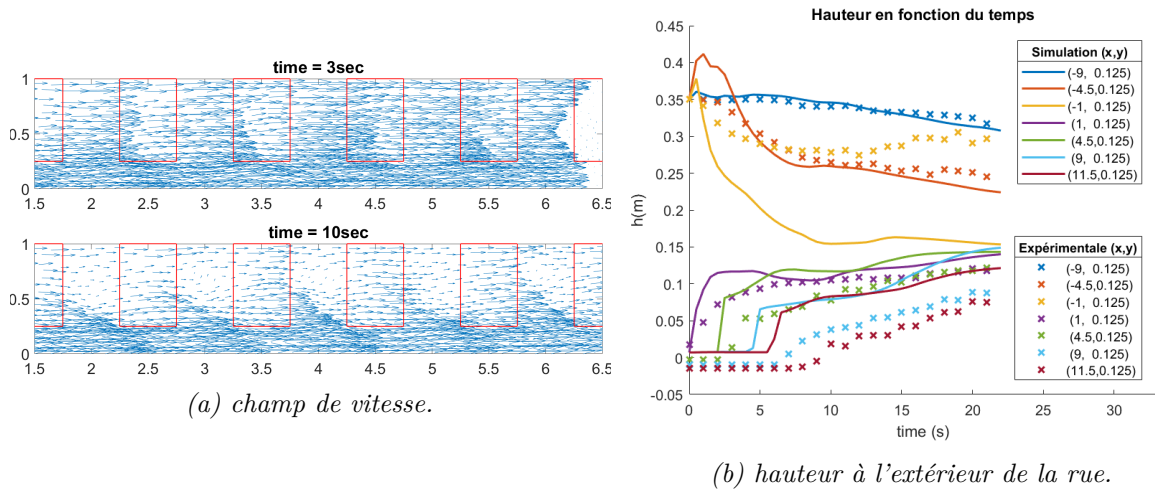


FIGURE 3.28 – Essai : tous les coefficients de traînée sont nuls sauf $D_{xxyy} = D_{yyxx} = 50$

Les résultats présentés à la figure 3.28 ne sont pas terribles. En effet, quand on regarde les champs de vitesse le flux est assez important dans la ville et il n'y a pas de recirculation. Les hauteurs d'eau en aval ne se rapprochent pas non plus de la réalité des données expérimentales.

3.3.4 Tous les coefficients sont considérés

Dans cette partie nous allons tenter un essai où tous les coefficients de traînée sont non nuls et ont la même valeur. Ce qui donne ce tenseur pour les résultats de la figure 3.29 :

$$D = \begin{bmatrix} 15 & 15 & 15 \\ 15 & 15 & 15 \\ 15 & 15 & 15 \end{bmatrix} \quad (3.13)$$

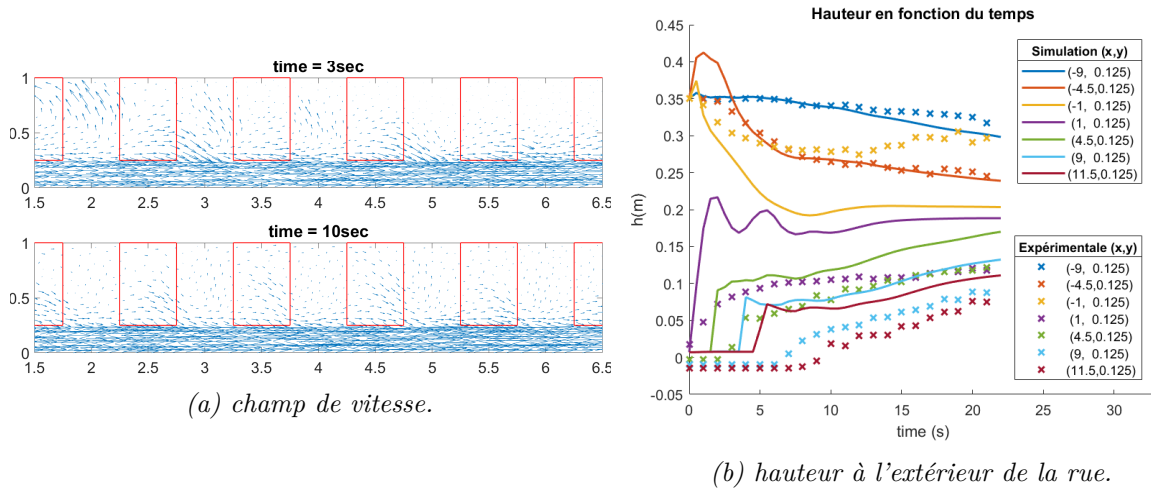


FIGURE 3.29 – Essai : tous les coefficients de traînée égaux à 15.

Et ce tenseur ci pour les résultats présentés à la figure 3.30 :

$$D = \begin{bmatrix} 30 & 30 & 30 \\ 30 & 30 & 30 \\ 30 & 30 & 30 \end{bmatrix} \quad (3.14)$$

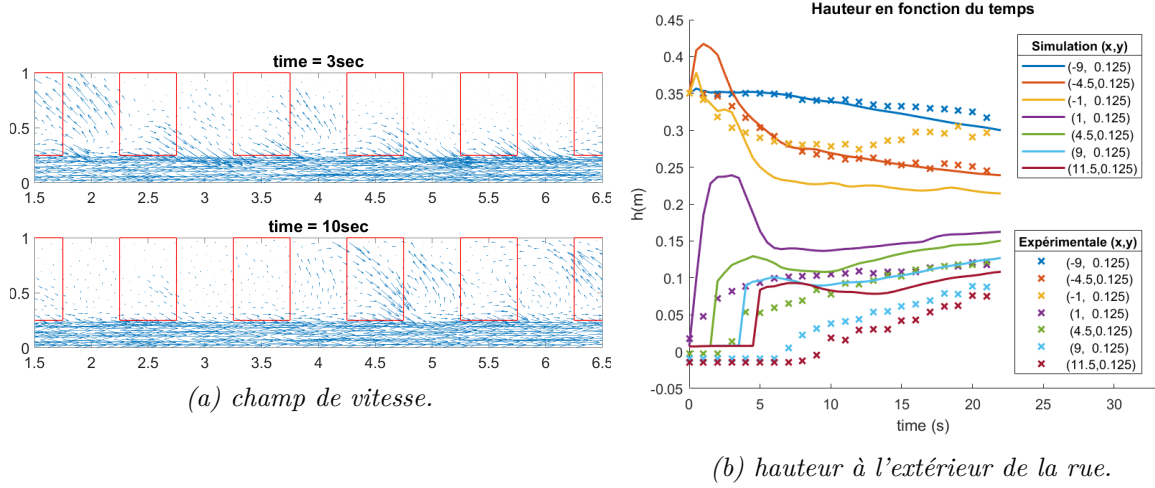


FIGURE 3.30 – Essai : tous les coefficients de traînée égaux à 30.

Dans ces essais on voit bien que la valeur du coefficient à également son importance. La direction de la vitesse est identique entre les 2 essais juste leur intensité est différente. Au niveau de la hauteur d'eau, la différence entre les 2 simulations se remarque principalement au niveau des résultats à l'aval. Avec les coefficients imposés à 30, les courbes oscillent moins et sont plus proches des résultats expérimentaux.

3.3.5 Bilan

Lors des différents essais effectués, on voit que chaque coefficient impact différemment les résultats. Cependant il est difficile de cibler la bonne combinaison et la bonne valeur. De plus chaque ville à ses spécificités et dans la réalité on ne peut pas résumer une ville à un dx et un dy pour la dimension des rues puisque dans une vraie ville toutes les rues ont des tailles différentes.

Nous avons tester associé au tenseur de traînée optimal un autre angle β égal à 22.5° du coefficient amplificateur a . Cet angle introduit dans l'équation 2.20 était jusqu'à présent nul puisqu'il représente l'angle entre la ville et le flux. En effet, la ville fictive du canal limite présente un angle nul avec le flux. Avec ce changement nous obtenons les résultats repris à la figure 3.31

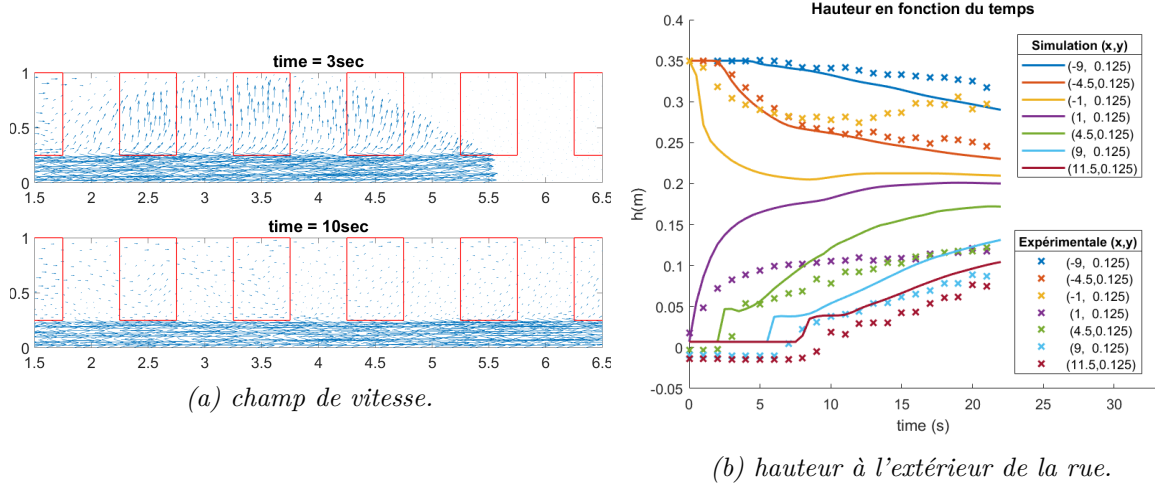


FIGURE 3.31 – Avec un angle de 22.5 .

Les résultats de la figure 3.31 sont meilleurs, le pique des premiers instants de la simulation ne se produit plus. Les courbes de l'évolution de la hauteur reprennent la même forme malgré un décalage au niveau de l'arrivée de la vague en aval comme pour la simulation 2D détaillée.

L'augmentation de ce coefficient a permet cette amélioration, or au vu de la définition de ce terme appartenant à l'équation 2.20, cet angle n'a pas lieu d'être puisque notre ville est dans le même axe que le flux. Cela montre bien le côté très empirique de ces coefficients. De plus lorsque l'on sort du cadre de simulation en laboratoire avec des villes normées et périodiques, cet angle n'a plus tellement de sens puisque en cas d'inondation l'eau ne vient pas toujours du même endroit pour former cet angle théorique.

Pour conclure, déterminer ces coefficients est très complexe. Les derniers résultats montre bien les limites de la définition de ce tenseur et sa façon de le calculer, notamment avec la détermination de l'angle de la ville inclus dans le coefficient amplificateur a par exemple. Finalement on ne peut pas tellement déterminer précisément ces pertes de charges autrement que par de multiples essais et expériences sur chaque modèle de ville à simuler.

3.4 Variation du raffinement du maillage

Afin de créer les différents maillages dans ce travail, nous utilisons le logiciel GMSH. [GR09] Dans cette partie nous allons faire varier la taille de ce maillage et voir qu'elle est son impact sur les résultats des simulations. Pour cela nous allons travailler avec 4 maillages différents dont le premier est celui avec lequel nous travaillons depuis le début dans cette partie.

Le but des ces tests est de voir l'impact de la taille du maillage sur le champ de porosité Building Peak, nous utiliserons uniquement ce champ de porosité dans les tests de cette

partie.

Les temps de simulations sont mesurés dans des conditions identiques sur le même ordinateur. Même si les temps de simulation restent très faible avec un maillage fin, il ne faut pas oublier qu'à terme, le but est d'utiliser la simulation pour des cas réels nettement plus grand que le canal limite. Pour rappel, il ne fait que 1m de large pour une longueur de 30 mètres ce qui est beaucoup plus petit que la taille d'une ville réelle.

Dans cette partie, nous allons présenter la variation de hauteur dans le temps à l'intérieur et à l'extérieur des villes comme résultats, ce qui nous permettra de déterminer si le maillage fournit de bons résultats. Mais également les champs de vitesses pour pouvoir différencier la perte de précision entre les maillages.

3.4.1 Maillage n°1 : raffinement fin

C'est le maillage utilisé dans les précédentes simulations, il est repris à la figure 3.14, voici ses caractéristiques :

- cellules : 5245
- temps de simulation : 35 secondes

Résultats Ce premier maillage a fait ses preuves dans les précédentes expériences. On peut retrouver les résultats de celui ci aux figures 3.19b et 3.17b.

3.4.2 Maillage n°2 : raffinement moyen

Dans ce second maillage nous avons minimisé le nombre de cellules dans la rue principale de telle façon qu'il y a au minimum 2 interfaces dans la largeur de cette rue. Nous avons diminué également le nombre de cellules dans la ville. Les caractéristiques de ce maillage sont les suivantes :

- cellules : 2041
- temps de simulation : 10 secondes

Le temps de simulation est celui attendu. En effet, avec la réduction du nombre de cellule on s'attendait à ce que le temps de calcul diminue par rapport au maillage n°1.

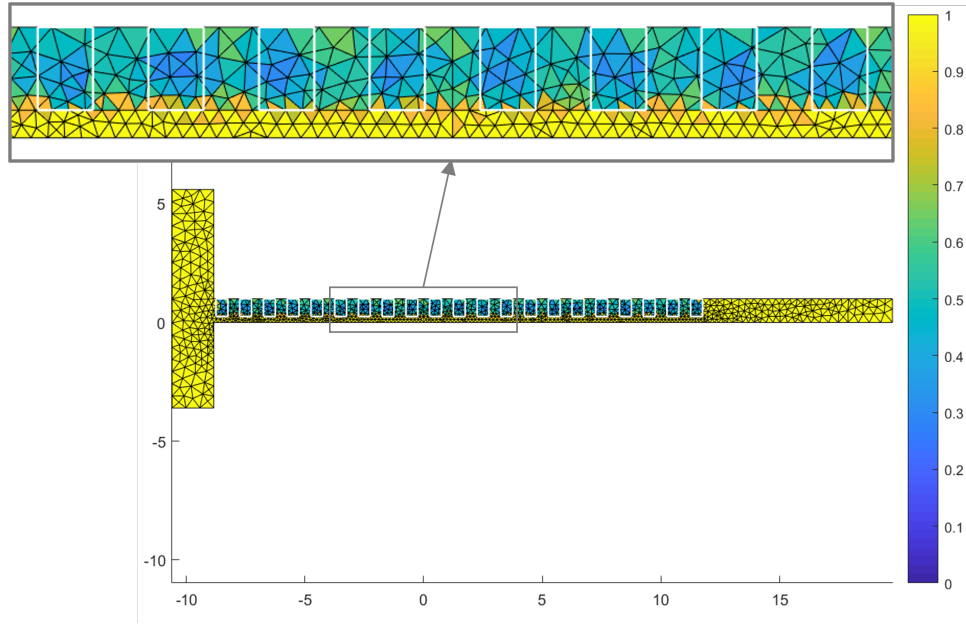


FIGURE 3.32 – Maillage n°2.

Résultats Il faut maintenant vérifier que les résultats restent convenables suite à cette réduction de maillage. En comparaison au modèle de maillage n°1 les résultats pour la hauteur d'eau sont similaires et ne présentent pas de perte de précision. En ce qui concerne le champ de vitesse, il est moins dense que pour le maillage n°1. Mais on distingue encore le flux dévié par les bâtiments.

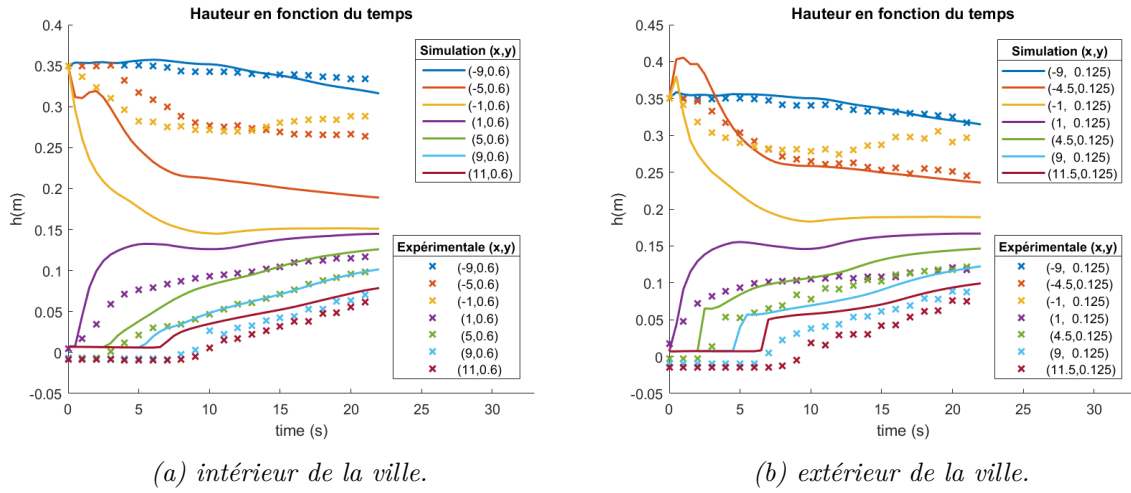


FIGURE 3.33 – Hauteur d'eau pour le maillage n°2.

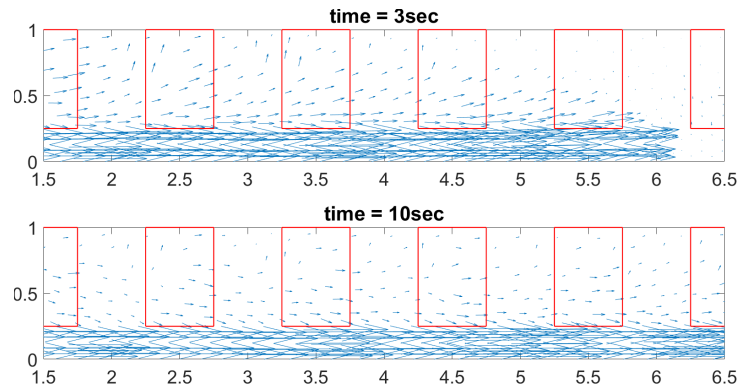


FIGURE 3.34 – Champ de vitesse pour le maillage n°2

3.4.3 Maillage n°3 : raffinement grossier

Dans ce 3 ème maillage, nous n'avons pas eu la possibilité de réduire d'avantage le nombre de cellules dans la rue principale. Nous avons seulement réduit leur nombre en dehors de cette rue soit dans le réservoir à l'amont et dans la ville. Avec le champs de porosité Building Peak, l'emprunte des bâtiments est dessinée moins précisément mais on distingue toujours leurs positions. Cela nous permet d'avoir les caractéristiques de simulation suivantes :

- cellules : 1431
- temps de simulation : 9 secondes

L'écart du temps de simulation par rapport au maillage précédent peut sembler décevant mais il était assez prévisible. En effet, malgré la réduction du nombre de cellules, celles de la rue principale ont gardé la même dimension que le test précédent. Le pas de temps du logiciel de calcul se base sur le temps minimum que le flux met pour traverser une cellule. En gardant les plus petites cellules de la même taille (dans la rue principale) entre le maillage n°2 et n°3. Nous n'avons pas réduit ce pas de temps.

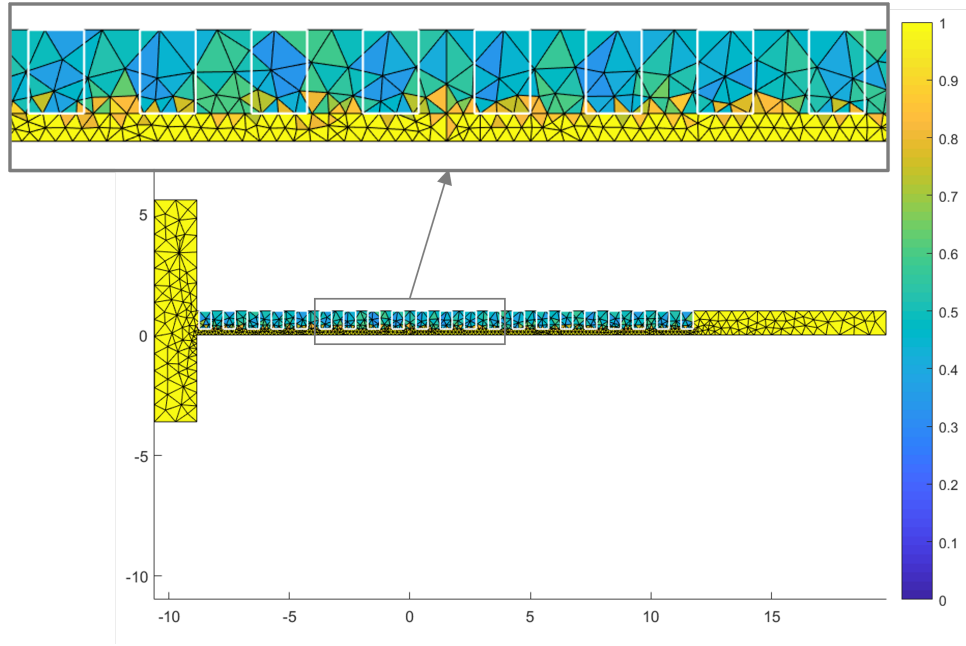


FIGURE 3.35 – Maillage n°3.

Résultats De même, pour ce maillage ci, nous ne voyons pas de différences notables et les résultats de la hauteur d'eau restent tout aussi corrects que pour les maillages précédents. C'est au niveau du champ de vitesse dans la ville qu'il y a une différence. En effet la faible quantité de cellule dans la ville rend le champ de vitesse complètement imprécis dans la ville. On ne distingue plus l'impact des bâtiments sur la vitesse du flux au sein de la ville.

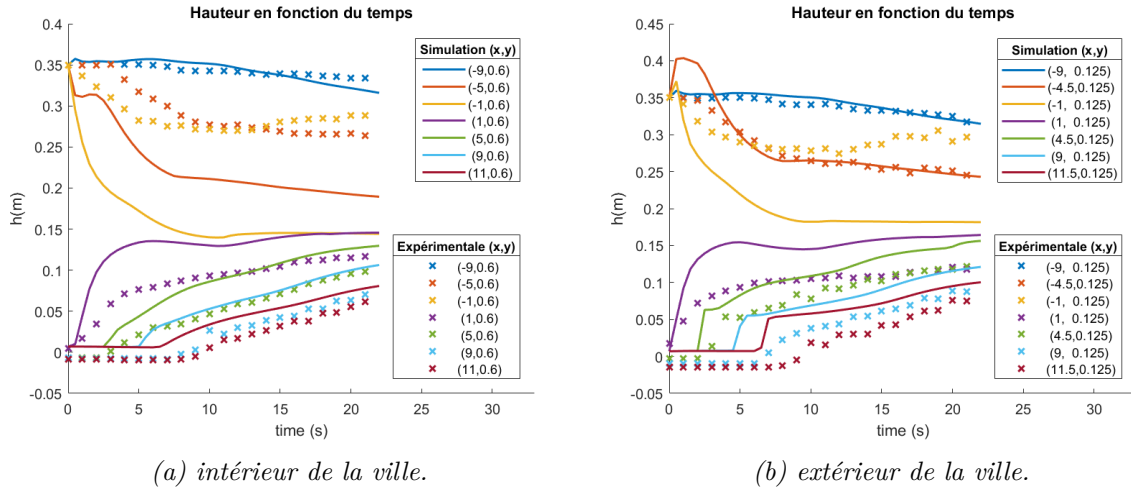


FIGURE 3.36 – Hauteur d'eau pour le maillage n°3.

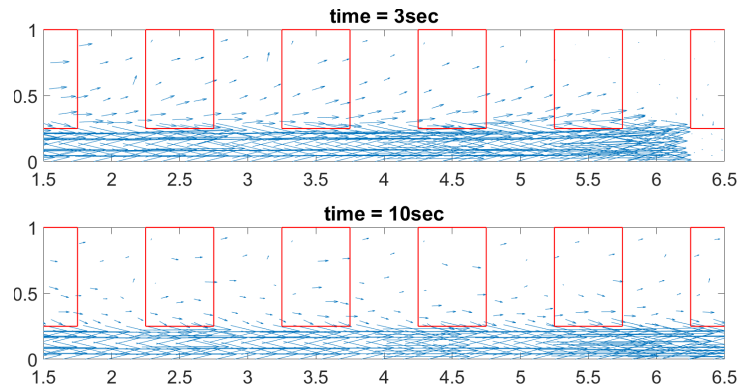


FIGURE 3.37 – Champ de vitesse pour le maillage n°3

3.4.4 Maillage n°4 : raffinement très grossier

Finalement, pour le dernier maillage nous avons supprimé la séparation entre la rue principale et la ville pour pouvoir élargir considérablement les cellules. Ce maillage montre bien que lors de la construction du champs de porosité building Peak la porosité de chaque cellule est composée de la moyenne des différentes porosités qu'elle recouvre. Par ailleurs il est ici plus difficile de retrouver la trace des bâtiments de la ville au travers de la porosité. Pour ce maillage n°4 nous obtenons les caractéristiques suivantes :

- cellules : 630
- temps de simulation : 3 secondes

En augmentant la taille de toutes les cellules le temps de simulation en est significativement diminué par rapport aux maillages précédents. En effet, pour ce test, toutes les cellules ont été augmentées ce qui permet au pas de temps d'augmenter ce qui a pour conséquence d'accélérer la simulation.

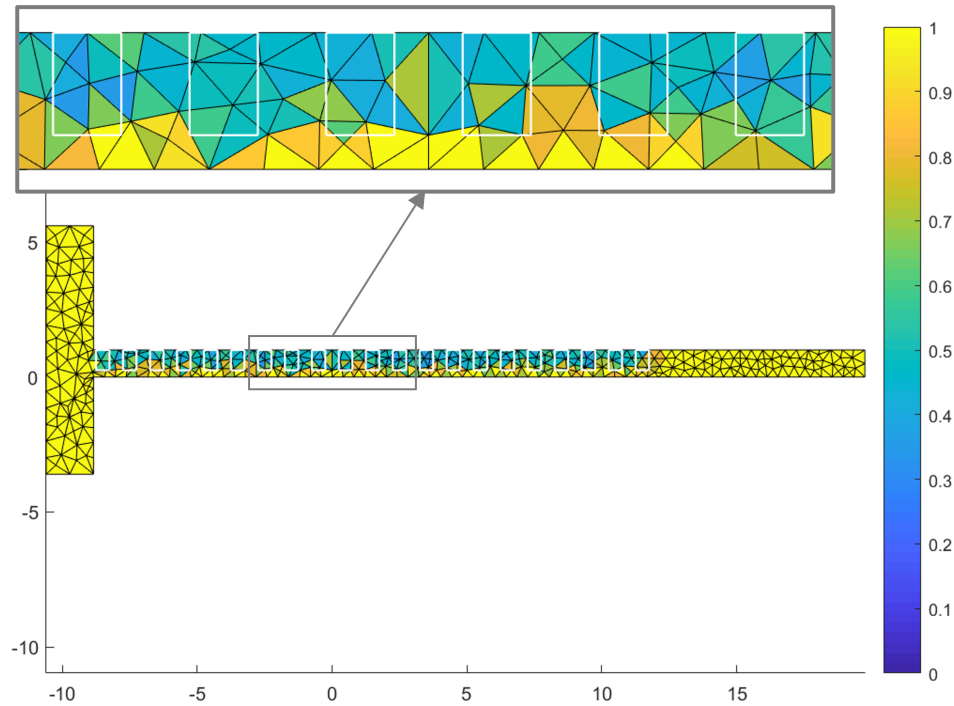


FIGURE 3.38 – Maillage n°4.

Résultats Pour ce dernier maillage les résultats montrent que la porosité retient trop le flux. En effet, cela est dû à la taille des cellules. Certaines d’entre elles se situant dans la rue principale ont une porosité inférieure à 1. Cela crée donc des pertes de charges supplémentaires dans la rue principale là où dans les autres simulations ces cellules permettaient un passage libre pour le flux d’eau. Dans les résultats cela se traduit par des hauteurs d’eau plus élevées à l’extérieur de la ville en amont par rapport aux données expérimentales. De plus le front se déplace plus lentement que les maillages précédents ou la simulation 2D détaillée.

Lorsque nous regardons le champ de vitesse on voit nettement le manque de précision lié à la faible quantité de cellules. Le champs de porosité Building Peak ne semble pas avoir d’effet sur le champ de vitesse qui reste constant dans la ville.

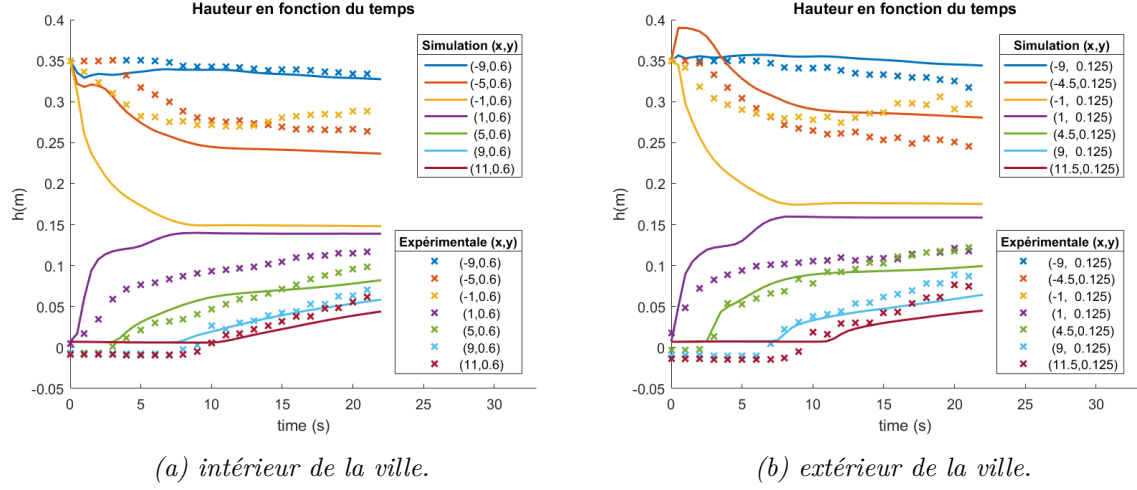


FIGURE 3.39 – Hauteur d'eau pour le maillage n°4.

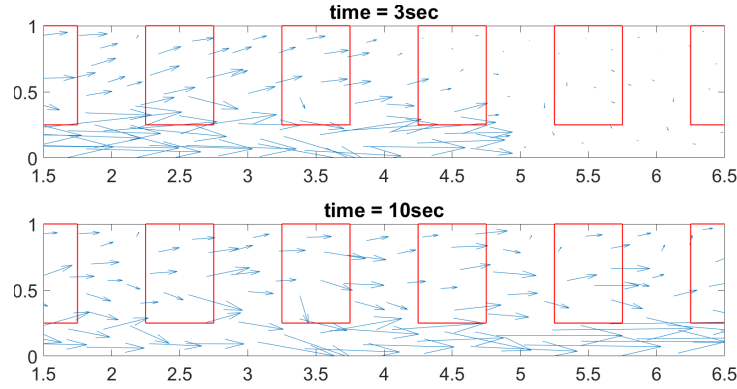


FIGURE 3.40 – Champ de vitesse pour le maillage n°4

3.4.5 Bilan sur les différents raffinement de maillages

Ces différents tests sont une preuve que la taille du maillage a une influence directe sur le temps de simulation comme ce qui a été énoncé dans l'introduction. Il ne faut pas non plus oublier que le but de ce travail est de certes réduire le temps de simulation mais tout en limitant la perte de précision sur les résultats.

Pour rappel, le modèle 2D détaillé a un temps de simulation de 606 secondes. Ce qui est déjà nettement supérieur au temps de calcul du maillage le plus raffiné que nous avons utilisé avec Buiding Peak dans cette partie : 35 secondes.

Le maillage n°4 n'a pas été convaincant malgré son temps de simulation. En effet, les résultats obtenus ne sont pas concluants et la faible quantité de cellules crée des imprécisions.

Concernant les 3 premiers maillages, on voit que tous les 3 obtiennent des résultats similaires. Cependant, la différence de temps de calcul de 1 seconde entre les maillages

n°2 et 3 nous pousse à utiliser le maillage moyennement raffiné pour tout de même garder le maximum de précision au sein de la ville.

3.5 Conclusion

Cette partie nous aura permis dans un premier temps de montrer l'intérêt du champ de porosité Building Peak. On a vu au travers de différents tests que le champ de porosité Building Peak permettait d'obtenir des valeurs plus proches de la réalité que le champ de porosité Constant.

Nous avons également pu valider le fait que le champ de porosité Building Peak respecte le principe de l'auto-similarité.

Ensuite nous nous sommes intéressés au tenseur de traînée. Lorsque l'on tente de trouver ses coefficients optimaux, on se heurte au fait que ceux-ci se déterminent empiriquement. De plus il est déjà difficile de les déterminer dans le cas simple d'un modèle de laboratoire or le but final est de pouvoir utiliser ce concept sur une ville réelle qui est beaucoup plus complexe.

Finalement, nous nous sommes attardés sur la taille du maillage ayant comme objectif de réduire le temps de calcul. Cette partie nous a permis de confirmer que la taille des cellules influence directement le temps de calcul. Nous avons par ailleurs tiré la conclusion qu'on pouvait réduire la taille du maillage mais avec une certaine précaution afin de ne pas perdre en précision sur les résultats.

Chapitre 4

Inclusion de la topographie dans le logiciel de simulation

Le logiciel SVP2D que nous utilisons pour réaliser nos simulations a toujours été utilisé sur des canaux tests ayant un fond plat et une hauteur globale de 0 mètre. Nous l'avons pour la première fois utilisé dans un cas où le modèle comprend une topographie non-plate et non nulle. C'est pourquoi la gestion des fonds secs en pentes au repos n'avait jamais été détectée jusqu'à ce travail. Suite à de nombreux tests sur le logiciel, nous sommes parvenus à cibler le problème qui est présenté dans cette partie. Nous allons d'abord expliquer la théorie derrière le défaut du code de calcul puis à l'aide de quelques tests, nous allons montrer qu'il a été résolu.

4.1 Problèmes de fond sec en pente au repos

Commençons par établir l'équation de conservation de la quantité de mouvement qui est au cœur du problème. [Soa22]

$$\frac{\delta q_x}{\delta t} + \frac{\delta}{\delta x} \left(\frac{q_x^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \right) + \frac{\delta}{\delta y} \left(\frac{q_x q_y}{h} \right) = gh (S_{0x} - S_{fx}) \quad (4.1)$$

Définissons les termes de cette équation :

- q_x et q_y : représentent respectivement le flux dans la direction x et y .
- h : la hauteur d'eau.
- S_{0x} : représente les pertes de charges liées à la topographie décrites par :

$$S_{0x} = -\frac{\delta z}{\delta x} \quad (4.2)$$

où z représente la hauteur du fond.

- S_{fx} : c'est le terme de source lié à la friction.

Notre problème se produit quand les flux sont au repos. Les termes suivants de l'équation de la quantité de mouvement sont nuls au repos :

- $\frac{\delta q_x}{\delta t}$: au repos, il n'y a pas d'évolution dans le temps.
- q_x et q_y : les débits sont nuls au repos, en effet il n'y a pas de mouvement de flux.
- S_{fx} : sans mouvement du flux, il n'y a pas de pertes de charges lié à la friction.

Au repos, l'équation de quantité de mouvement représentant l'équilibre au repos à respecter lors de la simulation se résume donc à la formule suivante.

$$\frac{\delta}{\delta x} \left(\frac{gh^2}{2} \right) = ghS_{0x} \quad (4.3)$$

Pour valider cet équilibre nous devons prendre en compte 2 configurations différentes que nous allons dissocier maintenant.

Mais avant cela, une petite précision sur SVP2D. Dans le logiciel, chaque cellule a la même hauteur de fond au sein de celle-ci. Pour modéliser la pente de fond, les cellules ont des hauteurs de fond différentes qui forment des marches entre-elles. Dans la suite des développements, nous allons prendre 2 cellules : une cellule droite et une cellule gauche. Comme c'est représenté dans les schémas 4.1 et 4.2, la cellule de droite est plus haute que celle de gauche.

Cas n°1 : $h_L > \Delta z$

Le premier cas est celui où la hauteur d'eau de la cellule gauche est suffisamment haute pour atteindre la cellule droite de telle sorte que $h_R \neq 0$.

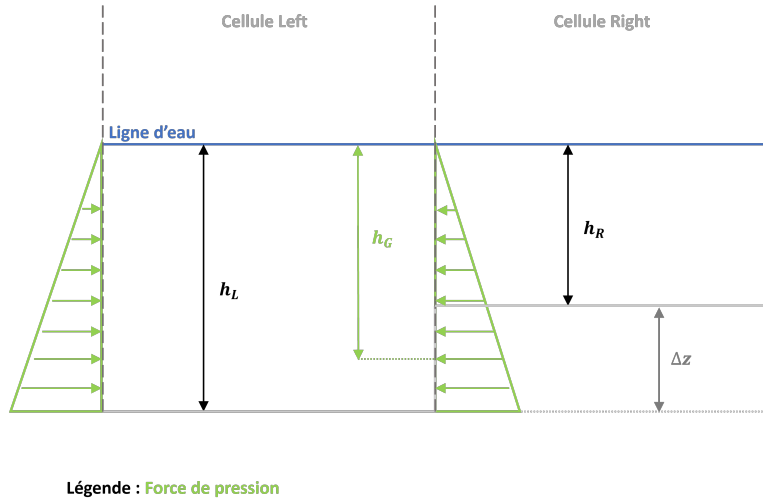


FIGURE 4.1 – Schéma de la pente de fond au repos pour le cas n°1 : $h_L > \Delta z$.

Force de pression :

$$F_p = \gamma h_G \Delta z = \gamma \left(\frac{h_L + h_R}{2} \right) \Delta z \quad (4.4)$$

Reprenons l'équation 4.3 de l'équilibre au repos que nous pouvons discrétiser :

$$\frac{\delta}{\delta x} \left(\frac{gh^2}{2} \right) \rightarrow - \left(\frac{gh_L^2}{2} - \frac{gh_R^2}{2} \right) \quad (4.5)$$

$$ghS_{0x} \rightarrow -g \left(\frac{h_L + h_R}{2} \right) \Delta z \quad (4.6)$$

Dans ce cas-ci, l'équilibre est bien respecté. En effet, quand on remplace Δz par $(h_R - h_L)$ on obtient l'égalité entre les deux équations 4.5 et 4.6 : l'équilibre est bien préservé. Cependant, il faut faire attention que dans le logiciel de calcul Δz est défini comme la différence de hauteur de fond (la topographie) et non pas calculé à partir de la hauteur de la surface libre. Ce détail a son importance pour le cas n°2.

Cas n°2 : $h_L < \Delta z$

Dans ce cas-ci, la hauteur d'eau est plus petite que la marche liée à la pente de fond. Elle n'arrive donc pas à atteindre la cellule de droite de telle façon que $h_R = 0$.

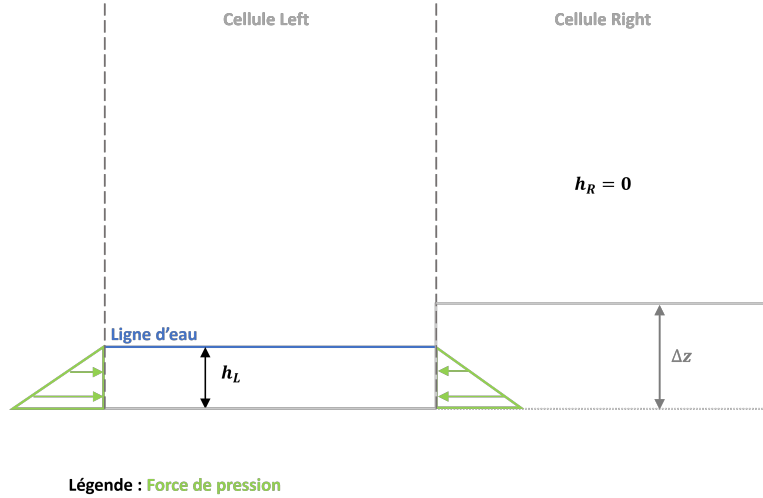


FIGURE 4.2 – Schéma de la pente de fond au repos pour le cas n°2 : $h_L < \Delta z$.

Force de pression :

$$F_p = \gamma \frac{h_L^2}{2} \quad (4.7)$$

Dans ce cas-ci, voici les équations à l'équilibre prennent la forme suivante avec $h_R = 0$:

$$\frac{\delta}{\delta x} \left(\frac{gh^2}{2} \right) \rightarrow - \left(\frac{gh_L^2}{2} \right) \quad (4.8)$$

$$ghS_{0x} \rightarrow -g \left(\frac{h_L}{2} \right) \Delta z \rightarrow -g \frac{h_L^2}{2} \quad (4.9)$$

Dans ce second cas si on veut que l'équilibre soit préservé, il faut remplacer Δz par la hauteur d'eau dans la cellule de gauche.

En dissociant ce cas dans le code de calcul, cela permet de prendre en compte cette différence et de garder l'équilibre dans toutes les situations.

En effet, si on avait gardé Δz à l'équation 4.9, pour maintenir l'équilibre le logiciel est obligé de modifier d'autres termes de l'équation : augmentation des hauteurs d'eau h_L et h_R . Les conséquences de cette adaptation ne sont physiquement pas correctes. C'est pourquoi nous avons dissocié ce cas et remplacer Δz par h_L , ce qui permet de maintenir l'équilibre correctement.

Vérifions maintenant par quelques petits tests pratiques si ce changement fonctionne.

4.2 Tests pour valider les modifications

Tous les tests ont été réalisés dans un canal fictif modélisé. Celui-ci a une longueur de 10m pour une largeur de 1m. Au centre de ce canal, nous avons incorporé un pic d'une hauteur de 0.5m. Ces détails sont repris sur le plan de ce canal. Les côtés du canal sont tous des murs ce qui empêche tout mouvement de l'eau vers l'extérieur et permet d'atteindre cet état de repos de l'eau. Dans certains tests, nous avons inclus une porosité de 0.5 uniquement dans la zone reprise en bleue dans le plan du canal. Sinon dans l'ensemble du canal la porosité est de 1, soit sans obstacle.

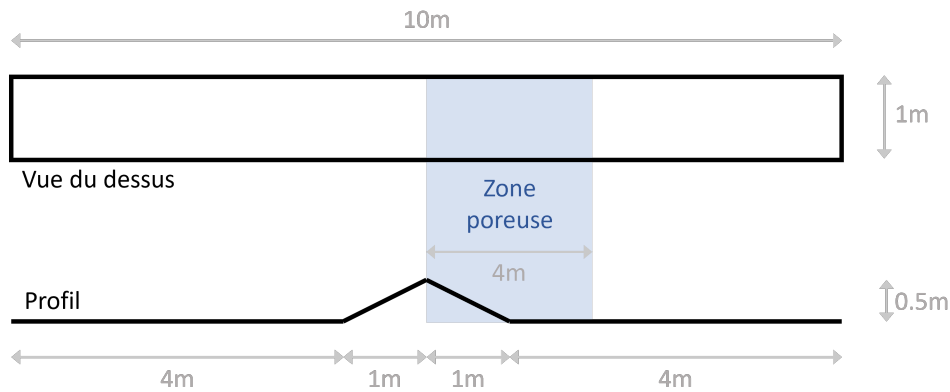


FIGURE 4.3 – Schéma du canal test fictif.

Les tests vont permettre de mettre en avant le problème sur l'ancien logiciel de calcul présentant un défaut et montrer que cela est parfaitement résolu désormais. On compare pour chaque test le code de calcul non corrigé à gauche et corrigé à droite sur les figures reprenant les résultats.

On distingue 2 cas différents énoncés dans la partie précédente pour maintenir cet équilibre au repos :

- $h_L > \Delta z$: la hauteur d'eau est supérieure à la taille de la marche.
- $h_L < \Delta z$: la hauteur d'eau est inférieure à la taille de la marche.

A l'origine, seul le premier cas était implémenté dans le code de calcul non-corrigé.

4.2.1 Test 1 : pic non-submergé et porosité constante

Nous partons d'une situation où la hauteur est initialement à 0.3m dans l'ensemble du canal. Nous ne considérons pas la porosité dans ce test-ci, elle vaut 1 dans l'ensemble du canal. Nous sommes dans le cas n°2 présenté précédemment.

Ce premier test met en avant le problème. L'eau est donc supposée être au repos, puisque son niveau est initialisé à la même hauteur sur l'ensemble du canal. Le long de la bosse, nous nous retrouvons dans une situation de pente avec un fond sec au repos. Comme on peut le voir sur la figure 4.4a, la hauteur d'eau augmente avec le temps, ce qui est physiquement impossible pour de l'eau au repos. Sans la condition d'équilibre mise en lumière par le cas n°2 4.9, le modèle maintient l'équilibre et la solution qu'il a est d'augmenter la hauteur d'eau.

On voit bien sur la figure 4.4b que le problème est résolu, la hauteur reste constante dans le temps : l'équilibre est respecté.

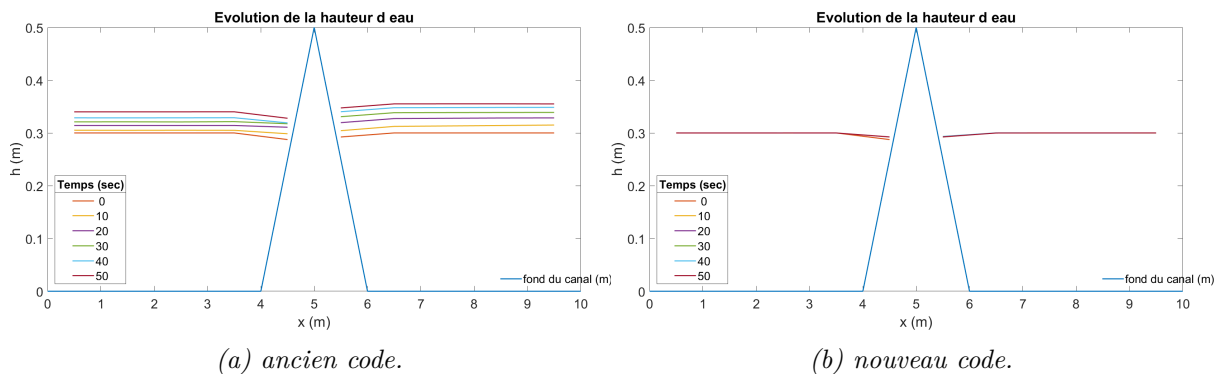


FIGURE 4.4 – Résultats du test 1.

4.2.2 Test 2 : pic non-submergé et porosité variable

Comme pour le test précédent, la hauteur d'eau est de 0.3 dans l'ensemble du canal. La différence, c'est la zone poreuse qui dans ce test ci vaut 0.5.

Vérifions maintenant si la porosité dans les équations joue un rôle. Comme on le voit à la figure ci-dessous les résultats sont similaires au test précédent. La porosité ne change en rien cet équilibre. En effet, avec le code corrigé, l'eau se répartit différemment dans cette zone, mais l'équilibre au repos y est conservé. Ce test valide également la modification du code.

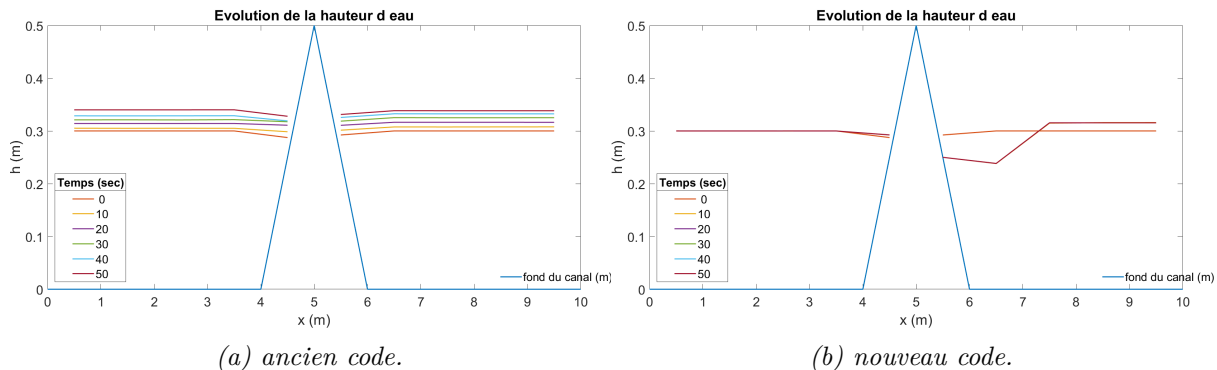


FIGURE 4.5 – Résultats du test 2.

4.2.3 Test 3 : pic submergé et porosité constante

Dans ce test ci la hauteur d'eau initiale est de $1m$ en amont soit les 5 premiers mètres du canal et de $0.3m$ en aval soit les 5 derniers mètres. Il n'y a pas de porosité dans le canal (elle vaut 1 partout).

Ce test représente cette fois-ci le cas n°1 présenté dans la partie théorique de ce chapitre. L'équilibre se fait assez rapidement dans les 2 cas, les courbes ne se superposent pas parfaitement, mais c'est normal. En effet, la différence de hauteur à créer une onde qui rebondit sur les extrémités du canal qui sont des murs. Il aurait fallu laisser tourner la simulation pour voir cette onde se dissiper. Ce test valide aussi les changements.

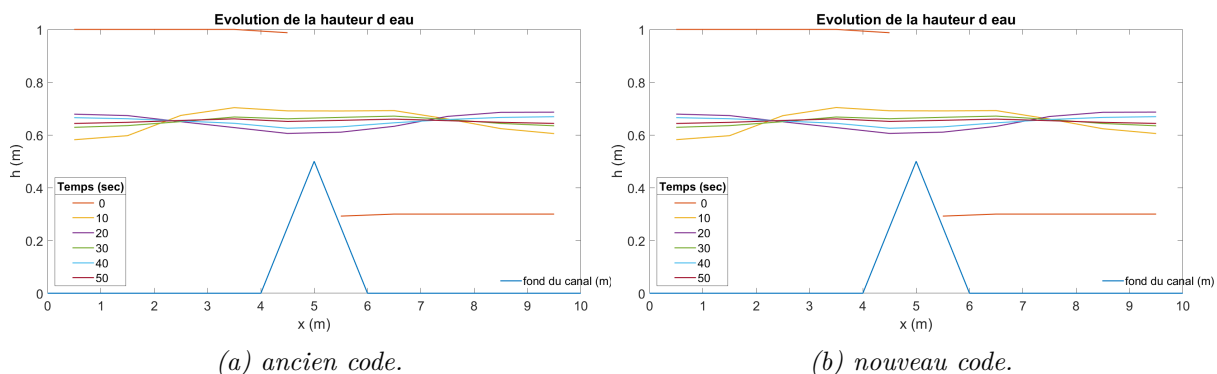


FIGURE 4.6 – Résultats du test 3.

4.2.4 Test 4 : pic submergé et porosité variable

Dans le dernier test, la hauteur d'eau initiale est la même que dans le test précédent : $1m$ en amont et $0.3m$. La différence est dans la zone poreuse qui dans ce test 4 vaut $0.5m$.

De manière analogue au test précédent, il modélise le cas n°1 avec la porosité en plus. L'ajout de la porosité modifie la hauteur d'eau dans cette zone comme pour le test 2. La porosité augmente également les pertes de charge, ce qui a pour conséquence de réduire l'onde créée par la différence de hauteur d'eau au départ. Ce dernier test valide également les modifications effectuées dans le code de calcul.

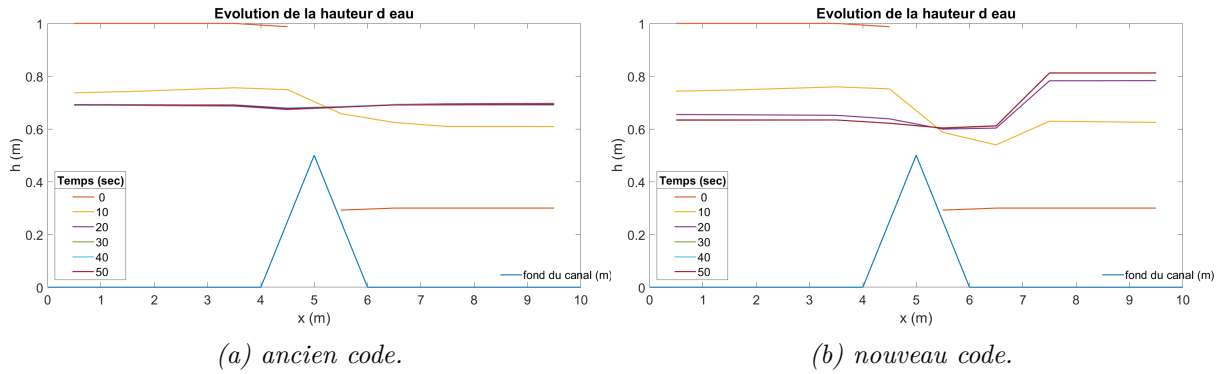


FIGURE 4.7 – Résultats du test 4.

Conclusion : Ces tests nous ont montré que désormais la topographie peut être ajoutée aux modèles utilisant ce code de calcul. Cela nous permet de pouvoir passer à un cas réel dans la partie suivante : la ville de Besançon.

Chapitre 5

Un cas réel : la ville de Besançon

Dans ce TFE, nous avons toujours effectué des analyses de cas fictifs sur des canaux de laboratoire. Dans cette partie, nous allons enfin pouvoir tester notre modèle et ses différentes améliorations sur un cas réel avec toutes les contraintes que cela comporte. Nous allons étudier la crue de 1910 survenue à Besançon.

5.1 Présentation de la ville

5.1.1 Géographie

Besançon se situe en France dans la région de la Bourgogne-Franche-Comté. Sa particularité est que le centre-ville historique se situe au centre d'un méandre du Doubs lui donnant une topographie particulière. Sur la carte de la figure 5.1 une vue aérienne reprend la ville et la position du Doubs et son sens de l'écoulement. Lors des différentes simulations, nous allons seulement nous intéresser à la ville se situant au coeur de ce méandre.



FIGURE 5.1 – Localisation de Besançon et sa vue aérienne. Source : Google Maps

Nous connaissons la topographie de Besançon et du Doubs. Celle-ci est reprise à la figure 5.2. On peut observer le lit du Doubs qui est plus profond que le reste.

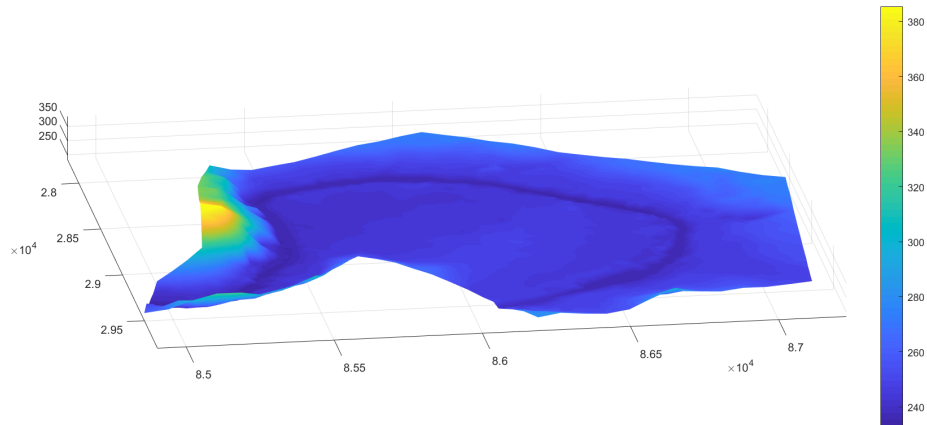


FIGURE 5.2 – Topographie de la ville de Besançon. Source : [ANR]

5.1.2 La crue de 1910

Grâce au dossier de presse constitué à l'occasion du centenaire de la crue nous connaissons le déroulement de celle-ci et une carte reconstitue la propagation de l'eau dans la ville.[EPT10]

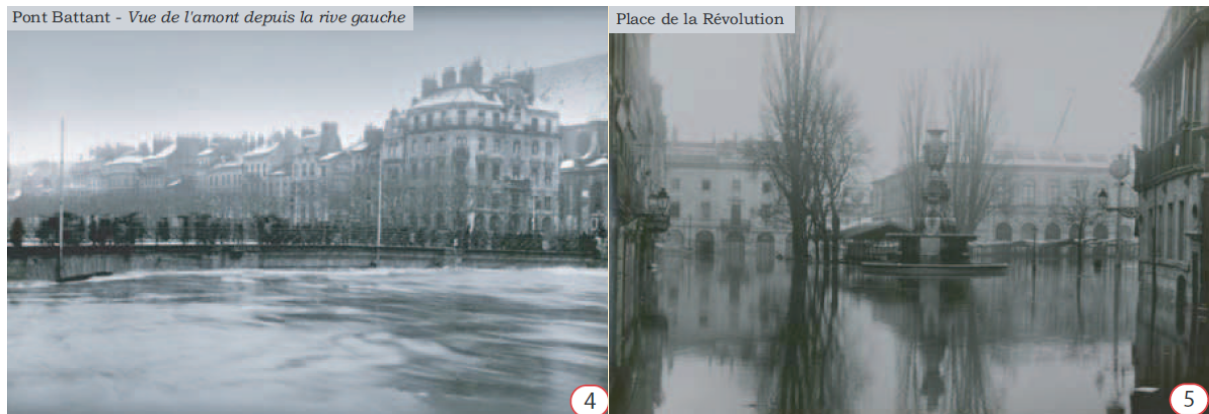


FIGURE 5.3 – Photos de la crue de 1910 à Besançon. source [EPT10]

Cette crue a eu lieu du 18 au 24 janvier 1910. Elle a atteint son pic dans la nuit du 21 janvier, la hauteur d'eau du Doubs cette nuit-là était de 9.57m à 3h du matin. A titre de comparaison le lundi 18 janvier de la même année (au début de la crue) au même point de repère la hauteur était de 3.48m.

Cette crue est le résultat de conditions météorologiques extraordinaires. La météo était particulièrement mauvaise cet hiver là : des pluies abondantes liées à un vent chaud ont fait fondre la couche de neige gelée. La neige fondue et les fortes pluies vont ruisseler dans la vallée jusqu'aux différents cours d'eau qui entrèrent en crues très rapidement.

La figure 5.4 reprend la carte de 1910 de Besançon avec les zones inondées selon les données de l'époque. Nous allons pouvoir comparer cette carte par rapport aux données de la simulation.

Les Bisontins ont eu de la chance et aucun mort n'est à déplorer suite à cette catastrophe. Le bilan est matériel avec un coût estimé aujourd'hui à 6.5 millions d'euros. En effet, dans certaines rues, le niveau d'eau était de 1.5m.

En-dehors des conditions météorologiques, les habitants n'ont pas été prévenus correctement ce qui les a empêchés de se prémunir et d'agir pour tenter de contenir cette crue. Comme par exemple l'installation de barrages au niveau des ouvertures faites à certains endroits dans les remparts que l'on voit le long du Doubs sur le côté gauche de la ville. De plus, les ponts enjambant le Doubs ont créé des barrages, obligeant le cours d'eau de se créer un nouveau lit dans une rue de la ville.

Aujourd'hui, les autorités locales redoutent toujours une nouvelle crue de cette ampleur. Des mesures sont testées comme par exemple la mise en place d'un barrage flottant en cas de crue. [Col19]



FIGURE 5.4 – Carte de Besançon de 1910 reprenant en bleu la zone inondée lors de la crue. Source : [EPT10]

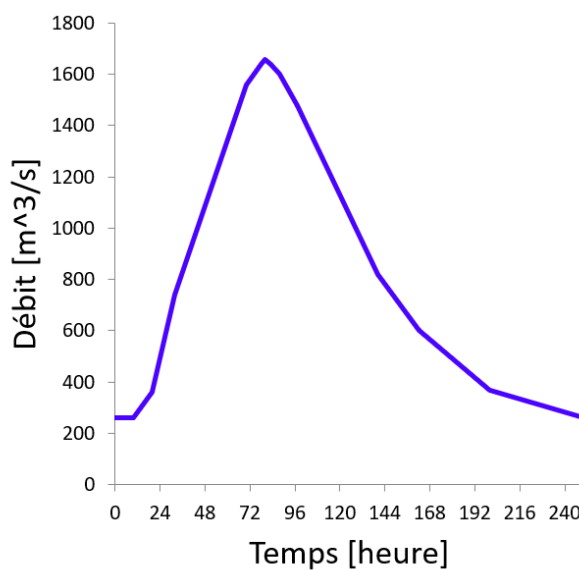
5.2 Modélisation

Dans cette partie nous allons voir les différents points clés pour pouvoir réaliser une simulation la crue de 1910 à Besançon. Pour mener à bien cette partie, nous possédons les données du projet ANR FlowRes (2015-2018) [ANR] ainsi que du « Rapport de stage : modélisation de différentes crues sur la ville de Besançon. » de GILLAIN. [Gil18]

5.2.1 Les conditions limites

Un point important dans une modélisation, ce sont les conditions limites, particulièrement dans un cas réel puisque celles-ci évoluent au cours du temps. Dans cette partie, nous allons détailler la condition limite amont et aval du Doubs.

La condition amont : Débit imposé. L'interface limite à l'amont est représentée à la figure 5.7 en rouge. Pour cette condition limite, nous nous basons sur l'hydrogramme de 1910, ce qui nous permet de calculer l'évolution du débit entrant dans le Doubs au niveau du méandre de Besançon. Il est repris à la figure 5.5a, à partir de celui-ci, nous pouvons déduire le débit par unité de longueur (à l'entrée de Besançon, le Doubs à une longueur de 77 m). Le tableau à la figure 5.5b reprend les valeurs utilisées pour modéliser la crue de 1910.



(a) hydrogramme.

Temps (sec)	Débit ($m^3 s^{-1}$)
0	3.64
36000	3.64
72000	5.03
115200	10.35
252000	21.82
280800	22.94
288000	23.16
298800	22.94
316800	22.38
349200	20.70
504000	11.47
583200	8.39
720000	5.17
900000	3.64

(b) valeurs utilisés pour la simulation.

FIGURE 5.5 – Hydrogramme du Doubs à l'entrée de la ville de Besançon et les valeurs discrétisées de celui-ci par mètre lors de la crue de 1910. Source : [Gil18]

La condition aval : relation hauteur débit. L'interface limite avale est représentée à la figure 5.7 en vert. Nous connaissons pour différents débits la hauteur correspondante à cet endroit. Avec ces connaissances, il nous est alors possible de déterminer une relation entre le débit et la hauteur d'eau. La courbe reprise à la figure 5.6 reprend sous forme de boule rouge les valeurs disponibles et en pointillé la courbe de tendance qui a une forme quadratique. L'équation de la courbe est la suivante :

$$h = -0.0028653q^2 + 0.3q + 233.74 \quad (5.1)$$

C'est cette relation qui nous permet de faire évoluer la condition limite de façon réaliste en imposant une hauteur en fonction du débit à cet endroit-là.

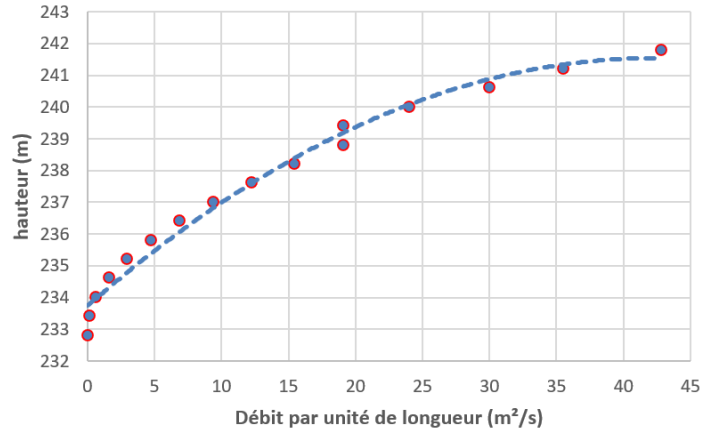


FIGURE 5.6 – Relation hauteur débit en amont du Doubs de la ville de Besançon. [Gil18]

Le reste des conditions limites : les autres frontières du modèle sont modélisées comme des murs qui empêchent le passage de flux.

5.2.2 Le maillage

Comme nous l'avons vu dans les parties précédentes, le but d'inclure la porosité dans le modèle est de pouvoir dessiner un maillage plus grossier. Il y a cependant quelques contraintes à respecter comme nous avons pu le voir dans la partie 3.4.

Pour ce maillage, nous avons choisi d'imposer au minimum 2 interfaces dans la largeur du cours d'eau et que seul les endroits plus sensibles (virage ou rétrécissement) soient représentés précisément avec un maillage plus fin. A l'inverse, aux extrémités du plan, le maillage est plus grossier, car ce sont des zones qui ne sont pas susceptibles d'être inondées. On a donc peu d'intérêt à être précis à ces endroits. La figure 5.7 reprend le maillage qui comporte 3 581 cellules.

Comme on peut le voir sur la figure 5.7, le maillage est découpé en plusieurs zones, leur différence en dehors de la taille des cellules et la porosité ce sont les coefficients de Manning représentant la rugosité :

- zone urbaine : $0.5 \text{ sm}^{-\frac{1}{3}}$
- rivière : $0.025 \text{ sm}^{-\frac{1}{3}}$
- zones de plaines : $0.04 \text{ sm}^{-\frac{1}{3}}$

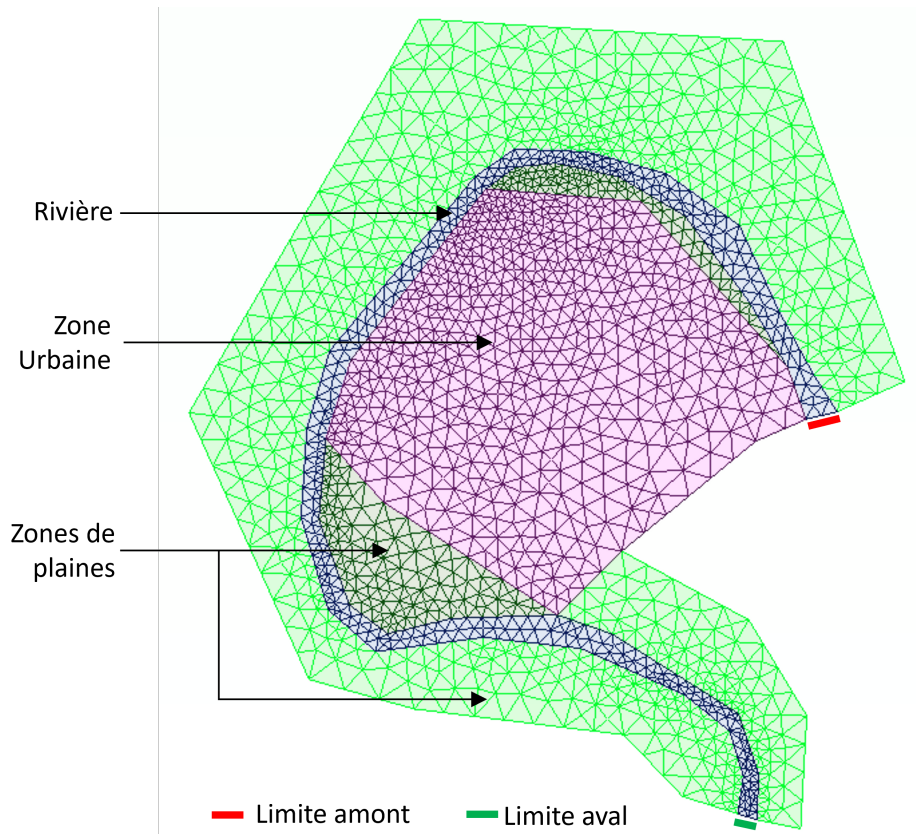


FIGURE 5.7 – Maillage de la ville de Besançon et ses différentes zones.

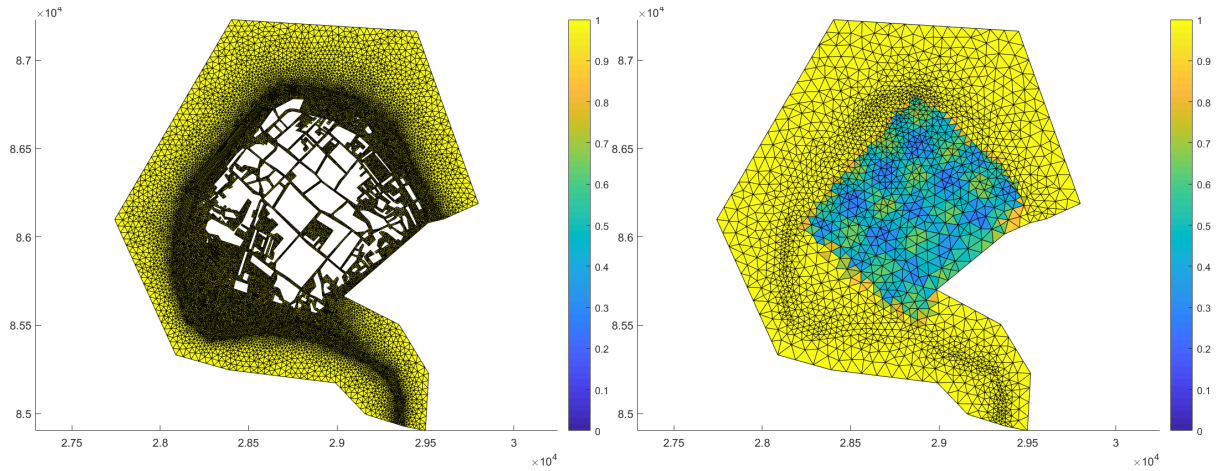
5.2.3 Le champ de porosité

Dans ce modèle, nous étudions la partie urbaine au centre du méandre représentée en mauve à la figure 5.7. En effet, comme expliqué dans la partie précédente, l'inondation a principalement touché cette partie de Besançon.

Les 2 cartes précédentes représentant la ville aux figures 5.1 et 5.4 permettent de donner une idée sur la composition des rues et des bâtiments. Ce cœur urbain est assez dense et non-uniforme. A l'inverse, comme nous l'avons vu au début de ce travail, le champ de porosité Building Peak est construit périodiquement et il est uniforme sur l'ensemble de la ville. Il est donc assez compliqué de l'adapter à une ville réelle qui n'a pas cette structure.

A la figure 5.8a est repris le plan simplifié du bâti de la ville utilisé lors de sa modélisation détaillée. A partir de ce plan, nous avons pu déterminer la porosité moyenne du centre-ville de Besançon en utilisant la formule 1.2 : $\phi = 0.467$.

C'est à partir de ce même plan simplifié que nous nous sommes basés pour générer le champ de porosité Building Peak. Nos objectifs ici sont de reproduire l'orientation principale des rues dans le champ de porosité. Cet objectif est accompli pour représenter au mieux la ville par la porosité comme le montre la figure 5.8b.



(a) représentation détaillée : 40 214 cellules. (b) champ de porosité building peak : 3 581 cellules

FIGURE 5.8 – Comparaison entre la ville détaillée (simplifiée) et le champ de porosité Building Peak pour Besançon.

5.3 Résultats

Le temps de simulation : pour effectuer la simulation avec le détail des bâtiments, le maillage se compose de 40 214 cellules. En utilisant une méthode de calcul parallèle, le temps de simulation est de 3 jours et 14 heures. Lorsque nous avons utilisé le modèle de porosité associé à un maillage plus grossier repris à la figure 5.7. Soit 3 581 cellules, la simulation a duré 7 heures. La différence de temps est assez importante et proportionnelle à la taille du maillage.

Analyse globale : Observons l'évolution de la crue et le comportement de l'eau au cours de la totalité de l'évènement. La figure 5.9 reprend quelques moments clés simulés de la catastrophe. On voit clairement l'évolution de la crue avec l'eau se propager et la hauteur d'eau augmenter jusqu'à la 290 000 ème seconde (3 jours et 8 heures) où elle atteint son apogée. Par la suite, la décrue se réalise et les zones inondées se réduisent.

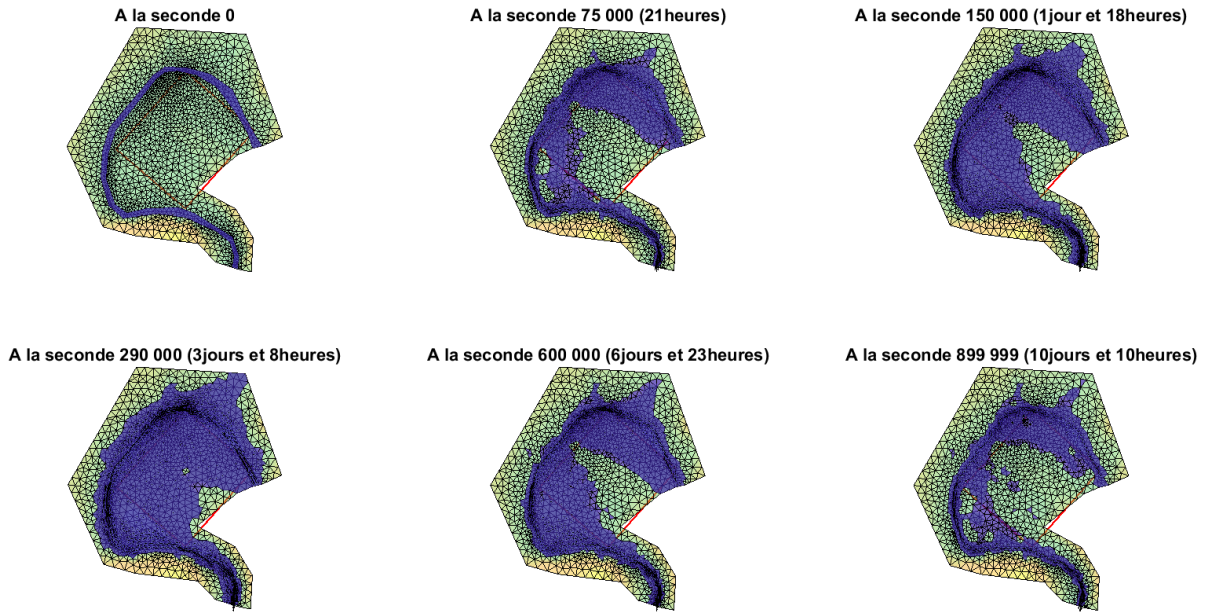
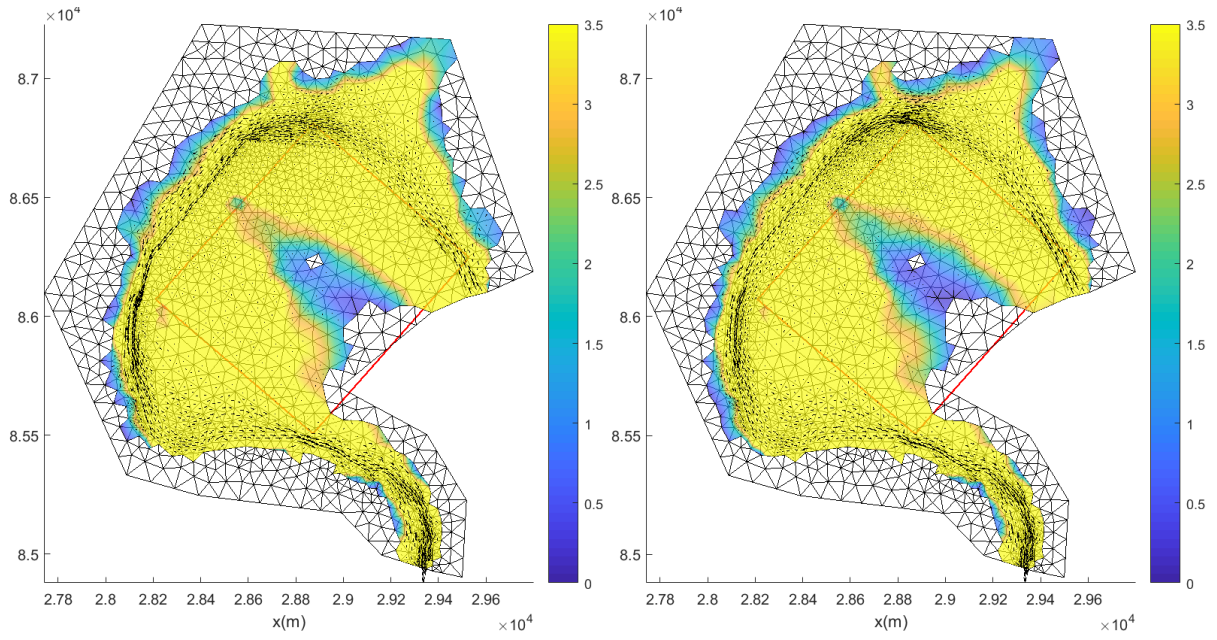


FIGURE 5.9 – Évolution de la crue de 1910, simulation utilisant le modèle *Building Peak*.

Analyse des zones inondées et de la hauteur d'eau Observons les résultats au moment le plus critique de la crue le moment où l'eau a envahie le plus de zone à la 290 000 ème secondes de la simulation. La figure 5.10 reprend les résultats des simulations utilisant la porosité. Le carré rouge représente les limites de la villes utilisées pour dessiner le champs de porosité *Building Peak*. Comparons les résultats des 2 modèles utilisant la porosité entre eux. Globalement l'eau atteint les mêmes limites dans la ville, la différence se situe au niveau de la hauteur d'eau. En effet, au coeur de la ville on voit que la travée centrale reprenant la zone où la hauteur d'eau est inférieure à 3m de hauteur est plus large dans le cas de *Building Peak*. Cela montre clairement l'intérêt d'utiliser ce type de champs de porosité.



(a) champ de porosité constant.

(b) champ de porosité building peak.

FIGURE 5.10 – État de la crue de 1910 à la seconde 290 000 (3jours et 8heures).

Comparons désormais les résultats issus du modèle avec le champ de porosité Building Peak avec ceux de la simulation détaillée dont les résultats sont repris à la figure 5.11. Même si les résultats sont encourageant avec l'utilisation de Building Peak, ils sont encore loin de représenter la réalité. Lorsque l'on observe les résultats de la simulation détaillée, ils sont sensiblement plus proches de ceux repris à la carte à la figure 5.4 reconstituée avec les témoignages de l'époque.

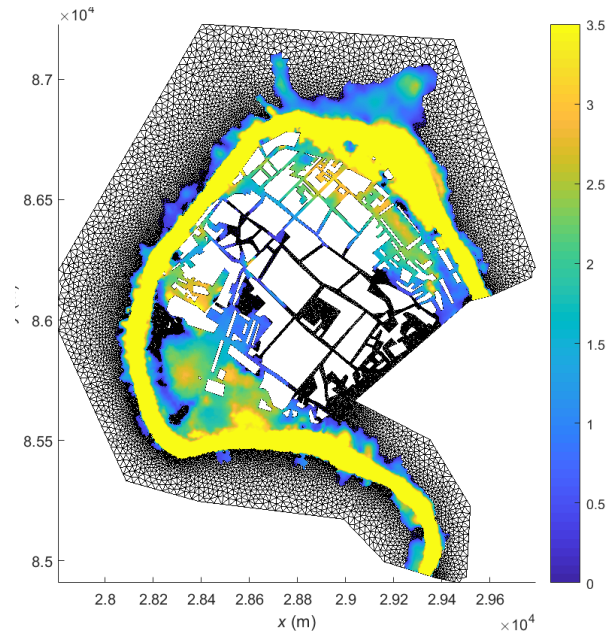


FIGURE 5.11 – Résultats de la simulation avec le ville détaillée à la seconde 290 000 (3jours et 8heures). Source : [Gil18]

Le modèle de porosité utilisant Building Peak montre des résultats encourageants mais encore assez loin de la réalité. Dans la partie suivante nous allons proposer quelques pistes d'améliorations pouvant donner de meilleurs résultats.

5.4 Pistes d'amélioration

5.4.1 Les conditions limites

A l'exception des conditions limites sur le Doubs en amont et en aval, les frontières extérieures de la modélisation sont considérées comme étant des murs au travers desquels l'eau ne peut pas s'écouler. C'est à dire qu'à certains moments quand l'eau atteint le contour extérieur du maillage celle-ci se retrouve piégée. Ces zones sont reprises à la figure 5.12 par des cercles rouges. Cela empêche l'eau de s'écouler, c'est particulièrement problématique en aval, cela restreint la zone où l'eau peut s'écouler pour sortir de la zone. Ce n'est pas réaliste et cela peut être amélioré dans les prochaines simulations.

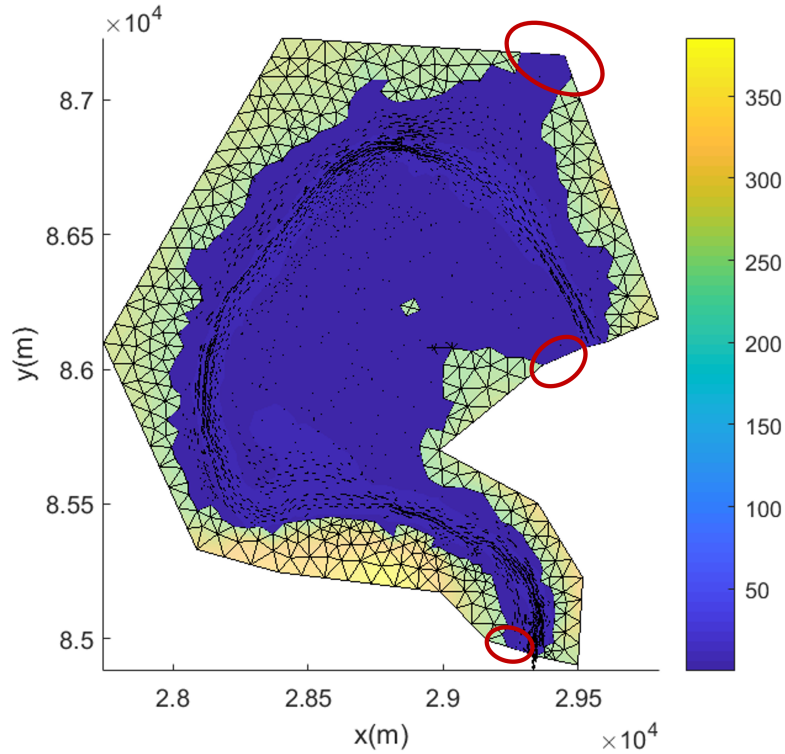


FIGURE 5.12 – Frontières atteintes par l'eau.

5.4.2 Le maillage

Un autre point à améliorer est le raffinement du maillage. En effet, contrairement aux tests en laboratoire dont nous avons effectué les simulations dans les parties précédentes, dans ce cas réel nous devons prendre en compte la topographie. La hauteur du fond dans chaque cellule est constante. En effet, la hauteur de fond de la cellule est la moyenne de chaque point la composant. Avec des cellules trop grandes, cette hauteur de fond peut en être faussée et certains extrêmes lissés ce qui a pour conséquence une perte de précision par rapport à la réalité du terrain.

De ce fait, une nouvelle simulation a été faite avec un maillage plus fin : 8 782 cellules, il est repris à la figure 5.13. La simulation n'a pas été effectuée entièrement mais uniquement jusqu'à la 290 000 secondes afin de faire apparaître l'état de la situation au moment du pic de la crue. Pour atteindre cet objectif, le logiciel a calculé pendant 11 heures. A titre indicatif, la simulation avec le maillage plus grossier a mis 3h et la simulation détaillée 21 heures pour le atteindre le même objectif. Le temps de calcul est certes plus long mais toujours très intéressant.

Les résultats présentés à la figure 5.13 en sont réellement améliorés et se rapprochent de la réalité et de la simulation détaillée. Certains points plus hauts alors moins inondés apparaissent. C'est par exemple le cas de la zone autour du point $(2.82 \times 10^4, 8.6 \times 10^4)$. Cette zone était complètement inondée de plus de 3m d'eau dans la modélisation avec

Building Peak et un maillage plus grossier. Or il apparaît clairement que cette zone dans des simulations plus détaillées est préservée.

Ces résultats encourageants montrent qu’une amélioration du maillage peut avoir un impact sur les résultats sans pour autant augmenter radicalement les temps de simulation. L’idéal serait de créer un maillage optimal permettant de reproduire le plus fidèlement la topographie du terrain tout en essayant de maximiser la taille des cellules pour ne pas augmenter significativement le temps de calcul.

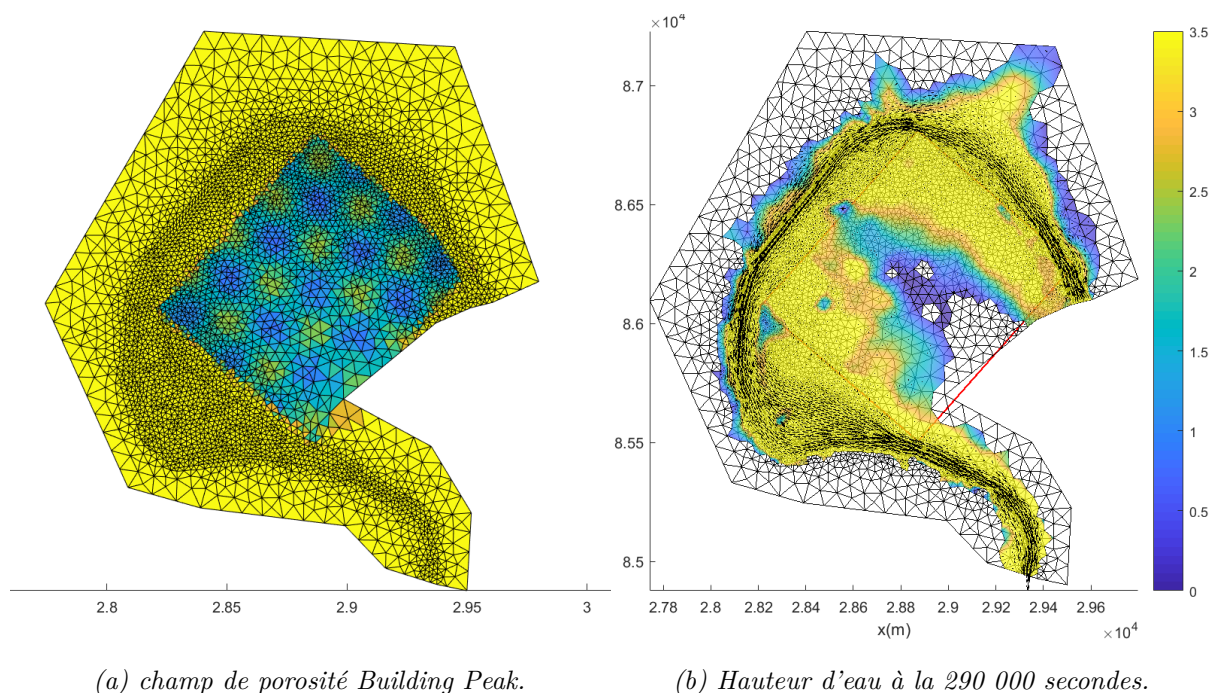


FIGURE 5.13 – Amélioration du maillage, résultats à la seconde 290 000 (3 jours et 8 heures).

5.4.3 Le champ de porosité Building Peak

La création du modèle de porosité Building Peak a également ses limites. Elles ont été énoncées plusieurs fois dans ce travail. Besançon n’étant pas une ville de laboratoire ordonnée et périodique, il n’est pas évident de pouvoir la reproduire aux travers de sinusoides.

Nous avons testé un champ de porosité avec plus de bâtiments et de rues tout en gardant la même porosité. Ce nouveau champ de porosité est repris à la figure 5.14. Ce champ permet plus de variation de la porosité. Avec un maillage plus détaillé et un champ de porosité Building Peak également plus détaillé, on obtient une légère amélioration sur les résultats. Ils sont présentés à la figure 5.14.

L’objectif est de pouvoir obtenir un champ de porosité plus proche de la réalité. Cela pourrait par exemple être obtenu en divisant la ville en différents quartiers où la porosité y est calculée localement. Cela permettrait d’assigner une porosité plus faible dans les zones

urbaines plus denses. Permettant ainsi de contraindre le flux et de pouvoir représenter plus fidèlement la ville.

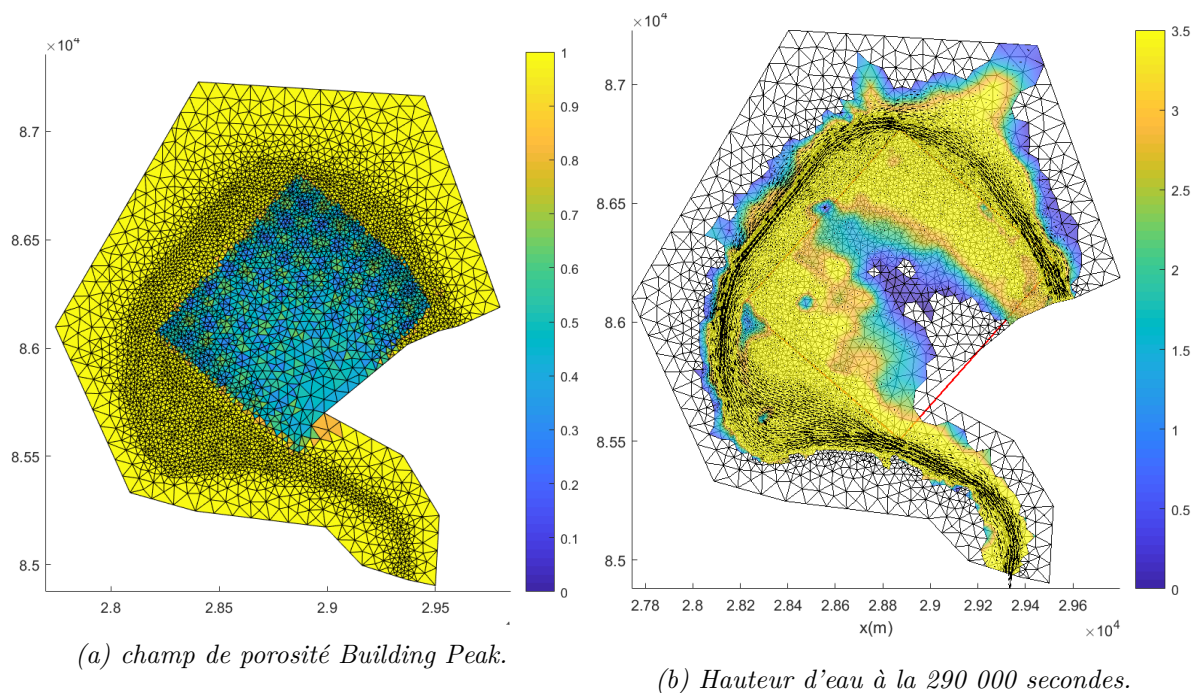


FIGURE 5.14 – Amélioration du champ de porosité Building Peak, résultats à la seconde 290 000 (3jours et 8heures).

Simplification :

D'autres paramètres liés à la crue de 1910 ne sont pas pris en compte dans les simulations.

En effet, des témoignages de l'époque et différentes photos montrent que certains ponts ont fait office de barrage. De plus on raconte que dans certaines rues, le torrent aurait érodé le pavé jusqu'à 1m de profondeur. Ces éléments ont un impact direct sur le flux. [EPT10]

5.5 Bilan

Représenter une ville réelle avec le champ de porosité Building Peak n'est pas une chose facile. En effet, la simulation d'une ville réelle doit prendre en compte la topographie du terrain ce qui a un impact sur le choix du maillage. De plus la modélisation des bâtiments et des rues au travers du champ de porosité Building Peak n'est pas évident.

Les résultats obtenus sont encourageants mais nécessitent encore des améliorations principalement sur la gestion des conditions limites, du raffinement du maillage et de la construction du champ de porosité Building Peak.

Chapitre 6

Conclusion

Ce travail a permis de tester et de découvrir les limites du champ de porosité Building Peak et de le tester sur le cas réel de la ville de Besançon. Dans cette dernière partie nous allons parcourir les différents enseignements que nous avons tiré de ce travail.

Le canal limite, nous a permis de tester le champ de porosité Building Peak au travers de différents paramètres. Les résultats ont permis de valider l'amélioration qu'apporte ce champ de porosité sur les simulations. Nous avons par la suite tenté de voir l'impact du tenseur de traînée lié au champ de porosité Building Peak. Les conclusions sont plus mitigées puisqu'on a vu que les coefficients ont indépendamment chacun un impact sur les résultats. Mais il reste très difficile à calibrer, cela est lié à leur définition semi-empirique. Finalement, nous nous sommes attardés sur le raffinement du maillages toujours lié à l'utilisation du champ de porosité Building Peak. Les tests ont confirmé que la taille des cellules impact directement le temps de simulation. Pour cette partie nous avons conclu que réduire la taille ne diminue pas significativement la précision pour autant que les cellules gardent une taille dans le même ordre de grandeur (par rapport au pas de temps) et qu'elles ne soient pas non plus trop grandes ce qui déforme le champ de porosité Building Peak et limite son impact sur le flux.

Une vérification importante que nous avons menée concerne le principe de l'auto-similarité. Nous pouvons affirmer à la fin de ce travail que le champ de porosité Building Peak respecte le principe de l'auto-similarité.

Ce travail a permis de mettre en lumière une faiblesse du logiciel de calcul SVP2D liée à la topographie : problème de fond sec en pente au repos. Cela a pris beaucoup de temps pour cibler le problème et ensuite pouvoir le fixer. Au travers de différents tests, nous avons montré que désormais le logiciel fonctionne, il est prêt à être utilisé pour des villes réelles incluant une topographie.

Le code de calcul fonctionnant, nous avons pu effectuer des essais sur la ville de Besançon. L'utilisation de la porosité et plus particulièrement du champ de porosité Building Peak ont produit des résultats encourageant, mais avec un écart avec la réalité. Nous avons même déjà montré que certaines améliorations avaient un impact positif :

- Les conditions aux frontières du modèle.
- Le raffinement du maillage.
- Le champ de porosité Building Peak.

Les résultats sont encourageants et il y a encore des perspectives d'améliorations à approfondir afin de représenter au mieux les écoulements d'eau en milieu urbain en utilisant le concept de la porosité.

Bibliographie

- [AFP21] AFP/BELGA. *Les inondations en Belgique, seconde catastrophe la plus coûteuse de 2021*. La Libre.be. 27 déc. 2021. URL : <https://www.lalibre.be/planete/environnement/2021/12/27/les-inondations-en-belgique-seconde-catastrophe-la-plus-couteuse-de-2021-SFUCFY7S7VHQLF6IZFRZOXBVHU/>.
- [ANR] ANR. *Projet ANR FlowRes (2015-2018) : Prédire les écoulements dans les plaines d'inondation dont l'occupation du sol varie, lors de crues extrêmes*. URL : <https://flowres.inrae.fr/fr/>.
- [BL21] Antoine BINAMÉ et LABORATOIRE DE CLIMATOLOGIE DE L'ULIÈGE. *Intempéries et inondations : quel bilan météorologique en tirer ?* RTBF. 19 juill. 2021. URL : <https://www.rtb.be/article/intemperies-et-inondations-quel-bilan-meteorologique-en-tirer-10807460>.
- [Col19] Valentin COLLIN. *Besançon. Ils ont testé le barrage flottant qui sauverait la ville des eaux*. L'est républicain. 21 nov. 2019. URL : <https://www.estrepubicain.fr/edition-de-besancon/2019/11/21/le-test-du-barrage-flottant-qui-permettrait-de-sauver-besancon-des-eaux>.
- [CRE22] CRED. « 2021 Disasters in numbers. » In : *Brussels : CRED* (2022). URL : https://cred.be/sites/default/files/2021_EMDAT_report.pdf.
- [Dew+21] Benjamin DEWALS et al. « Porosity Models for Large-Scale Urban Flood Modelling : A Review ». In : *Water* 13.7 (7 jan. 2021), p. 960. ISSN : 2073-4441. DOI : 10.3390/w13070960. URL : <https://www.mdpi.com/2073-4441/13/7/960>.
- [EPT10] EPTB SAÛN. « 1910-2010 : la crue du siècle à Besançon. » In : (2010). URL : https://orisk-bfc.fr/sites/default/files/OHFC/5.onglet_thematique/Crue%201910_Plaquette.pdf.
- [GDS] Vincent GUINOT, Carole DELENNE et Sandra SOARES-FRAZAO. « Numerical and experimental verification of self-similarity properties of the shallow water equations with porosity ». In : (). URL : *Sous-presse*.
- [Gil18] Martin GILLAIN. « Rapport de stage : modélisation de différentes crues sur la ville de Besançon. » In : (2018).
- [GR09] Christophe GEUZAINÉ et Jean-François REMACLE. « Gmsh : A 3-D Finite Element Mesh Generator with Built-in Pre- and Post-Processing Facilities ». In : *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 79.11 (2009), p. 1309-1331. ISSN : 1097-0207. DOI : 10.1002/nme.2579. URL : <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/nme.2579>.

- [LS17] Jérémy LINKENS et Jean-Charles SNAPS. « Application Du Concept de Porosité Pour La Modélisation d'écoulements En Milieu Urbain ». Ecole polytechnique de Louvain, Université catholique de Louvain, 2017. URL : <http://hdl.handle.net/2078.1/thesis:12861>.
- [Pad21] Bernard PADOAN. *Inondations : de Liège à Namur, de Pepinster à Eupen, la Wallonie emportée par les flots*. Le Soir. 15 juill. 2021. URL : <https://www.lesoir.be/384267/article/2021-07-15/inondations-de-liege-namur-de-pepinster-eupen-la-wallonie-emportee-par-les-flots>.
- [RTB21] RTBF. *38 morts, près de 100.000 personnes touchées : le lourd bilan des inondations égrainé au parlement wallon*. RTBF. 1^{er} sept. 2021. URL : <https://www.rtb.be/article/38-morts-pres-de-100000-personnes-touchees-le-lourd-bilan-des-inondations-egraine-au-parlement-wallon-10834063>.
- [Soa+18] Sandra SOARES-FRAZÃO et al. « Investigation of Distributed-Porosity Fields for Urban Flood Modelling Using Single-Porosity Models ». In : *E3S Web of Conferences* 40 (2018), p. 06040. ISSN : 2267-1242. DOI : 10.1051/e3sconf/20184006040. URL : https://www.e3s-conferences.org/articles/e3sconf/abs/2018/15/e3sconf_riverflow2018_06040/e3sconf_riverflow2018_06040.html.
- [Soa22] Sandra SOARES-FRAZAO. « LGCIV2054 - Numerical simulation of transient flows (Cours) ». In : (2022).
- [Sud21] SUDINFO. *Chaos sur la Belgique : une dizaine de maisons s'effondrent à Pepinster à cause des inondations (photos)*. sudinfo.be. 15 juill. 2021. URL : <https://www.sudinfo.be/id405642/article/2021-07-15/chaos-sur-la-belgique-une-dizaine-de-maisons-seffondrent-pepinster-cause-des>.
- [Vel12] Mirjana VELICKOVIC. « Macroscopic modeling of urban flood by a porosity approach ». UCL - Université Catholique de Louvain, 2012. URL : <https://dial.uclouvain.be/pr/boreal/object/boreal:114509>.
- [Vil22] VILLE DE LIÈGE. *Inondations : Bilan des interventions Ville de Liège au 25.03*. Ville de Liège. 25 mars 2022. URL : <https://www.liege.be/fr/actualites/inondations-bilans-des-interventions-ville-de-liege>.

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain

Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | www.uclouvain.be/epl