

ÉCOLE DOCTORALE MATHÉMATIQUES, SCIENCES DE L'INFORMATION ET DE  
L'INGÉNIEUR – ED269

Icube UMR 7357

**THÈSE** présentée par :

**Cécile CHOLEY**

soutenue le : 14 décembre 2023

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

Discipline/ Spécialité : Mécanique des fluides

**Étude et modélisation des processus  
physiques contrôlant les échanges  
d'eau entre les rues et les bâtiments lors  
d'une inondation urbaine**

**THÈSE dirigée par :**

**M. MOSE Robert**

**M. FINAUD-GUYOT Pascal**

Professeur, Université de Strasbourg

Maître de conférences, Polytech/Université de Montpellier

**RAPPORTEURS :**

**Mme DELENNE Carole**

**M. LIPEME KOUYI Gislain**

Maître de conférences, Polytech/Université de Montpellier

Professeur, INSA Lyon

---

**AUTRES MEMBRES DU JURY :**

**M. GARAMBOIS Pierre-André**

**M. GHENAIM Abdellah**

Chargé de recherche, INRAE, Aix-Marseille Université

Professeur, INSA Strasbourg





# Table des matières

<b>Table des matières</b>	<b>i</b>
<b>Table des figures</b>	<b>v</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>xix</b>
<b>Remerciements</b>	<b>1</b>
<b>Introduction</b>	<b>3</b>
<b>1 Étude bibliographique</b>	<b>7</b>
1.1 Le rôle des bâtiments dans les inondations urbaines . . . . .	8
1.1.1 Des murs imperméables . . . . .	8
1.1.2 L'eau à l'intérieur des bâtiments . . . . .	11
1.1.3 Répartition des écoulements . . . . .	17
1.1.4 Bilan . . . . .	19
1.2 Modélisation des inondations urbaines . . . . .	19
1.2.1 Modéliser les écoulements dans la rue . . . . .	19
1.2.2 Prise en compte des bâtiments dans les modèles 2D . . . . .	20
1.2.3 Calibration et validation des modèles . . . . .	27
1.2.4 Bilan . . . . .	35
1.3 Le bâtiment, un lieu de dommages . . . . .	35
1.3.1 Définition des dommages . . . . .	36
1.3.2 Dommages subis par les personnes . . . . .	37
1.3.3 Dommages commis au matériel . . . . .	39
1.3.4 Dommages et paramètres de l'inondation . . . . .	44
1.3.5 Modélisation des dommages . . . . .	46
1.3.6 Bilan . . . . .	49
1.4 Caractériser la physique des échanges . . . . .	49
1.4.1 Diversité des ouvrants . . . . .	49
1.4.2 Configurations des niveaux d'eau de part et d'autre des ou- vrants . . . . .	50
1.4.3 Lois . . . . .	52
1.4.4 Bilan . . . . .	67
1.5 Conclusion . . . . .	68

<b>2</b>	<b>Modèle d'échanges rue-bâti</b>	<b>69</b>
2.1	Concept du modèle d'échanges rue-bâti . . . . .	69
2.1.1	Description d'une zone urbaine . . . . .	69
2.1.2	Représentation des bâtiments et des ouvertures . . . . .	72
2.1.3	Présentation du modèle . . . . .	75
2.2	Construction du modèle d'échange rue-bâti . . . . .	76
2.2.1	Conservation de la masse sur le bâtiment . . . . .	76
2.2.2	Équations de propagation . . . . .	77
2.2.3	Discrétisation des équations . . . . .	84
2.3	Algorithme de résolution . . . . .	86
2.3.1	Algorithme SW2D . . . . .	86
2.3.2	Algorithme de résolution des échanges rue-bâti . . . . .	87
2.4	Validation sur des cas tests numériques . . . . .	96
2.4.1	État final . . . . .	96
2.4.2	Changements de loi . . . . .	98
2.4.3	Court-circuit . . . . .	100
2.5	Conclusion . . . . .	103
<b>3</b>	<b>Lois d'échanges à travers une porte et une fenêtre</b>	<b>105</b>
3.1	Modélisation 3D d'un pilote expérimental . . . . .	106
3.1.1	Dispositif expérimental . . . . .	106
3.1.2	Construction du modèle numérique . . . . .	111
3.1.3	Comparaison des résultats expérimentaux et numériques . . . . .	115
3.1.4	Modélisation à échelle réelle du pilote . . . . .	122
3.1.5	Bilan . . . . .	128
3.2	Détermination des lois d'échanges . . . . .	128
3.2.1	Construction du modèle . . . . .	128
3.2.2	Résultats du modèle . . . . .	134
3.2.3	Association des simulations aux domaines de validité des lois théoriques . . . . .	150
3.2.4	Calage . . . . .	157
3.3	Conclusion . . . . .	164
<b>4</b>	<b>Analyse de sensibilité du modèle d'échanges rue-bâti</b>	<b>167</b>
4.1	Construction du modèle . . . . .	168
4.1.1	Paramètres du canal . . . . .	168
4.1.2	Échanges rue-bâti . . . . .	168
4.1.3	Simulations et paramètres . . . . .	169
4.2	Simulation de référence . . . . .	172
4.2.1	Étude des effets des échanges rue-bâti . . . . .	172
4.2.2	Inondation des bâtiments . . . . .	183
4.2.3	Bilan . . . . .	186
4.3	Analyse de sensibilité . . . . .	187
4.3.1	Nombre et surface de bâtiments . . . . .	187
4.3.2	Nombre de bâtiments au mètre linéaire . . . . .	192

4.3.3	Type d'ouvertures . . . . .	195
4.3.4	Coefficient de débit . . . . .	199
4.3.5	Pente du canal . . . . .	201
4.3.6	Coefficient de Strickler . . . . .	204
4.3.7	Hydrogramme . . . . .	205
4.4	Analyse combinée . . . . .	214
4.4.1	Effets des échanges rue-bâti sur l'écoulement dans la rue . . .	214
4.4.2	Variation de l'inondation des bâtiments en fonction des paramètres testés . . . . .	215
4.4.3	Corrélation entre les effets des échanges rue-bâti et le volume stocké dans les bâtiments . . . . .	217
4.5	Conclusion . . . . .	218
<b>5</b>	<b>Modélisation d'un cas réel</b>	<b>221</b>
5.1	Étude préliminaire . . . . .	221
5.1.1	Stratégie de modélisation d'un quartier réel . . . . .	221
5.1.2	Représenter le bâtiment . . . . .	224
5.1.3	Bilan . . . . .	235
5.2	Présentation du cas réel et de sa modélisation . . . . .	235
5.2.1	Présentation des événements . . . . .	235
5.2.2	Description du quartier Richelieu . . . . .	236
5.2.3	Construction du modèle . . . . .	237
5.2.4	Comparaison avec les données historiques . . . . .	244
5.3	Modélisation des bâtiments avec des ouvrants ouverts . . . . .	247
5.3.1	Résultats des modélisations . . . . .	248
5.3.2	Effet de la prise en compte des bâtiments avec des ouvrants ouverts . . . . .	260
5.3.3	Dynamique de l'inondation dans les bâtiments . . . . .	277
5.3.4	Bilan . . . . .	292
5.4	Stratégie de modélisation . . . . .	293
5.4.1	Ouvrants fermés avec des fuites . . . . .	293
5.4.2	Débit des ouvertures . . . . .	302
5.4.3	Représenter l'intérieur des blocs urbains . . . . .	305
5.5	Gestion des inondations . . . . .	311
5.5.1	Analyse économique . . . . .	311
5.5.2	Batardeaux . . . . .	321
5.5.3	Topographie des bâtiments . . . . .	336
5.6	Conclusion . . . . .	347
	<b>Conclusion générale</b>	<b>349</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>351</b>

<b>Annexes</b>	<b>363</b>
<b>A</b>	<b>365</b>
A.1 Modélisation du canal du LMFA . . . . .	366
A.2 Recirculations dans le bâtiment . . . . .	371
A.3 Tableaux des données . . . . .	371
A.4 Tableau des résultats . . . . .	373
A.5 Corrélations des erreurs sur le débit numérique . . . . .	376
A.6 Propagation de l'incertitude des hauteurs numériques sur le débit théoriques . . . . .	379
A.6.1 Seuil dénoyé . . . . .	379
A.6.2 Seuil noyé . . . . .	379
A.6.3 Orifice dénoyé . . . . .	379
A.6.4 Orifice partiellement noyé . . . . .	380
A.6.5 Orifice noyé . . . . .	380
A.6.6 Résultats . . . . .	381
<b>B</b>	<b>383</b>
B.1 Débits, hauteurs et vitesses à différentes dates de l'inondation . . . . .	383
B.2 Étude de la longueur du canal . . . . .	385
B.3 Débit et hauteur à la fin des bâtiments avec différents pas de temps de stockage . . . . .	388
B.4 Nombre de Froude et vitesse maximale de remplissage de la rue avec $\Delta t_s = 100$ s . . . . .	388
<b>C</b>	<b>389</b>
C.1 Erreurs SIG . . . . .	389
C.2 Carte des points d'observation du débit . . . . .	389
C.3 Effet de la prise en compte des bâtiments : cartes avec les légendes élargies aux extrêmes . . . . .	390
C.3.1 Comparaison des dates de mise en eau entre les simulations avec et sans bâtiments . . . . .	390
C.3.2 Comparaison des dates de la hauteur maximale entre les si- mulations avec et sans bâtiments . . . . .	391
C.4 Nombre de Froude . . . . .	392
C.5 Bâtiments traversants et variations locales de la hauteur maximale . . . . .	393
C.6 Comparaison de la modélisation avec des portes et fenêtres fermées avec les simulations <i>SW1988</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	394
C.7 Résultats de la modélisation avec un coefficient de débit augmenté de 30 % . . . . .	398
C.8 Résultats de la modélisation avec un coefficient de débit réduit de 30 %	400
C.9 Résultats de la modélisation avec des batardeaux . . . . .	402
C.10 Synthèse des simulations réalisées pour l'inondation du quartier Ri- chellieu . . . . .	406

# Table des figures

1	Inondations de juillet 2021 en Allemagne . . . . .	4
2	PPRi de la ville de Paris . . . . .	5
3	Inondations de juillet 2021 en Belgique . . . . .	5
1.1	Inondation au contact d'un bâtiment . . . . .	9
1.2	Modification des hauteurs et des vitesses de l'écoulement en présence d'un obstacle . . . . .	10
1.3	Vitesses de l'écoulement au contact d'un bâtiment soumis à une rupture de barrage . . . . .	10
1.4	Ouvertures détériorées lors d'inondations . . . . .	11
1.5	L'eau dans le bâtiment via l'assainissement et les prises électriques .	12
1.6	Expérience d'un bâtiment poreux subissant une inondation par rupture de barrage . . . . .	13
1.7	Hauteurs d'eau dans un bâtiment modélisé en 3D . . . . .	15
1.8	Vecteurs vitesse à l'intérieur d'un bâtiment modélisé en 3D . . . . .	15
1.9	Effet du laminage des crues sur l'hydrogramme . . . . .	16
1.10	Expérience sur un bloc urbain poreux . . . . .	18
1.11	Modèle 1D à casiers . . . . .	20
1.12	Représentation partielle des murs et influence du choix du mur non représenté sur les paramètres de l'écoulement . . . . .	22
1.13	Collecte de données réelles d'inondation . . . . .	28
1.14	Expériences avec des bâtiments imperméables . . . . .	29
1.15	Expériences avec des bâtiments poreux . . . . .	32
1.16	Différence d'intrusion d'air dans l'écoulement d'une cascade réelle et sa reproduction à échelle réduite . . . . .	33
1.17	Configuration laboratoire réalisée à différentes échelles . . . . .	34
1.18	Domages causés par une inondation dans une maison . . . . .	36
1.19	Dangerosité des déplacements des personnes en fonction de la hauteur et de la vitesse . . . . .	38
1.20	Classes d'aléa de PPRi . . . . .	39
1.21	Bâtiments effondrés . . . . .	41
1.22	Hauteurs et vitesses critiques d'inondation pour la structure du bâtiment . . . . .	42
1.23	Expérience de rupture d'une porte-fenêtre sous la pression de l'eau .	43
1.24	Expérience de rupture de porte sous l'effet de la pression de l'eau . .	43
1.25	Inondation dont le niveau atteint celui du toit . . . . .	45

TABLE DES FIGURES

---

1.26	Dommmages potentiels sur le gros et second œuvre dans un bâtiment en fonction de la hauteur d'eau . . . . .	45
1.27	Courbes des dommages pour un logement individuel ou collectif sans sous-sol . . . . .	48
1.28	Géométrie d'une porte et d'une fenêtre . . . . .	50
1.29	Configurations des niveaux d'eau aux abords d'une ouverture . . . . .	52
1.30	Schéma et notations de l'échange à travers une ouverture . . . . .	53
1.31	Schéma d'écoulement sur un seuil . . . . .	58
1.32	Coefficient de débit de la loi de seuil dénoyé en fonction de la hauteur au-dessus du seuil à partir de plusieurs formules de la littérature . . . . .	59
1.33	Coefficient de débit de la loi de seuil noyé en fonction des hauteurs au-dessus du seuil de part et d'autre de l'ouvrage à partir de plusieurs formules de la littérature . . . . .	61
1.34	Formes possibles de la surface libre dans un déversoir latéral . . . . .	62
1.35	Schéma d'écoulement à travers un orifice . . . . .	64
1.36	Domaines de validité des lois de seuil et d'orifice . . . . .	67
2.1	Types de zone urbaine . . . . .	70
2.2	Paysage urbain : exemple du centre-ville d'Angers . . . . .	71
2.3	Schéma des écoulements dans la zone urbaine . . . . .	71
2.4	Bâtiment situé plus haut que la rue . . . . .	71
2.5	Plan d'un logement collectif de la ville de Nîmes . . . . .	73
2.6	Utilisation de la télédétection par laser pour reconstruire l'architecture des bâtiments . . . . .	73
2.7	Collecte des données des ouvertures sur le terrain . . . . .	74
2.8	Schéma des différentes configurations des cotes au sol de la rue, du bâtiment et du seuil . . . . .	74
2.9	Schéma du volume de contrôle utilisé pour établir les équations du modèle d'échange rue-bâti . . . . .	76
2.10	Schéma d'une vue en coupe de la réaction du fond sur le volume de contrôle . . . . .	79
2.11	Schéma de l'échange entre le volume de contrôle et un bâtiment . . . . .	82
2.12	Schéma simplifié de la résolution de l'algorithme . . . . .	86
2.13	Étapes de résolution du terme source associé aux échanges rue-bâti . . . . .	88
2.14	Algorithme de résolution du terme source associés aux échanges rue-bâti . . . . .	88
2.15	Configurations pour lesquelles il n'y a pas d'échanges entre la rue et le bâtiment . . . . .	89
2.16	Schéma de la vidange partielle d'un compartiment et comparaison de la solution numérique avec la solution exacte . . . . .	90
2.17	Évolution des hauteurs et du débit jusqu'à l'équilibre des niveaux d'eau entre rue et bâtiment . . . . .	91
2.18	Correction des oscillations du débit à l'approche de l'équilibre des cotes de surface libre à l'aide de la correction . . . . .	92

2.19	Schéma de la vidange complète d'un compartiment et comparaison de la solution numérique avec la solution exacte . . . . .	93
2.20	Schéma des différentes configurations des niveaux d'eau avec la rue et le bâtiment à la même cote sol . . . . .	93
2.21	Schéma des différentes configurations des niveaux d'eau avec la rue plus haute que le bâtiment . . . . .	94
2.22	Schéma des différentes configurations des niveaux d'eau avec la rue plus basse que le bâtiment . . . . .	94
2.23	Schéma d'une maille connectée à trois bâtiments pour illustrer l'influence de l'ordre des ouvertures . . . . .	95
2.24	Schéma du remplissage d'un bâtiment jusqu'à équilibre des niveaux d'eau avec la rue . . . . .	97
2.25	Schéma du remplissage d'un bâtiment jusqu'à ce que le niveau d'eau dans la rue devienne inférieur à la hauteur du seuil . . . . .	97
2.26	Schéma du remplissage d'un bâtiment jusqu'à assèchement complet de la rue . . . . .	97
2.27	Évolution de la hauteur et du débit pour le remplissage d'un bâtiment jusqu'à ce que le niveau de la rue devienne inférieur à la cote du seuil . . . . .	99
2.28	Évolution de la hauteur et du débit dans le cas du remplissage d'un bâtiment jusqu'à assèchement de la rue . . . . .	100
2.29	Schéma du remplissage d'un bâtiment à partir d'une rue aux quatre conditions limite imperméables . . . . .	100
2.30	Échanges rue-bâti entre une maille imperméable et un bâtiment . . .	101
2.31	Schéma d'un bâtiment traversé par les écoulements . . . . .	102
2.32	Évolution des hauteurs et des débits dans le cas d'un bâtiment traversant . . . . .	103
3.1	Photo du pilote expérimental . . . . .	107
3.2	Schéma du pilote expérimental . . . . .	107
3.3	Profil en long de la cote du fond de la rue . . . . .	108
3.4	Conditions aux limites aval du pilote expérimental . . . . .	109
3.5	Schéma des ouvertures du pilote expérimental . . . . .	110
3.6	Coefficient alpha de la simulation <i>Porte F1</i> dans une colonne d'eau au sein d'une section en travers du canal de la rue . . . . .	112
3.7	Maillage du pilote . . . . .	113
3.8	Évolution des débits simulés entrant et sortants pour la simulation <i>Fenêtre F5</i> . . . . .	115
3.9	Comparaison des résultats simulés et expérimentaux du débit sortant du bâtiment . . . . .	117
3.10	Évolution des hauteurs simulées dans la rue pour la simulation <i>Fenêtre F5</i> . . . . .	119
3.11	Comparaison des hauteurs simulées et expérimentales dans la rue . .	119
3.12	Forces exercées sur l'écoulement aux abords de l'ouverture . . . . .	122

TABLE DES FIGURES

---

3.13	Évolution des débits simulés sortants du pilote transposé à l'échelle réelle . . . . .	124
3.14	Comparaison du débit sortant du bâtiment simulé et expérimental transposé à échelle réelle . . . . .	126
3.15	Évolution des hauteurs simulées dans le pilote transposé à l'échelle réelle . . . . .	127
3.16	Comparaison des hauteurs simulées et expérimentales dans le pilote transposé à l'échelle réelle . . . . .	127
3.17	Schéma de la géométrie utilisée pour la détermination des lois de débit	129
3.18	Quelques lignes de courant à la surface de l'écoulement le long de la paroi à l'opposé de l'ouverture . . . . .	131
3.19	Schéma de la géométrie de l'ouverture utilisée pour la détermination des lois de débit . . . . .	131
3.20	Sensibilité au maillage des hauteurs et des débits pour la simulation 0,5r-0,5b Q28 P . . . . .	133
3.21	Maillage de la géométrie utilisée pour la détermination des lois de débit . . . . .	134
3.22	Évolution des débits de la simulation 0,5r-0,5b Q28 P . . . . .	135
3.23	Erreur sur les débits aval en fonction de la hauteur d'eau dans la rue	137
3.24	Évolution des hauteurs d'eau de la simulation 0,5r-0,5b Q28 P . . .	138
3.25	Zone d'étude des vitesses d'amenée . . . . .	139
3.26	Ratio de la charge dans la direction principale . . . . .	141
3.27	Ratio de la charge dans la direction transversale . . . . .	142
3.28	Zones sur lesquelles la variabilité de la hauteur dans la rue est observée	142
3.29	Variabilité de la hauteur moyenne et de la hauteur maximale en fonction de la zone dans laquelle ces variables sont calculées pour toutes les simulations réalisées . . . . .	144
3.30	Variabilité des hauteurs de la hauteur minimale et de l'écart-type en fonction de la zone dans laquelle ces variables sont calculées pour toutes les simulations réalisées . . . . .	145
3.31	Sensibilité de la hauteur dans la rue à la zone sur laquelle celle-ci est relevée pour les simulations dont la variabilité $Err_{h moy}^s$ ou $Err_{h min}^s$ dépasse 5 % . . . . .	146
3.32	Sensibilité de l'écart-type dans la rue à la zone testée . . . . .	147
3.33	Surface libre à proximité de l'ouverture dans la simulation 0,5r-0,5b Q28 P . . . . .	148
3.34	Étude de corrélation de la différence entre les extrêmes rencontrés dans la rue . . . . .	149
3.35	Étude de corrélation de la différence entre les extrêmes rencontrés dans le bâtiment avec le débit d'ouverture et la hauteur moyenne dans le bâtiment . . . . .	150
3.36	Coefficient $\alpha$ dans l'ouverture de la simulation 0,5r-0,5b Q28 P dans la section en travers correspondant à $z = 6,6$ m . . . . .	153

3.37	Ratio $\frac{h_{s,b}}{h_o}$ en fonction du ratio $\frac{h_{s,r}}{h_o}$ pour les simulations de porte avec deux méthodes de calcul du nombre de Froude . . . . .	154
3.38	Ratio $\frac{h_{s,b}}{h_o}$ en fonction du ratio $\frac{h_{s,r}}{h_o}$ pour les configurations de fenêtre avec deux méthodes de calcul du nombre de Froude . . . . .	155
3.39	Erreur commise sur le débit numérique par rapport à l'erreur sur le bilan de masse . . . . .	160
3.40	Hauteurs simulées dans le bâtiment en fonction des hauteurs dans la rue par rapport à la hauteur de l'ouverture pour les simulations pour lesquelles la loi de seuil est valide . . . . .	163
4.1	Géométrie de la rue synthétique . . . . .	169
4.2	Profil en long du débit maximal dans les simulations <i>avecRB</i> et <i>sansRB</i>	173
4.3	Hydrogramme à différents endroits du canal dans les simulations <i>avecRB</i> et <i>sansRB</i> . . . . .	174
4.4	Évolution du ratio du volume des bâtiments de la simulation <i>avecRB</i> à chaque pas de temps sur le volume total de la crue . . . . .	175
4.5	Comparaison de la part du débit gagnant les bâtiment par rapport au débit qui reste dans le canal dans la simulation <i>avecRB</i> . . . . .	176
4.6	Profil en long des hauteurs maximales dans les simulations <i>avecRB</i> et <i>sansRB</i> . . . . .	177
4.7	Limnigramme à différents endroits du canal dans les simulations <i>avecRB</i> et <i>sansRB</i> . . . . .	178
4.8	Débit à 8300 et 11000 s dans le canal dans les simulations <i>avecRB</i> et <i>sansRB</i> . . . . .	179
4.9	Profil en long de la vitesse maximale dans les simulations <i>avecRB</i> et <i>sansRB</i> . . . . .	180
4.10	Évolution de la vitesse à différents endroits du canal dans les simulations <i>avecRB</i> et <i>sansRB</i> . . . . .	181
4.11	Hauteur et débit dans chaque cellule du canal à la date à laquelle la vitesse maximale se produit . . . . .	182
4.12	Dates auxquelles se produisent la vitesse maximale et la mise en eau du canal dans les simulations <i>avecRB</i> et <i>sansRB</i> . . . . .	182
4.13	Nombre de Froude dans le canal à 2400 et 8700 s . . . . .	183
4.14	Hauteurs dans les bâtiments 1 et 100 dans la simulation <i>avecRB</i> . . . . .	184
4.15	Dérivée de la hauteur par rapport au temps dans les bâtiments 1 et 100 et dans les cellules 1 et 199 auxquelles ceux-ci sont connectés dans la simulation <i>avecRB</i> . . . . .	186
4.16	Écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments, sur la hauteur maximale à l'amont et à l'aval des bâtiments, ainsi que sur la vitesse maximale amont par rapport à une simulation sans bâtiments pour différents nombres et différentes surfaces de bâtiments	189
4.17	Hauteur d'eau à l'amont du canal à la date à laquelle se produit la vitesse maximale pour différents nombres et différentes surfaces de bâtiments . . . . .	190

## TABLE DES FIGURES

---

4.18	Profil en long du débit de pointe dans le canal pour différents nombres de bâtiments . . . . .	191
4.19	Profil en long de la hauteur et de la vitesse maximale dans le canal pour différents nombres de bâtiments . . . . .	192
4.20	Schéma des configurations associées aux différents nombres de bâtiments au mètre linéaire testés . . . . .	193
4.21	Écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments, sur la hauteur maximale à l'amont et à l'aval, ainsi que sur la vitesse maximale amont par rapport à une simulation sans bâtiments pour différents nombres de bâtiments au mètre linéaire . . . . .	194
4.22	Évolution du volume stocké dans les bâtiments pour différents nombres de bâtiments au mètre linéaire . . . . .	194
4.23	Hauteur à la date à laquelle se produit la vitesse maximale à l'amont du canal pour différents nombres de bâtiments au mètre linéaire . . . . .	195
4.24	Écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments, sur la hauteur maximale à l'amont et à l'aval, ainsi que sur la vitesse maximale amont par rapport à une simulation sans bâtiments pour différents types d'ouvertures . . . . .	196
4.25	Volume des bâtiments par rapport au volume injecté pour différents types d'ouvertures . . . . .	197
4.26	Évolution de la hauteur dans le premier et le dernier bâtiment ainsi que dans leurs cellules associées, pour différents types d'ouvertures . . . . .	199
4.27	Écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments, sur la hauteur maximale à l'amont et à l'aval, ainsi que sur la vitesse maximale amont par rapport à la simulation équivalente sans bâtiments pour différentes variations du coefficient de débit des lois . . . . .	200
4.28	Évolution de la hauteur d'eau dans le premier et le dernier bâtiment avec plusieurs variations du coefficient de débit des lois . . . . .	201
4.29	Écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments, sur la hauteur maximale à l'amont et à l'aval, ainsi que sur la vitesse maximale amont par rapport à la simulation équivalente sans bâtiments pour différentes pentes du canal . . . . .	202
4.30	Évolution du volume stocké dans les bâtiments par rapport au volume total de l'inondation pour différentes pentes . . . . .	202
4.31	Profil en long du nombre de Froude à la date à laquelle se produit le débit de pointe dans chaque cellule pour différentes pentes du canal . . . . .	203
4.32	Écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments, sur la hauteur maximale à l'amont et à l'aval, ainsi que sur la vitesse maximale amont par rapport à la simulation équivalente sans bâtiments, pour différents coefficients de Strickler . . . . .	204
4.33	Hauteur à l'amont du canal à la date à laquelle se produit la vitesse maximale . . . . .	205

4.34	Écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments, sur la hauteur maximale à l'amont et à l'aval, ainsi que sur la vitesse maximale amont par rapport à la simulation équivalente sans bâtiments . . . . .	206
4.35	Évolution de la hauteur dans les bâtiments 1 et 100 ainsi que dans leurs cellules associées pour la simulation avec une durée de montée et de descente de 900 s, sans plateau . . . . .	207
4.36	Écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments en fonction de la durée de plateau pour à durée de montée fixée pour différents hydrogrammes par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments . . . . .	208
4.37	Écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments en fonction de la durée de montée à durée de plateau fixée pour différents hydrogrammes par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments	208
4.38	Écart relatif sur la hauteur maximale à l'amont du canal en fonction de la durée de plateau à durée de montée fixée pour différents hydrogrammes par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments	209
4.39	Écart relatif sur la hauteur maximale à l'amont du canal en fonction de la durée de montée à durée de plateau fixée pour différents hydrogrammes par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments	210
4.40	Écart relatif sur la hauteur maximale à l'aval des bâtiments en fonction de la durée de plateau à durée de montée fixée pour différents hydrogrammes par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments . . . . .	210
4.41	Écart relatif sur la hauteur maximale à l'aval des bâtiments en fonction de la durée de montée à durée de plateau fixée pour différents hydrogrammes par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments . . . . .	211
4.42	Écart relatif sur la vitesse maximale à l'amont du canal pour différents hydrogrammes par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments en fonction de la durée de montée . . . . .	211
4.43	Écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments, en fonction du ratio du volume stocké dans les bâtiments par rapport au volume de la crue .	213
4.45	Profil en long de la hauteur maximale de la simulation <i>m1800_p0_d1800</i>	213
4.44	Écart relatif sur la hauteur maximale dans le canal par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments, en fonction du ratio du volume stocké dans les bâtiments par rapport au volume de la crue . .	214
4.46	Effet des échanges rue-bâti sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments et sur la hauteur maximale à l'amont et à l'aval des bâtiments en fonction du volume stocké dans les bâtiments par rapport au volume de l'inondation . . . . .	219
5.1	Différentes configurations de mailles et d'ouverture . . . . .	223
5.2	Schéma de présentation du bâtiment fictif . . . . .	225
5.3	Bâtiment 0000000314407111 de la BD TOPO® . . . . .	226

TABLE DES FIGURES

---

5.4	Schéma des différentes représentations d'ouvertures testées . . . . .	227
5.5	Hauteur d'eau dans le bâtiment pour différentes représentations des ouvertures . . . . .	228
5.6	Hydrogrammes à proximité du bâtiment avec différentes représentations d'ouvertures . . . . .	229
5.7	Hauteur maximale dans la rue avec plusieurs représentations des ouvertures . . . . .	229
5.8	Schéma des différentes représentations testées de l'organisation interne du bâtiment . . . . .	230
5.9	Évolution de la hauteur d'eau dans les pièces <i>R1</i> à <i>R6</i> avec différentes représentations de l'organisation interne du bâtiment . . . . .	232
5.10	Évolution de la hauteur d'eau dans les pièces <i>C1</i> à <i>C6</i> avec différentes représentations de l'organisation interne du bâtiment . . . . .	233
5.11	Hydrogrammes à proximité du bâtiment avec différentes représentations de l'intérieur du bâtiment . . . . .	234
5.12	Hauteurs maximales dans la rue pour différentes représentations de l'intérieur du bâtiment . . . . .	234
5.13	Quartier Richelieu . . . . .	238
5.14	Exemples de portes du quartier Richelieu . . . . .	239
5.15	Maillage . . . . .	239
5.16	Entrées, sorties et points d'observation du débit dans le quartier . . . . .	240
5.17	Hydrogrammes des évènements d'inondation simulés . . . . .	241
5.18	Bâtiments modélisés . . . . .	242
5.19	Comparaison des laisses de crue avec les données numériques . . . . .	245
5.20	Photos de l'évènement du 3 octobre 1988 dans le quartier Richelieu . . . . .	247
5.21	Hauteurs maximales dans le quartier modélisé issues des simulations <i>RB1988</i> et <i>RB2002</i> . . . . .	249
5.22	Vitesses maximales dans le quartier modélisé issues des simulations <i>RB1988</i> et <i>RB2002</i> . . . . .	250
5.23	Aléa inondation de la simulation <i>RB1988</i> à partir de deux définitions de l'aléa . . . . .	252
5.24	Nombre de Froude maximal rencontré dans les simulations <i>RB1988</i> et <i>RB2002</i> . . . . .	253
5.25	Débits dans les rues Nord-Sud des simulations <i>RB1988</i> et <i>RB2002</i> . . . . .	254
5.26	Débits sortants de la rue Sully des simulations <i>RB1988</i> et <i>RB2002</i> . . . . .	255
5.27	Débits dans les rues Est-Ouest des simulations <i>RB1988</i> et <i>RB2002</i> . . . . .	256
5.28	Débits le long de la rue Flamande dans la simulation <i>RB1988</i> . . . . .	257
5.29	Débits le long de la rue Richelieu dans la simulation <i>RB1988</i> . . . . .	257
5.30	Débits le long de la rue des Bons Enfants dans la simulation <i>RB1988</i> . . . . .	257
5.31	Débits le long de la rue Papin dans la simulation <i>RB1988</i> . . . . .	258
5.32	Débits sortants du domaine pour les simulations <i>RB1988</i> et <i>RB2002</i> . . . . .	259
5.33	Comparaison des hauteurs, vitesses et débits maximaux entre les simulations <i>RB1988</i> et <i>SW1988</i> . . . . .	262

5.34	Comparaison des hauteurs, vitesses et débits maximaux entre les simulations <i>RB2002</i> et <i>SW2002</i> . . . . .	263
5.35	Hydrogrammes le long de la rue Sully des simulations <i>RB1988</i> et <i>SW1988</i> . . . . .	264
5.36	Hydrogrammes rue Faïta des simulations <i>RB1988</i> et <i>SW1988</i> . . . . .	265
5.37	Hydrogrammes à l'amont des rues orientées Nord-Sud des simulations <i>RB1988</i> et <i>SW1988</i> . . . . .	266
5.38	Hydrogrammes le long de la rue Papin des simulations <i>RB1988</i> et <i>SW1988</i> . . . . .	267
5.39	Hydrogrammes le long de la rue des Bons Enfants des simulations <i>RB1988</i> et <i>SW1988</i> . . . . .	268
5.40	Hydrogrammes le long de la rue Semard des simulations <i>RB1988</i> et <i>SW1988</i> . . . . .	268
5.41	Hydrogrammes des sorties des simulations <i>RB1988</i> et <i>SW1988</i> . . . . .	269
5.42	Hydrogrammes le long de la rue Flamande pour les simulations <i>RB2002</i> et <i>SW2002</i> . . . . .	270
5.43	Comparaison des classes d'aléa entre les simulations <i>RB1988</i> et <i>SW1988</i> pour deux définitions de l'aléa . . . . .	272
5.44	Différence de la date de la mise en eau entre les simulations <i>RB1988</i> et <i>SW1988</i> . . . . .	273
5.45	Différence de la date de la mise en eau entre les simulations <i>RB2002</i> et <i>SW2002</i> . . . . .	274
5.46	Différence de la date de la hauteur maximale entre les simulations avec et sans échanges rue-bâti . . . . .	275
5.47	Différence des dates des débits de pointe entre les simulations avec et sans échanges rue-bâti . . . . .	277
5.48	Hauteurs maximales dans la rue et les bâtiments pour la simulation <i>RB1988</i> . . . . .	278
5.49	Évolution de la cote de la surface libre dans les bâtiments 415 et 258 dans la simulation <i>RB1988</i> . . . . .	279
5.50	Différence entre la cote maximale de la surface libre rencontrée dans les mailles connectées à chaque bâtiment et celle du bâtiment pour la simulation <i>RB1988</i> . . . . .	280
5.51	Évolution de la cote de la surface libre dans le bâtiment 146 et sa cellule associée dans la simulation <i>RB1988</i> . . . . .	281
5.52	Bâtiments traversants dont le niveau d'eau maximal atteint celui de la rue voisine dans la simulation <i>RB1988</i> . . . . .	282
5.53	Vitesse maximale de remplissage et de vidange des bâtiments et des cellules du maillage de la simulation <i>RB1988</i> . . . . .	283
5.54	Durée entre le début de l'inondation du bâtiment et 1 m dans la simulation <i>RB1988</i> . . . . .	284
5.55	Évolution de la cote de la surface libre dans le bâtiment 50 et sa cellule associée dans la simulation <i>RB1988</i> . . . . .	284

TABLE DES FIGURES

---

5.56	Durée pendant laquelle les bâtiments sont traversés par les écoulements dans la simulation <i>RB1988</i> . . . . .	286
5.57	Débits des ouvertures du bâtiment 323 dans la simulation <i>RB1988</i> .	287
5.58	Débits dans la rue Flamande et sortants du bâtiment 323 dans la simulation <i>RB1988</i> . . . . .	287
5.59	Échanges avec le bâtiment 283 dans la simulation <i>RB1988</i> . . . . .	288
5.60	Comparaison des débits sortants du bâtiments 283 de la simulation <i>RB1988</i> par rapport aux débits dans la rue dans les simulations <i>RB1988</i> et <i>SW1988</i> . . . . .	289
5.61	Comparaison des débits échangés entre le bâtiment 283 et la rue Catinat dans la simulation <i>RB1988</i> . . . . .	289
5.62	Apport des débits en provenance de quelques bâtiments traversants vers les rues Nicot et Papin dans la simulation <i>RB1988</i> . . . . .	290
5.63	Évolution du volume contenu dans les bâtiments pour les simulations <i>RB1988</i> et <i>RB2002</i> . . . . .	291
5.64	Configurations théoriques pour lesquelles de l'eau reste piégée dans les bâtiments . . . . .	292
5.65	Débits le long de la rue Richelieu pour les simulations <i>RB1988Fermés</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	295
5.66	Différences des hauteurs maximales dans la rue et les bâtiments entre les simulations <i>RB1988Fermés</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	296
5.67	Évolution de la cote dans le bâtiment 21 et sa cellule associée pour les simulations <i>RB1988Fermées</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	297
5.68	Différence des durées séparant la mise en eau de 1 m d'eau dans les bâtiments pour les simulations <i>RB1988Fermées</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	299
5.69	Bâtiments pour lesquels au moins un des ouvrants fermés est susceptible de se rompre sous l'effet de la pression hydrostatique . . . . .	300
5.70	Comparaison des hauteurs, vitesses maximales et des débits de pointe entre les simulations <i>RB1988-30 %</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	303
5.71	Différence des durées séparant la mise en eau de 1 m d'eau dans les bâtiments pour les simulations <i>RB1988-30 %</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	304
5.72	Images aériennes de quelques blocs urbains du quartier Richelieu . .	306
5.73	Position du bloc modélisé . . . . .	307
5.74	Différences des hauteurs maximales dans la rue et les bâtiments entre les simulations <i>RB1988Cour</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	308
5.75	Hydrogrammes dans les rues A à L pour les simulations <i>RB1988Cour</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	309
5.76	Différences des vitesses maximales entre les simulations <i>RB1988Cour</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	310
5.77	Courbe de dommages pour un bâtiment . . . . .	312
5.78	Schéma des Définitions 1 à 3 de la hauteur maximale d'un bâtiment à partir de la rue voisine . . . . .	313

5.79	Écart relatif des dommages maximaux par rapport aux dommages minimaux calculés à partir de trois méthodes d'attribution de la hauteur maximale dans les bâtiments . . . . .	315
5.80	Différences des dommages entre les simulations SW1988 et RB1988 .	317
5.81	Différences des dommages entre les simulations <i>SW1988</i> et <i>RB1988</i> à partir de la <i>Définition 1</i> de la hauteur maximale des bâtiments . .	319
5.82	Différences des dommages entre les simulations <i>RB1988Fermés</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	320
5.83	Photos de batardeaux . . . . .	321
5.84	Configurations des cotes sol rue et bâtiment après ajout d'un batardeau	322
5.85	Représentation des batardeaux avec des ouvrants ouverts et fermés .	322
5.86	Bâtiments secs en intégrant les batardeaux . . . . .	325
5.87	Différences des hauteurs maximales dans la rue et les bâtiments entre les simulations avec et sans batardeaux . . . . .	327
5.88	Évolution de la cote dans les bâtiments 173 et 143 dans les simulations <i>batardeaux</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	328
5.89	Évolution de la cote et des débits des ouvertures du bâtiment 69 dans les simulations <i>batardeaux</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	329
5.90	Évolution de la cote dans le bâtiment 201 dans les simulations <i>batardeaux</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	330
5.91	Volume des bâtiments par rapport au volume de l'inondation pour les simulations <i>batardeaux</i> , <i>RB1988</i> , <i>batardeauxFermés</i> et <i>RB1988Fermés</i>	332
5.92	Vidange d'un bâtiment rempli de 1 m une fois le batardeau retiré . .	332
5.93	Différence des durées séparant la mise en eau de 1 m d'eau dans les bâtiments pour les simulations avec et sans batardeaux . . . . .	334
5.94	Cotes sols possibles de la rue et d'un bâtiment doté d'une cave . . .	336
5.95	Comparaison des hauteurs, des vitesses maximales et des débits de pointe des simulations <i>RB2002Caves</i> et <i>RB2002</i> . . . . .	338
5.96	Comparaison des hauteurs maximales, débits de pointe et vitesses maximales des simulations <i>RB1988Caves</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	339
5.97	Comparaison des dates des hauteurs maximales et débits de pointe des simulations <i>RB2002Caves</i> et <i>RB2002</i> . . . . .	340
5.98	Comparaison des dates des hauteurs maximales et débits de pointe des simulations <i>RB1988Caves</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	341
5.99	Comparaison des cotes à surface libre dans les bâtiments entre les simulations <i>RB1988Caves</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	342
5.100	Comparaison des cotes à surface libre dans les bâtiments entre les simulations <i>RB2002Caves</i> et <i>RB2002</i> . . . . .	343
5.101	Bâtiments pour lesquels le rez-de-chaussée reste sec lorsque les caves sont modélisées dans la simulation <i>RB2002Caves</i> en comparaison avec <i>RB2002</i> . . . . .	343
5.102	Évolution du ratio du volume des bâtiments sur le volume total de l'inondation pour les simulations avec et sans caves . . . . .	344

TABLE DES FIGURES

---

5.103	Différence des durées séparant la mise en eau de 1 m d'eau dans les bâtiments pour les simulations <i>RB1988Caves</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	345
5.104	Différence des durées séparant la mise en eau de 1 m d'eau dans les bâtiments pour les simulations <i>RB2002Caves</i> et <i>RB2002</i> . . . . .	345
A.1	Débits et hauteurs d'eau de la simulation <i>Fenêtre F2</i> . . . . .	366
A.2	Débits et hauteurs d'eau de la simulation <i>Porte F1</i> . . . . .	367
A.3	Débits et hauteurs d'eau de la simulation <i>Porte F2</i> . . . . .	368
A.4	Débits et hauteurs d'eau de la simulation <i>Porte F3</i> . . . . .	369
A.5	Débits et hauteurs d'eau de la simulation <i>Porte F4</i> . . . . .	370
A.6	Quelques lignes de courant dans le bâtiment représentant une recirculation dans la simulation <i>0,5r-0,5b Q28 P</i> . . . . .	371
A.7	Erreur sur le débit d'échange en fonction de différents paramètres (partie 1) . . . . .	376
A.8	Erreur sur le débit d'échange en fonction de différents paramètres (partie 2) . . . . .	377
A.9	<i>RMSE</i> en fonction de différents paramètres . . . . .	378
B.1	Profil en long des débits pour différents temps au cours des simulations <i>avecRB</i> et <i>sansRB</i> . . . . .	383
B.2	Profil en long de la hauteur pour différents temps au cours des simulations <i>avecRB</i> et <i>sansRB</i> . . . . .	384
B.3	Profil en long de la vitesse à 2900 et 4300 s au cours des simulations <i>avecRB</i> et <i>sansRB</i> . . . . .	384
B.4	Profil en long de la vitesse à 8700 et 13300 s au cours des simulations <i>avecRB</i> et <i>sansRB</i> . . . . .	385
B.5	Débit de pointe et hauteur maximale à 3 km de l'amont pour différentes longueurs de canal . . . . .	386
B.6	Profil en long de la vitesse maximale pour les simulations <i>avecRB</i> et <i>7km</i> . . . . .	386
B.7	Profil en long des débits de pointe et de la hauteur maximale pour les simulations <i>avecRB</i> et <i>7km</i> . . . . .	387
B.8	Comparaison du débit et de la hauteur à l'aval des bâtiments avec un pas de temps de stockage de 100 et 1 s . . . . .	388
B.9	Nombre de Froude et vitesse maximale de remplissage de la rue avec un pas de temps de stockage de 100 s . . . . .	388
C.1	Lignes issues du polygone du bâtiment 349 . . . . .	389
C.2	Carte des points d'observation du débit . . . . .	389
C.3	Différence de la date de la mise en eau entre les simulations avec et sans échanges rue-bâti . . . . .	390
C.4	Différence de la date de la hauteur maximale entre les simulations avec et sans échanges rue-bâti . . . . .	391
C.5	Nombre de Froude maximal rencontré au cours des simulations de 1988 et 2002 intégrant les échanges rue-bâti . . . . .	392

C.6	Nombre de Froude maximal rencontré au cours des simulations <i>SW1988</i> et <i>SW2002</i> . . . . .	393
C.7	Différence des hauteurs maximales entre les simulations <i>RB1988</i> et <i>SW1988</i> et bâtiments traversants . . . . .	393
C.8	Différence des hauteurs et des vitesses maximales dans la rue entre les simulations <i>RB1988Fermés</i> et <i>SW1988</i> . . . . .	394
C.9	Différence des dates des hauteurs maximales dans la rue entre les simulations <i>RB1988Fermés</i> et <i>SW1988</i> ou <i>RB1988Fermés</i> et <i>RB1988</i>	395
C.10	Comparaison des débits de pointe entre simulations <i>RB1988Fermés</i> et <i>SW1988</i> . . . . .	396
C.11	Comparaison des hauteurs et des vitesses maximales entre les simulations <i>RB1988+30 %</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	398
C.12	Comparaison des débits de pointe entre les simulations <i>RB1988+30 %</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	399
C.13	Comparaison des débits de pointe entre les simulations <i>RB1988-30 %</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	400
C.14	Comparaison des hauteurs, vitesses maximales et débits de pointe entre les simulations <i>batardeaux</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	402
C.15	Comparaison des dates des hauteurs maximales et des débits de pointe entre les simulations <i>batardeaux</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	403
C.16	Comparaison des hauteurs, vitesses maximales et débits de pointe entre les simulations <i>batardeauxFermés</i> et <i>SW1988</i> . . . . .	404
C.17	Comparaison des dates des hauteurs maximales et des débits de pointe entre les simulations <i>batardeauxFermés</i> et <i>SW1988</i> . . . . .	405



# Liste des tableaux

1	Synthèse des méthodes d'intégration des bâtiments . . . . .	25
2	Expériences avec des blocs perméables . . . . .	30
3	Exemples de dommages occasionnés par une inondation . . . . .	37
4	Diversité des portes et fenêtres standards . . . . .	51
5	Détermination du régime d'écoulement pour les déversoirs . . . . .	55
6	Formules du coefficient de débit pour la loi de seuil dénoyé d'après la littérature . . . . .	59
7	Formules du coefficient de débit de la loi de seuil noyé d'après la littérature . . . . .	60
8	Effet de l'ordre des ouvertures sur les hauteurs finales . . . . .	96
9	Données des tests cherchant à reproduire un état d'équilibre . . . . .	98
10	Détails des lois de débit utilisées pour le test de validation d'échanges rue-bâti . . . . .	101
11	Dimensions du pilote expérimental . . . . .	108
12	Coordonnées des points d'observation de la hauteur d'eau . . . . .	109
13	Débit injecté, nombre de Froude théorique et hauteur d'eau à l'amont de la rue pour les différentes configurations modélisées . . . . .	110
14	Temps de simulation, erreur résiduelle sur les débits sortants et les hauteurs . . . . .	114
15	Écart entre les débits simulés dans l'ouverture et à l'aval du bâtiment	116
16	Écart relatif sur le débit à l'aval du canal du bâtiment par rapport à la valeur expérimentale . . . . .	118
17	Écart relatif sur les hauteurs par rapport aux résultats expérimentaux	120
18	Erreur résiduelle sur les débits et les hauteurs . . . . .	125
19	Comparaison du débit ouverture et du débit sortant du bâtiment . .	125
20	Écart relatif des débits et des hauteurs par rapport aux valeurs ex- périmentales transposées à l'échelle réelle . . . . .	125
21	Dimensions de la géométrie utilisée pour la détermination des lois de débit . . . . .	130
22	Dimensions de la géométrie des ouvertures utilisées pour la détermi- nation des lois de débit . . . . .	132
23	Zones du canal sur lesquelles la hauteur d'eau dans la rue $h_r$ est analysée . . . . .	143
24	Synthèse des coefficients de débits calés et des débits rencontrés . . .	156
25	Synthèse des coefficients de débit calés et rencontrés dans la littérature	159
26	Synthèse des erreurs de débit à l'issue du calage . . . . .	159

27	Erreur sur le débit résultant de l'application des formules de seuil dénoyé et noyé dans la zone de transition . . . . .	162
28	Paramètres étudiés et notations . . . . .	171
29	Abscisses auxquelles les débits de pointe et les hauteurs maximales sont mesurées à l'aval des bâtiments dans les simulations faisant varier le nombre total de bâtiments . . . . .	190
30	Abscisses auxquelles les débits de pointe et les hauteurs maximales sont mesurées à l'aval des bâtiments dans les simulations faisant varier le nombre total de bâtiments . . . . .	193
31	Effet des échanges rue-bâti en fonction du paramètre testé sur les débits de pointe, hauteurs et vitesses maximales . . . . .	216
32	Variation de l'inondation des bâtiments pour les paramètres testés .	218
33	Dimensions des ouvertures pour les simulations faisant varier l'organisation interne du bâtiment . . . . .	225
34	Dimensions moyennes (+/- écart type) pour les ouvertures à partir de l'enquête terrain . . . . .	243
35	Statistiques issues de la comparaison des résultats des modèles <i>RB1988</i> et <i>SW1988</i> avec les données de laisses de crue . . . . .	246
36	Aléa d'après le PPRi de Nîmes . . . . .	251
37	Comparaison des valeurs extrêmes des hauteurs, vitesses maximales et débit de pointe entre les simulations avec et sans bâtiments <i>RB1988/SW1988</i> et <i>RB2002/SW2002</i> . . . . .	261
38	Comparaison des différences $z_{max,o} - z_{max,b}$ des simulations <i>RB1988Fermés</i> et <i>RB1988</i> . . . . .	298
39	Estimation des dommages avec différentes méthodes d'attribution de la cote maximale du bâtiment dans la simulation <i>RB1988</i> . . . . .	314
40	Synthèse de l'estimation du coût des dommages pour les différents scénarios testés . . . . .	316
41	Comparaison des dommages avec et sans batardeaux . . . . .	330

# Remerciements

La présente thèse a été intégralement financée par l'Agence Nationale de la Recherche dans le cadre du projet DEUFI (ANR-18-CE01-0020) dont le but est d'améliorer la connaissance sur les échanges transversaux entre les rues et les bâtiments en contexte d'inondation urbaine. Je remercie le Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche, ainsi que les deux coordinateurs du projet, André Paquier et Sébastien Proust, pour avoir contribué à son bon déroulement.

Merci à tous les membres de mon jury. Je remercie mes deux directeurs de thèse, Robert Mosé et Pascal Finaud-Guyot, sans qui cette thèse n'aurait bien entendu pas pu avoir lieu. Pascal, tu m'as accompagnée et supportée durant mes travaux de recherche. Ta rigueur, ton esprit critique et ta patience ont été déterminants pour la réalisation de cette thèse. Je remercie vivement Carole Delenne et Gislain Kouyi Lipeme pour avoir accepté d'être les rapporteurs du mémoire. Merci enfin à Pierre-André Garambois et Abdellah Ghenaim d'avoir participé à la soutenance orale.

Cette thèse est le fruit de la collaboration avec plusieurs collègues et institutions qui méritent d'être remerciés ici. Merci à David Nortés-Martinez et Frédéric Grelot de l'INRAE, ainsi qu'à Freddy Vinet de l'UMR GRED Université Montpellier 3. Merci David pour tes bons conseils et ton soutien. Je remercie également Guilhem Dellinger du laboratoire ICube d'avoir co-encadré cette thèse et de m'avoir accompagné sur les aspects liés à la modélisation tridimensionnelle.

Je remercie les membres de l'équipe que j'ai le plus côtoyés. Merci particulièrement à Cathy Desseaux pour les cafés que j'ai pu prendre en ta bonne compagnie et les nombreuses relectures de mon mémoire auxquelles tu as contribuées. Un grand merci à Antoine Rousseau car tu as largement participé à ce que je me sente intégrée dans l'équipe. Tu as été très présent et disponible et nous avons pu partagé de nombreuses discussions ces dernières années qui ont influencées mon travail, mes choix professionnels et personnels. J'espère que ces discussions se poursuivront au-delà de ma thèse. Je remercie spécialement Joao Guilherme Caldas Steinstraesser qui est devenu un véritable ami. Merci pour toutes les explications que tu m'as fournies sur la programmation, nos paniers de légumes, nos promenades au parc et nos longueurs partagées dans la piscine.

Enfin, cette thèse a été un parcours du combattant qui, sans ma famille et mes amis n'aurait pas abouti. Je remercie ceux qui ont participé à la relecture du manuscrit et mon compagnon d'avoir partagé mon quotidien et de m'avoir supportée pendant cette longue épreuve. Merci à ma fille, dont l'arrivée et les deux premières années de vie auront véritablement rythmé cette thèse. Le bonheur que me procure chaque instant passé à tes côtés aura largement compensé les obstacles rencontrés.



# Introduction

Les inondations sont un phénomène mondial, causant des victimes et des dommages sur chaque continent habité. C'est probablement la catastrophe naturelle la plus dévastatrice, généralisée et fréquente pour les sociétés humaines [138]. Depuis 1990, les inondations représentent 44 % des catastrophes naturelles qui se sont produites dans le monde, affectant plus de 1,65 milliards de personnes et entraînant des pertes économiques d'au moins 651 milliards de dollars [24]. En 2021, l'Allemagne, la Belgique et les Pays-Bas ont été touchés par des inondations dévastatrices qui ont entraîné la mort d'au moins 240 personnes et généré des dommages dépassant le milliard d'euros [143] (voir figure 1). En 2022, l'Australie, le Nigeria, le Pakistan, la Thaïlande, le Venezuela ou encore le Vietnam connaissent à leur tour des inondations sans précédent [102]. Cette tendance va probablement se poursuivre puisque les changements climatiques exacerbent leur fréquence et leur intensité [51, 52].

Les villes concentrent une majorité des hommes et des activités économiques et sont particulièrement exposées au risque inondation. Tandis qu'elles hébergent actuellement 55 % de la population mondiale, elles devraient en accueillir 68 % d'ici 2050 [58]. Le paysage urbain est marqué par une artificialisation du territoire, qui croît en France à un rythme plus élevé encore que la population [44]. L'imperméabilisation des sols pour construire des surfaces bâties, des voiries ou des parkings aggrave le ruissellement qui est un facteur à l'origine d'inondations [27]. Le risque est défini par la superposition d'un aléa et d'un enjeu caractérisé par sa vulnérabilité. La gestion des inondations se positionne donc au croisement entre le développement de l'urbanisme et la réduction de l'exposition et de la vulnérabilité des personnes. Elle constitue une problématique majeure des services publics.

Les inondations ne peuvent pas être évitées. Bien que des mesures d'atténuation et de protection existent tels que les digues, les ouvrages de rétention ou encore les collecteurs d'eau pluviale, ceux-ci sont dimensionnés pour certains événements donnés. Pour les inondations plus importantes, ces ouvrages n'empêchent pas l'inondation et peuvent même dans certains cas céder et ainsi accentuer le risque. De plus, ces ouvrages sont ponctuels, tandis que la pluie intense peut s'abattre à n'importe quel endroit et ainsi occasionner une inondation dans une zone géographique dépourvue d'ouvrage. Faute de pouvoir faire disparaître complètement le risque, il est nécessaire de comprendre, d'anticiper et de s'adapter aux inondations. Le Plan de Prévention du Risque inondation (PPRi) est un outil au service de ces trois piliers. Il s'agit d'une cartographie du risque pour les communes inondables, accompagnée d'un règlement sur l'urbanisation du territoire exposé (voir figure 2). La carte finale résulte du croisement d'une carte d'aléa et d'une carte d'enjeux (établissements recevant du public, mairie, caserne de pompier...). Le plus souvent, la carte d'aléa est



FIGURE 1 : Inondations de juillet 2021 en Allemagne. (a) Glissement de terrain à Erftstadt suite aux intempéries (Source : [https://www.lemonde.fr/climat/article/2021/07/16/le-bilan-des-intemperies-en-europe-grimpe-a-pres-de-cent-morts\\_6088429\\_1652612.html](https://www.lemonde.fr/climat/article/2021/07/16/le-bilan-des-intemperies-en-europe-grimpe-a-pres-de-cent-morts_6088429_1652612.html)). (b) Dégâts à Walporzheim (Source : <https://www.spiegel.de/international/germany/flood-disaster-could-become-a-major-issue-in-german-election-a-b34e57b0-ea09-4842-925d-ffa9d7331ab8>. Consulté le 08/09/2023).

réalisée à partir de codes de calcul hydrauliques qui permettent de reproduire des évènements passés ou fictifs. Ces modèles calculent la hauteur et la vitesse maximale de l'écoulement, souvent utilisés pour caractériser l'aléa. Les modèles les plus utilisés sont mécanistes, ce qui signifie qu'ils résolvent des équations mathématiques de la mécanique des fluides qui décrivent les écoulements (Saint Venant 1D ou 2D).

La modélisation en ville est complexe vu les nombreux obstacles qui se mettent en travers de l'écoulement (voitures, arbres, abris de bus, trottoirs, bancs, panneaux de signalisation...), la géométrie (carrefours, bifurcations) et les interactions avec le réseau d'eau souterrain (voir figure 3). Les écoulements sont très perturbés : ondes statiques, changements de régime, ressauts hydrauliques... Contrairement à la zone rurale pour laquelle les bâtiments sont peu nombreux et donc souvent négligés, en ville se pose la question de leur prise en compte. Les approches opérationnelles de modélisation intègrent de manière variée les effets des bâtiments (souvent supposés imperméables) sur l'écoulement dans le réseau de rues [122, 9]. Toutefois, il n'existe pas de consensus scientifique sur l'effet des échanges d'eau entre la rue et les bâtiments lors d'inondations.

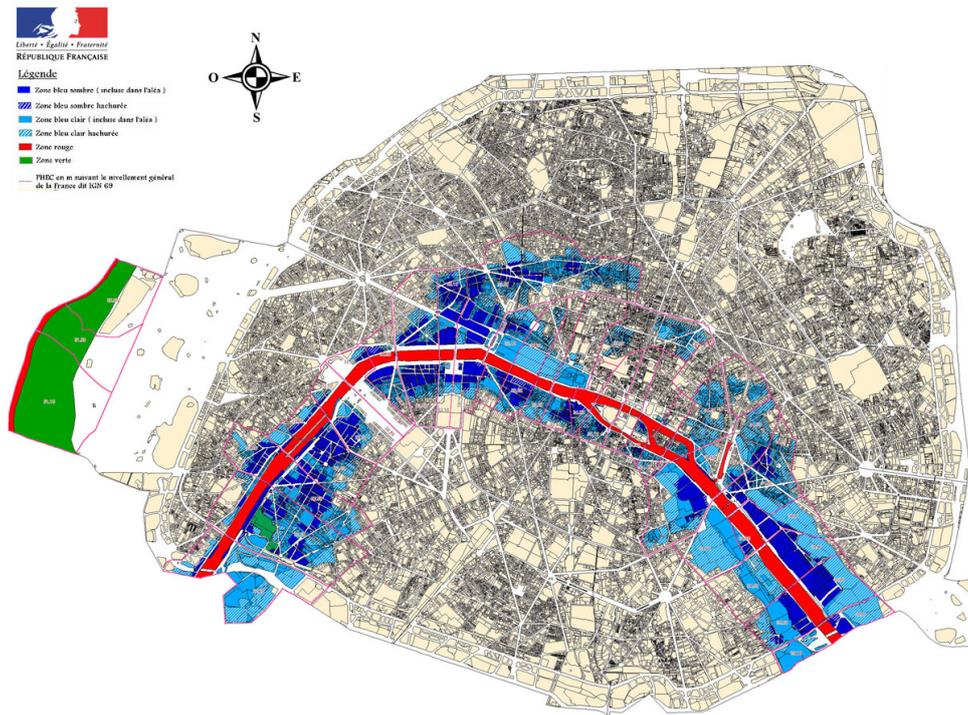


FIGURE 2 : PPRi de la ville de Paris (Source : <https://www.plandeparis.info/cartes/inondations-paris.html>. Consulté le 08/09/2023)



(a)



(b)

FIGURE 3 : Inondations de juillet 2021 en Belgique. (a) Barrage de voiture à Dinant (Source : <https://news.sky.com/story/belgium-devastated-by-flooding-for-second-time-in-just-over-a-week-12363369>). (b) Débordement du réseau de collecte des eaux pluviales à Spa (Source : Claude Courtoy, <https://www.youtube.com/watch?v=F1P12V0teGE>. Consultés le 08/09/2023)

Les bâtiments inondés ont *a priori* leur propre dynamique de remplissage et de vidange au cours de l'évènement. Une partie de l'inondation peut donc être temporairement, voire définitivement (dans les caves par exemple) stockée dans le bâti. Ce rôle de stockage pourrait modifier les débits dans la rue et impacter ainsi la temporalité de l'évènement. De plus, il est possible que certains bâtiments soient traversés par les écoulements, ce qui influencerait la répartition des écoulements dans le réseau de rues et l'enveloppe inondée. Par ailleurs, lors d'une inondation, les biens et les personnes sont généralement situés dans des bâtiments, qui sont donc un lieu de forte vulnérabilité. Mieux représenter la dynamique de l'évènement dans le bâtiment améliorerait la détermination des dommages qui y prennent place, contribuant ainsi à une meilleure gestion du risque.

Cette thèse est financée dans le cadre de l'ANR DEUFI (Détails de l'impact des inondations urbaines, ANR-18-CE01-0020). Le projet DEUFI se focalise sur l'inondation à l'échelle individuelle, intégrant la compréhension des processus hydrauliques à l'intérieur et à l'extérieur d'un bâtiment et en estimant comment cette connaissance peut être utile pour estimer les dommages et le nombre de victimes. Cette thèse s'intéresse spécifiquement à la prise en compte des échanges rue-bâti en contexte d'inondation urbaine. Elle cherche à répondre aux questions suivantes :

- existe-t-il des géométries et/ou des évènements pour lesquels les échanges rue-bâti impactent significativement l'hydrodynamique dans la rue ?
- comment prendre en compte les échanges rue-bâti dans une approche de modélisation opérationnelle ?

Avec ces questions de recherche, cette thèse vise à améliorer la modélisation des inondations urbaines à travers une prise en compte plus exhaustive des processus à l'œuvre. L'exploitation des résultats, tant dans le réseau de rues que dans les bâtiments, permet de mieux caractériser la dynamique de l'inondation. La connaissance hydraulique générée permet une caractérisation plus fiable des dommages. Cette nouvelle approche fournit des éléments pertinents d'aide à la décision pour la gestion de crise et/ou l'aménagement du territoire.

Le chapitre 1 de cette thèse dresse un état des lieux dans la littérature des effets des bâtiments sur l'inondation dans la rue et montre que les pratiques courantes de modélisation sont souvent insuffisantes pour les prendre en compte. La bibliographie aborde également les lois de débit qui pourraient être utilisées pour calculer les échanges entre rue et bâtiments, en vue de construire un nouveau modèle opérationnel intégrant les effets des bâtiments d'une manière plus exhaustive. Le modèle mathématique développé, sa discrétisation et l'algorithme de résolution proposé sont présentés dans le chapitre 2. Les lois de débit qui régulent les échanges rue-bâti sont établies à partir de configurations réelles modélisées en 3D, dont la construction est détaillée dans le chapitre 3. Dans les chapitres 4 et 5, le modèle est employé dans un cas synthétique et pour simuler une inondation réaliste afin d'identifier des configurations pour lesquelles les échanges rue-bâti doivent être pris en compte. Une analyse de sensibilité aux paramètres est également proposée ainsi qu'une méthodologie de modélisation en contexte opérationnel. Les résultats de modélisation sont enfin abordés du point de vue des dommages à travers une approche économique.

# Chapitre 1

## Étude bibliographique

L'inondation est un écoulement en surface d'une zone qui est habituellement hors d'eau. Elle constitue une catastrophe majeure récurrente qui menace les habitations, les emplois et la vie des populations. D'après le gouvernement français, ce sont 1 Français sur 4 et 1 emploi sur 3 qui sont potentiellement exposés aux inondations sur le territoire<sup>1</sup>. D'après la base de données sur les catastrophes naturelles CATNAT, entre 2001 et 2020, 262 personnes ont trouvé la mort au cours des inondations [22]. Les dommages causés par celles-ci s'élèvent à près de 12,5 millions d'euros sur cette même période, représentant 21 % du coût total des catastrophes naturelles.

En France, le risque inondation est le premier risque naturel par l'importance des dommages qu'il génère et le nombre de personnes exposées. Pour gérer ce risque, le gouvernement adopte en 2014 la Stratégie nationale de gestion du risque inondation (SNGRI), dont les objectifs sont (i) augmenter la sécurité des populations exposées en limitant au maximum la perte de vie humaine, (ii) stabiliser à court terme et réduire à moyen terme le coût des dommages, (iii) raccourcir le délai de retour à la normale des territoires sinistrés [34]. Les dommages causés par les inondations sont plus nombreux dans la ville qui concentre les personnes et les activités économiques, ce qui fait des inondations urbaines une problématique prioritaire des services publics. Ceux-ci peuvent faire appel à des modèles numériques pour mieux comprendre le risque, leur permettant notamment de reproduire des inondations passées, fictives ou en temps réel, afin d'organiser les secours ou encore l'aménagement du territoire [118]. Les bâtiments étant nombreux en ville, ces derniers sont susceptibles de modifier les écoulements dans la rue. Il est donc essentiel de s'interroger sur la manière de les intégrer dans les modèles, c'est tout l'objet de cette thèse.

Dans la zone urbaine, les écoulements se répartissent entre le réseau de rues et les bâtiments. La première section de ce chapitre décrit la réalité physique des écoulements qui se propagent dans la ville. Les effets qu'exercent les bâtiments sur la rue sont présentés. La modélisation numérique est un outil qui permet de reproduire ces écoulements. Un état des lieux des pratiques classiques qui sont utilisées pour modéliser les écoulements dans la rue et prendre en compte les bâtiments est dressé dans une seconde partie.

---

1. <https://www.ecologie.gouv.fr/prevention-des-risques-naturels>

L'inondation qui atteint l'intérieur des bâtiments met en danger les personnes qui s'y réfugient et leurs biens. Le bâtiment est directement concerné par les objectifs de réduction des dommages fixés dans le cadre de la SNGRI. La troisième section de ce chapitre présente les différents dommages qui sont susceptibles de se produire à l'intérieur des bâtiments une fois que celui-ci est inondé et leurs dépendances aux paramètres de l'inondation.

Enfin, l'eau pénètre dans les bâtiments par divers chemins d'écoulement et notamment par les portes et les fenêtres, dénominateurs communs à tous les bâtiments. L'écoulement à travers ces ouvrants présentant des similarités avec celui qui se produit aux abords des seuils, des orifices ou des vannes, les lois de la littérature de ces trois ouvrages sont présentées. L'objectif étant finalement d'évaluer si ces lois peuvent être utilisées pour calculer le débit à travers une porte ou une fenêtre.

## **1.1 Le rôle des bâtiments dans les inondations urbaines**

À la différence de la zone rurale dans laquelle l'inondation se propage essentiellement dans des champs, l'écoulement dans la ville se répartit dans le réseau de rues et les bâtiments. D'après le dictionnaire Larousse, la définition d'un bâtiment est « une construction destinée à servir d'abri et à isoler ». Tandis que leurs murs sont imperméables, il existe une multitude de chemins d'accès qui permettent à l'eau d'entrer à l'intérieur des bâtiments. Un volume d'eau se trouve alors temporairement stocké voire définitivement piégé dans le bâti. Vu le nombre important de bâtiments en ville, leur effet pourrait être significatif sur la crue.

### **1.1.1 Des murs imperméables**

L'eau qui rencontre un mur imperméable le contourne inévitablement (voir figure 1.1). Il existe quelques expériences qui reproduisent à petite échelle un bâtiment dans un canal, notamment celles de [131] dans laquelle le bâtiment imperméable et de [87] où le bâtiment est poreux (ou perméable), c'est à dire que l'eau pénètre à l'intérieur du bloc par des ouvertures. Ces deux expériences représentent une inondation par rupture de barrage. Dans ces deux publications, la présence du bâtiment induit une surélévation à l'amont ainsi que sur les côtés du bâtiment, ainsi qu'une zone de sillage à l'aval (voir figure 1.2a). L'onde de choc se propage depuis le barrage jusqu'à la rencontre de la maison, à l'origine de fortes oscillations de la surface libre à l'amont de cette dernière.



FIGURE 1.1 : Inondation au contact d'un bâtiment : le Gave d'Oloron, rivière qui coule dans les départements des Pyrénées-Atlantiques et des Landes le 10 janvier 2022 (Source : <https://video.lefigaro.fr/figaro/video/cest-un-peu-complice-a-peyrehorade-le-gave-doloron-deborde-a-nouveau-inondant-les-habitations/>. Consulté le 27/07/2023)

[153] réalisent la modélisation 3D d'un bâtiment en travers de l'écoulement provoqué par une rupture de barrage. À la mise en eau, l'eau est projetée violemment vers le haut sous l'effet de l'impact avec le bâtiment, dépassant ainsi ponctuellement la hauteur du toit du bâtiment (voir figure 1.3). Plus le bâtiment dispose de grandes ouvertures sur les façades amont et aval du bâtiment (matérialisé par une augmentation de la perméabilité  $n$  représentant le ratio de la surface perméable par rapport à la surface totale des murs), et plus cet effet s'atténue. Les ouvertures influencent donc la forme de l'écoulement à proximité immédiate du bâtiment.

[131] mesurent également la vitesse autour du bâtiment. Les vecteurs vitesses changent de direction aux abords du bâtiment et les flèches sont plus petites à l'amont et à l'aval du bâtiment, témoin d'une vitesse plus faible (voir figure 1.2b). La limite entre les vitesses élevées et les vitesses plus faibles est marquée par un ressaut hydraulique [131].

Les murs des bâtiments exercent un effet de blocage, ce qui dévie localement les écoulements mais produit également une résistance à cause des frottements qui apparaissent au contact avec les murs [15, 117]. La combinaison de ces deux effets occasionne des variations locales de la hauteur et de la vitesse dans la rue.

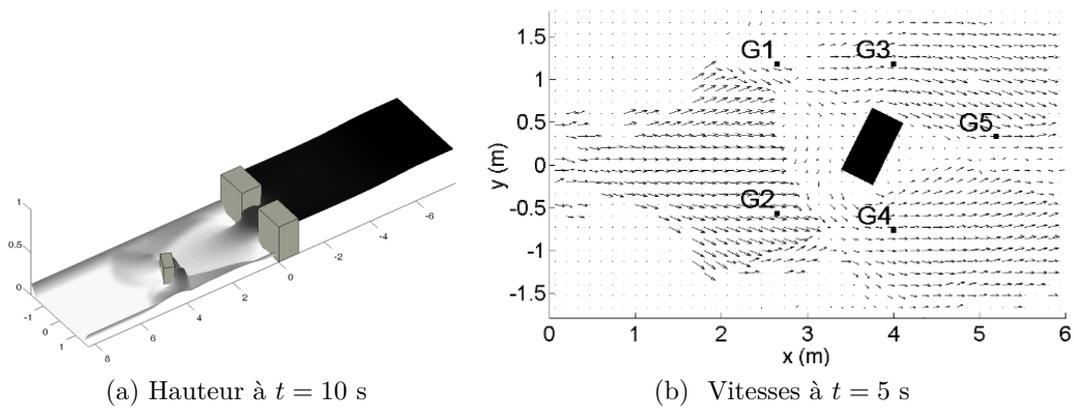


FIGURE 1.2 : Modification des hauteurs et des vitesses de l'écoulement en présence d'un obstacle, d'après [131]

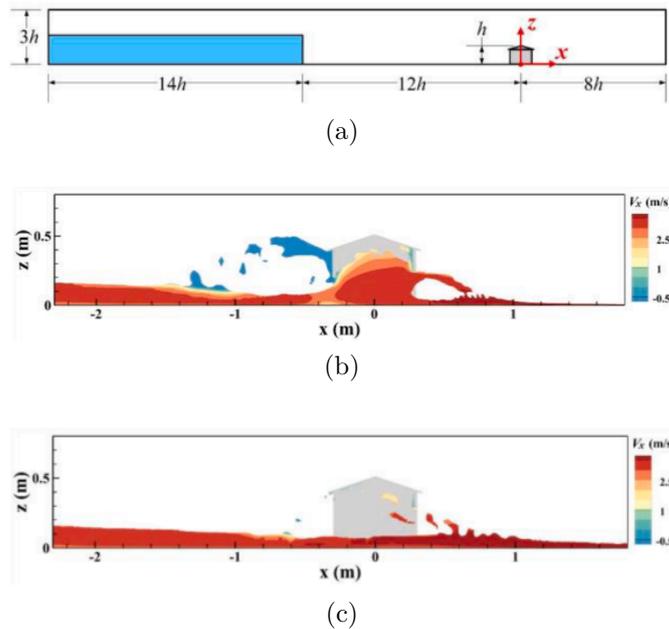


FIGURE 1.3 : Vitesses de l'écoulement au contact d'un bâtiment soumis à une rupture de barrage, d'après [153]. (a) Schéma du dispositif. (b) Vitesses à  $t = 2$  s dans la section longitudinale passant par le centre du bâtiment pour  $n = 11,25$  %. (c) Vitesses à  $t = 2$  s dans la section longitudinale passant par le centre du bâtiment pour  $n = 54,69$  %.

## 1.1.2 L'eau à l'intérieur des bâtiments

### 1.1.2.1 Chemins d'accès

Il existe une grande diversité des chemins d'accès de l'eau vers l'intérieur des bâtiments. L'eau peut entrer par des portes, des portes de garages ou des fenêtres qui sont fermées (voir figure 1.4a) mais qui ne sont pas conçues pour être étanches (voir section 1.3.3.2) et peuvent être détériorées voire ouvertes au cours d'un événement, favorisant une entrée massive d'eau vers l'intérieur du bâtiment (voir figures 1.4b et 1.4c). L'eau est également susceptible de remonter le réseau d'assainissement (voir figure 1.5a). De manière plus anecdotique car les débits sont plus faibles, l'eau peut passer dans des espaces autour des tuyaux et des câbles, les fissures dans les murs, les entrées d'air, le sol [17] ou les prises électriques (voir figure 1.5b). Un mur ordinaire en maçonnerie (bien conçu et réalisé) est imperméable à l'eau de pluie mais n'est pas étanche à l'eau qui l'entoure pendant une inondation, ainsi que l'ont confirmé des essais réalisés lors de projets de recherche [120]. L'eau peut donc également s'infiltrer dans les murs et passer à travers ceux-ci.



FIGURE 1.4 : Ouvertures détériorées lors d'inondations. (a) Écoulement à travers une fente entre deux portes à l'entrée d'un bâtiment (Source : Institut National pour la Recherche pour l'Agriculture, l'Alimentation et l'Environnement (INRAE) d'après Mignot, E., présentation du 19/05/2022 dans le cadre d'une rencontre de l'équipe de l'ANR DEUFI). (b) Crue éclair à Venise qui brise les ouvrants dans un restaurant, 29 octobre 2018, Italie (<https://www.youtube.com/watch?v=JleNixYqbTo>). (c) Inondation par une fenêtre rompue sous l'effet de la pression de l'eau, 5 septembre 2020, USA, (<https://www.youtube.com/watch?v=emnA7QD0h4k>).



(a)



(b)

FIGURE 1.5 : L'eau dans le bâtiment via l'assainissement et les prises électriques. (a) Par l'assainissement (Sources : ENPC-Leesu d'après [120]). (b) Par les prises électriques (Source : <https://www.leparisien.fr/video/video-leau-coulait-par-les-prises-electriques-une-residence-flambant-neuve-prend-leau-19-08-2022-5IUE4MGX6BFJNJRMWP5CJMV6B4.php>. Consultés le 04/08/2023)

### 1.1.2.2 Résultats d'une expérience sur un bâtiment poreux

Parmi les expériences, seuls [87] mesurent la hauteur d'eau dans le bâtiment. Les auteurs représentent un bâtiment subissant une rupture de barrage via la vidange d'un réservoir (voir figure 1.6a). Plusieurs orientations du bâtiment par rapport à l'écoulement sont testées. Deux états d'ouverture sont considérés : porte fermée (l'intrusion d'eau dans le bâtiment se fait par une fente sous la porte), porte ouverte (dotée d'un dispositif magnétique permettant à la porte de s'ouvrir et qui s'ouvre dès la mise en eau du pilote dans les cas testés). Des points de mesure de hauteur sont répartis à l'extérieur du bâtiment ( $E01$ ,  $E03$  à  $E07$ ,  $P107$  et  $P207$ ) et il y a une mesure à l'intérieur ( $E02$  sur la figure 1.6a). Le débit dans l'ouverture est également enregistré. La vitesse contre la porte fermée est estimée à partir du moment où la porte s'ouvre.

Dans le bâtiment, la hauteur d'eau est marquée par d'importantes oscillations lorsque la porte est ouverte (en rouge sur la figure 1.6b). L'amplitude de celle-ci diminue avec le temps (de 1 cm à 1 mm en fin de simulation). Le débit dans l'ouverture montre également des oscillations (marqueurs ronds) qui se réduisent au cours de la simulation (de 0,08 à 0,01 m<sup>3</sup>/s pour un débit maximal de 0,13 m<sup>3</sup>/s). Les oscillations de la hauteur d'eau dans le bâtiment et du débit dans l'ouverture ne sont pas expliquées par les auteurs mais pourraient être le résultat des murs rapprochés du bâtiment qui empêchent la surface libre de se stabiliser lorsque la hauteur augmente rapidement à l'intérieur. Elles peuvent également être une conséquence de l'onde de choc de l'inondation extrême reproduite. La variation de la hauteur d'eau se répercute sur le débit.

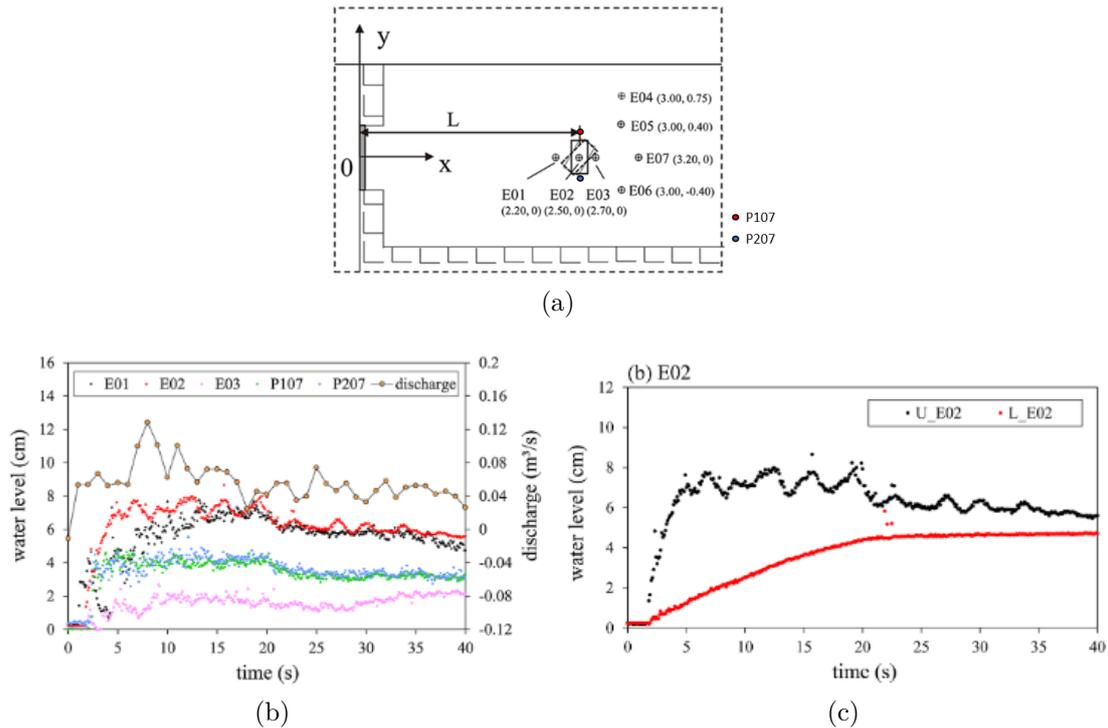


FIGURE 1.6 : Expérience d'un bâtiment poreux subissant une inondation par rupture de barrage et quelques résultats, d'après [87]. (a) Schéma du dispositif (modifié). (b) Évolution des hauteurs d'eau et du débit à travers la porte du bâtiment positionnée face à l'injection dans le scénario porte ouverte. (c) Évolution du niveau d'eau dans le bâtiment pour le scénario porte ouverte ( $U\_E02$ ) et fermée ( $L\_E02$ ).

La hauteur d'eau dans le scénario porte fermée tend asymptotiquement vers celle de la porte ouverte (en rouge sur la figure 1.6c). La courbe évolue progressivement, sans oscillations. Sur les 40 s de l'expérience, la hauteur d'eau dans le bâtiment dans la configuration porte fermée reste toujours inférieure à celle de la porte ouverte. La hauteur maximale est atteinte au milieu de la simulation lorsque la porte est ouverte (du fait des oscillations), tandis qu'elle est obtenue à la fin de la simulation pour la porte fermée. La hauteur maximale dans le bâtiment et sa date dépendent de l'état d'ouverture de la porte. L'expérience montre que l'évolution de la hauteur d'eau dans le canal ne varie pas significativement selon si la porte est ouverte ou fermée. Pour des configurations avec davantage de bâtiments, des différences pourraient apparaître.

De manière intéressante, lorsque la porte est ouverte, la hauteur d'eau maximale relevée dans le bâtiment est plus grande que les valeurs relevées en amont du bâtiment (maximum des points rouges supérieur à celui des points noirs en figure 1.6b), à l'aval (en rose) ou sur les côtés (en bleu et vert), à cause des oscillations. Il arrive donc que la hauteur maximale dans le bâtiment dépasse celle de la rue à proximité. La plus grande différence relevée entre le niveau d'eau dans le bâtiment et ceux ren-

contrés sur chacune de ses façades s'élève à 7 cm, représentant 1,4 m d'écart dans le prototype. C'est une différence significative. Dans le scénario porte fermée (non présenté), la hauteur d'eau dans le bâtiment est toujours plus grande que le niveau mesuré sur les côtés en *P107* et *P207* et à l'aval en *E03* mais la hauteur d'eau à l'amont du bâtiment en *E01* est supérieure. Dans une autre expérience, la maison est positionnée plus loin du point d'injection (36 m plus loin à échelle réelle). La hauteur maximale dans le bâtiment avec une porte ouverte n'atteint pas non plus la hauteur maximale de la rue en amont de l'ouverture. Le niveau d'eau dans le bâtiment dépend donc de l'état de la porte (ouverte/fermée) et de la position du bâtiment par rapport à l'écoulement principal.

Plusieurs orientations du bâtiment sont testées par rapport à l'écoulement et il est pertinent de relever que la porte ne s'ouvre pas dans toutes les configurations. Les forces qui s'exercent sur l'ouverture disposée avec un angle de 30 ou 45° par rapport à l'écoulement principal n'ouvrent pas la porte. La hauteur d'eau dans le canal étant quasiment constante, la pression hydrostatique varie peu. C'est donc la variation de la pression hydrodynamique qui influence l'ouverture ou non de la porte reproduite à petite échelle. Dans le cas où la maison est décalée plus à l'aval du point d'injection, la porte s'ouvre plus tard que dans le cas où la maison est positionnée à l'amont, et c'est la pression hydrostatique qui est largement responsable de l'ouverture, car les vitesses de l'écoulement sont faibles à cette date. Ces expériences démontrent que l'ouverture de la porte dépend à la fois de la pression hydrostatique et de la pression dynamique et que dans certains cas seule l'une de ces deux variables est responsable de l'ouverture.

### 1.1.2.3 Résultats de la modélisation 3D d'un bâtiment poreux

Certains auteurs modélisent en 3D les écoulements à l'intérieur du bâti. [117] simulent une ville soumise à une inondation côtière. Un bâtiment est présenté en détail ; les hauteurs varient de 0 à 2 m (voir figure 1.7). [153] modélisent un bâtiment poreux réduit inondé suite à une rupture de barrage. L'expérience montre des cas où la hauteur d'eau dans les bâtiments est plus grande qu'à l'extérieur (voir figure 1.3), en cohérence avec [87].

[48] reproduit en 3D une inondation d'une période de retour de 300 ans d'un bâtiment disposé le long d'un torrent. La modélisation permet de voir toutes les étapes de la mise en eau du bâtiment jusqu'au niveau maximal qui dépasse le plafond du rez-de-chaussée dans l'inondation extrême modélisée. L'eau entre par certains ouvrants et ressort par d'autres : le bâtiment est traversé par les écoulements. Les auteurs présentent certains champs de vitesse dans une section en travers du bâtiment (voir figure 1.8). Les lignes de courant forment une cellule de recirculation à la mise en eau, puis elles décrivent des trajectoires de plus en plus désordonnées à mesure que la simulation progresse. Les variations de la vitesse se font dans les trois dimensions de l'espace et dépendent de l'agencement du bâtiment dans la mesure où les lignes de courant changent de direction à l'approche des murs. La vitesse est plus faible que dans la rue et est plus importante au niveau des ouvrants (jusqu'à 5 m/s).

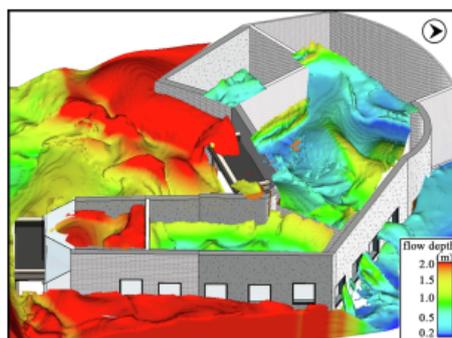


FIGURE 1.7 : Hauteurs d'eau dans un bâtiment modélisé en 3D, d'après [117]

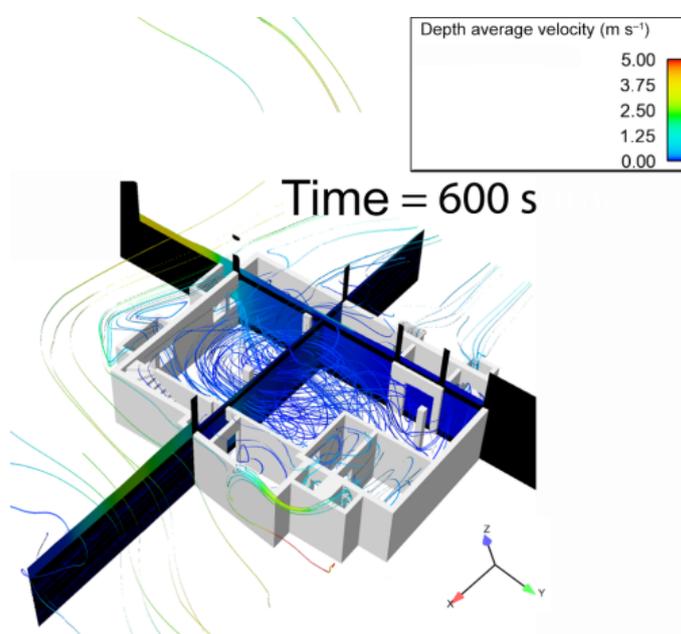


FIGURE 1.8 : Vecteurs vitesse dans un bâtiment modélisé en 3D, d'après [48]

#### 1.1.2.4 Effet du stockage sur la crue

Puisque l'eau entre dans les bâtiments, ces derniers sont susceptibles de capter une part du volume de la crue. Le volume d'eau qui est contenu dans les bâtiments ne ressort pas toujours des bâtiments. L'eau peut en effet rester piégée dans les sous-sols ou les caves, ou encore derrière un batardeau par exemple. Quant à l'eau qui ressort des bâtiments, celle-ci n'a été que temporairement stockée. Elle ressort parfois par d'autres endroits que par là où elle est entrée. La vidange peut être simultanée au remplissage si le bâtiment est traversé par les écoulements, ou plus tard, lorsque le bâtiment se vide uniquement à la décrue.

Dans le cas où l'eau est temporairement piégée, le bâtiment pourrait jouer un rôle équivalent à celui des réservoirs utilisés pour un laminage artificiel des crues. Lorsque l'onde de crue entre dans ce réservoir, le débit sortant produit un hydrogramme avec une pointe décalée dans le temps et plus faible que l'hydrogramme entrant (voir figure 1.9) [10]. L'hydrogramme qui sort d'un ouvrage de rétention est également retardé. Si l'ensemble des bâtiments est assimilé à ce type d'ouvrage, alors il est également possible que l'hydrogramme à l'aval d'une zone urbaine se produise plus tardivement. Dans le cas où l'eau est définitivement piégée, le volume des bâtiments est définitivement retiré à l'inondation. Dans les deux cas, l'effet dépend du volume contenu dans les bâtiments par rapport à celui de l'inondation.

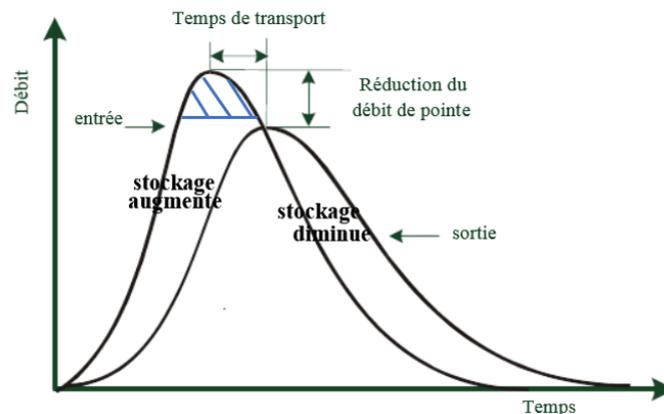


FIGURE 1.9 : Effet du laminage des crues sur l'hydrogramme, modifié d'après [10]. Les hachures montrent l'effet d'un laminage du pic de crue pour un faible pourcentage du volume de l'inondation soustrait.

[127] ont cherché à calculer le volume contenu dans les bâtiments. Les auteurs construisent le modèle réduit d'une zone touchée par une pluie extrême. Les bâtiments sont relevés de 1 à 2 mm par rapport au sol pour permettre à l'eau de rentrer à l'intérieur (voir figure 1.15a). Le volume est calculé à partir de la hauteur d'eau relevée à l'intérieur des bâtiments et vaut 2 % du volume de l'hydrogramme injecté. Le fait de relever les bâtiments induit que le niveau final dans les bâtiments est équivalent à celui de la rue, ce qui n'est pas toujours le cas d'après [87]. L'approche surestimerait donc potentiellement le volume stocké dans les bâtiments. Ce faible ratio des volumes peut s'expliquer car les bâtiments sont très espacés dans cette configuration assimilable à un quartier résidentiel (voir figure 1.15a). Toutefois, ce ratio n'est pas pertinent pour parler du laminage. Un très faible pourcentage du volume de l'inondation pourrait être stocké dans les bâtiments avec un effet significatif sur le pic de débit comme le montre la zone hachurée sur la figure 1.9.

[64] (dont la méthode est présentée dans la section 1.2.2.6) calculent le volume définitivement piégé sous la hauteur de seuil des bâtiments (de 0,5, 1 ou 2 m selon le nombre d'étages de l'immeuble) soumis à un tsunami. Ce dernier vaut 20,9 % du volume de crue. La méthode est critiquable car (i) les auteurs représentent certains bâtiments avec des seuils de 2 m qui ne semblent *a priori* pas représentatifs des

ouvrants réels, (ii) la méthode ne prend pas en compte le stockage temporaire de l'eau dans les bâtiments, puisqu'une fois que la hauteur de seuil est dépassée dans le bâtiment, il n'y a plus de murs qui font obstacle à l'écoulement (les murs s'arrêtent à la hauteur du seuil). L'approche permet toutefois d'avoir un ordre de grandeur et de montrer que dans certains cas le volume contenu dans les bâtiments pourrait être significatif.

[70] reproduisent à échelle réduite l'inondation du centre-ville de Kyoto par débordement de la rivière. Les auteurs modélisent les écoulements en surface avec des bâtiments imperméables, mais également en souterrain, représentant les parkings, les centres commerciaux et les métros de la ville. Grâce à une cuve, ils récupèrent l'eau qui est passée par la partie souterraine et montrent que 50 % du volume de crue pourrait être stocké dans les espaces souterrains. Les auteurs concluent sur l'importance de représenter les espaces souterrains pour correctement modéliser l'aléa.

Les bâtiments sont donc capables de stocker temporairement voire définitivement une partie du volume de l'inondation. Dans certaines configurations, le volume capté pourrait être significatif par rapport au volume qui circule dans le réseau de rues et ainsi modifier la dynamique de l'inondation et les débits de pointe, comme le fait l'ouvrage de rétention.

### 1.1.3 Répartition des écoulements

Lorsque les ouvertures sont disposées le long de différentes façades, les bâtiments sont susceptibles d'être traversés par les écoulements (voir figure 1.3). Dans le cas où les bâtiments sont regroupés sous la forme de blocs et communiquent entre eux, l'écoulement pourrait traverser le bloc, ce qui serait susceptible de modifier la répartition des écoulements. Dans leurs travaux expérimentaux, [95] étudient les débits autour d'un bloc de bâtiments en variant les ouvertures qui permettent d'alimenter ce bloc (voir figure 1.10). Les auteurs font varier à travers quatre configurations la perméabilité du bloc avec des ouvertures disposées le long des quatre façades. La perméabilité est définie comme le ratio  $\frac{\text{somme des longueurs des ouvertures}}{\text{longueur façade}}$  (%). Des débits permanents sont injectés en entrée des deux rues Ouest et sortent du modèle réduit par quatre sorties, notées  $Q_{out}$ . La répartition des débits  $Q_{out}$  varie au plus de 4 % pour les perméabilités testées pour une gamme de perméabilité des façades Nord-Sud allant de 0 à 18,8 % et des façades Est-Ouest de 0 à 11,5 %. Les débits dans les rues voisines du bloc (*Left street*, *Right street*, *Upstream street*, *Downstream street*) montrent des variations atteignant jusqu'à 70 % du débit de pointe d'une configuration à l'autre. Ainsi, les nouveaux chemins d'écoulement qui s'établissent à l'intérieur du bloc urbain viennent perturber les débits dans les rues par rapport à une configuration imperméable.

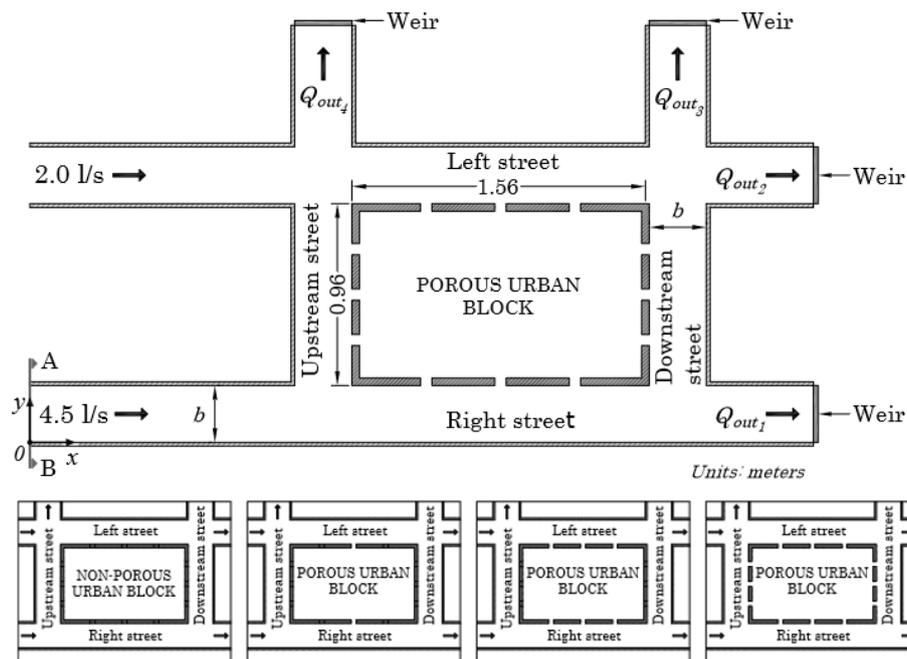


FIGURE 1.10 : Expérience sur un bloc urbain poreux, d'après [95]

[63] s'intéresse aux écoulements à l'intérieur des blocs des bâtiments. À l'aide d'une étude mathématique simplifiée faisant appel à un bassin versant fictif pour lequel l'auteur modifie les caractéristiques (pluie, géométrie...), il montre qu'il existe des configurations pour lesquelles le volume qui circule dans ces blocs est significatif. Lorsque c'est le cas, celui-ci est susceptible de transférer une partie des écoulements d'une rue à une autre et d'ainsi jouer un rôle sur la dynamique de la crue. Une partie de l'écoulement est potentiellement stockée à l'intérieur de ces zones, ce qui peut occasionner un laminage de la crue. Il recommande donc de prendre en compte les échanges avec ces zones.

[15] montrent que la surface de l'enveloppe inondable dépend de la représentation des bâtiments et que modéliser des bâtiments imperméables modifie sa forme par rapport à une simulation ne tenant pas compte des bâtiments (l'inondation se propage dans la ville sans ne rencontrer aucun obstacle). Effectivement, lorsque les bâtiments sont mitoyens et adjacents à la rue, les représenter comme imperméables induit que l'eau n'accède pas de l'autre côté des bâtiments, tandis que s'ils sont perméables alors l'écoulement peut s'y propager. La réalité est sûrement positionnée entre ces deux extrêmes d'après les auteurs. Les bâtiments sont certes poreux, mais pas complètement transparents à l'écoulement, ce qui signifie qu'il y a des façades qui font obstacles et limitent le remplissage et la vidange. Toutefois les bâtiments qui sont traversés par les écoulements pourraient contribuer à l'inondation de nouvelles zones, voire à connecter des rues entre elles qui ne l'étaient pas en modélisant les bâtiments comme poreux.

### 1.1.4 Bilan

Les bâtiments exercent des effets de blocage et de stockage sur l'écoulement dans la rue. La prise en compte des échanges d'eau modifie la répartition des écoulements. Certains auteurs soulignent explicitement le rôle clé des bâtiments pour correctement modéliser l'inondation urbaine. Une mauvaise représentation de ces effets pourrait affecter l'enveloppe inondée, les hauteurs et les vitesses dans la rue, la dynamique de l'écoulement et les débits de pointe, ce qui modifierait l'évaluation du risque inondation et sa gestion. Il est donc nécessaire de représenter l'eau qui pénètre à l'intérieur des bâtiments.

## 1.2 Modélisation des inondations urbaines

Le modèle numérique est un outil d'aide à la décision dont les services publics se saisissent pour gérer le risque inondation. Pour caractériser l'inondation urbaine, il faut modéliser les débordements en surface. Les écoulements à surface libre peuvent être décrits à l'aide de plusieurs systèmes d'équations selon le nombre de dimensions de l'espace dans lesquelles les variables hydrodynamiques sont amenées à changer. Pour représenter les bâtiments, les auteurs font appel à de multiples approches. Cette partie présente les méthodes qui sont traditionnellement utilisées pour modéliser la ville inondée, dans le but de définir l'outil adapté pour répondre à l'objectif fixé dans le cadre de cette thèse.

### 1.2.1 Modéliser les écoulements dans la rue

Des hypothèses simplificatrices 1D sont utilisées lorsque la description des écoulements peut se limiter à reproduire le comportement hydrodynamique dans le sens principal de l'écoulement [138]. Dans ce cas, les modèles reposent sur les équations de Saint-Venant 1D [138]. Ces modèles sont répandus pour calculer les paramètres de l'écoulement dans un drain ou un canal [138]. La propagation des écoulements ne se résume parfois pas à une description unidimensionnelle. Pour intégrer des échanges multidirectionnels, certains auteurs font appel aux modèles 1D à casiers (ou pseudo-2D) [74, 13]. Ils se basent sur une description 1D de l'écoulement. Ce dernier communique avec des zones de stockage (voir figure 1.11) : l'eau circule d'un réservoir à un autre et à chaque pas de temps, le modèle calcule la hauteur d'eau moyenne dans chaque casier et les échanges. Les échanges entre les réservoirs (matérialisés par des points sur la figure 1.11) sont basés sur des lois qui sont généralement des lois d'ouvrages hydrauliques (seuil, orifice, siphon, chenal...) ou des lois dérivées de la relation de Manning-Strickler [74]. L'utilisation de ces zones suppose que la vitesse de l'écoulement dans un casier est nulle et la surface libre horizontale. Cette représentation est répandue pour la modélisation des rivières.

Les paramètres hydrodynamiques peuvent être décrits dans les deux directions horizontales avec les équations de Saint-Venant 2D [138]. Cette description est préconisée pour représenter la ville, puisque la géométrie est marquée par de nombreux

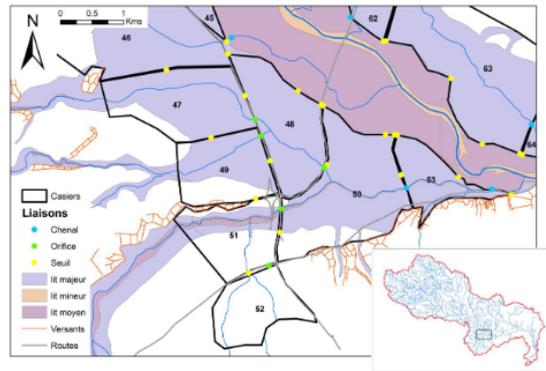


FIGURE 1.11 : Modèle 1D à casiers : exemple du tronçon Alès/Anduze - Russan sur le bassin versant du Gardon, d'après [74]

carrefours [2, 97]. De plus, l'écoulement rencontre de nombreux obstacles (bâtiments, voitures, trottoirs...) de taille variable, mobile ou immobile, qui rendent *a priori* difficile de prévoir un sens d'écoulement principal [101]. Il y a de nombreux codes de calcul qui existent pour modéliser les écoulements en 2D et une diversité de schémas de résolution [106] pour répondre aux différents objectifs et contraintes des auteurs.

Certains auteurs font appel aux modèles 3D qui permettent de prendre en compte la variation de l'écoulement dans les trois directions de l'espace. Les usages sont répandus pour modéliser finement des structures aux écoulements complexes. Dans le cadre des inondations urbaines, on retrouve des formes d'écoulement 3D au niveau des confluences et défluences [39] ou des zones de recirculation à l'aval des carrefours [97], ce qui pourrait modifier la répartition des débits et potentiellement avoir une influence au-delà du carrefour [43] par rapport à une modélisation 2D. Les modèles 3D nécessitent des données fines, à l'origine de temps de calcul prohibitifs. À titre d'exemple, [117] comparent les modélisations 2D et 3D d'un secteur inondé de 0,41 km<sup>2</sup> : le 3D fait appel à plus de 20 fois plus de mailles que le 2D et le temps de calcul est lui aussi multiplié par un facteur 20. Toutefois, ces dernières années de nouvelles techniques informatiques se développent comme les modèles à particules, permettant notamment de réduire les coûts de calcul puisqu'ils ne nécessitent pas de discrétiser spatialement le domaine [21, 132].

## 1.2.2 Prise en compte des bâtiments dans les modèles 2D

Outre le choix de la description des écoulements dans l'espace, la technique de représentation appropriée des bâtiments est essentielle pour la modélisation des inondations urbaines. Le projet IMPACT [1] a mis en évidence trois représentations possibles des bâtiments dans le maillage : (i) élévation de l'altitude des cellules qui sont comprises à l'intérieur des bâtiments, (ii) suppression de la topographie des bâtiments dans le maillage et conditions limites imperméables, (iii) augmentation locale de la rugosité. D'autres auteurs optent pour une description globale des écoulements dans la ville et traduisent l'occupation des bâtiments sous la forme d'indicateurs qui influencent l'écoulement dans chaque cellule dans un maillage grossier. La termi-

nologie utilisée par [122] pour nommer les méthodes est reprise par de nombreux auteurs, c'est pourquoi elle est employée ici. Le tableau 1 reprend les différentes méthodes avec *a priori* la première publication qui y fait référence, le type d'inondation modélisé avec la méthode et les éventuelles validations.

### 1.2.2.1 Bâtiments blocs (BB)

Dans la méthode par bâtiments blocs, l'altitude des cellules qui sont situées au niveau de l'empreinte des bâtiments est surélevée [67, 15, 49]. La topographie est augmentée jusqu'à la hauteur du toit, ou à une hauteur artificielle suffisamment grande pour ne pas être atteinte par le niveau de l'eau. Cette méthode a été développée dans le but de représenter de manière conforme la déviation des écoulements qui rencontrent les bâtiments. L'eau ne pouvant pénétrer dans les bâtiments, il n'y a aucun effet de stockage.

### 1.2.2.2 Bâtiments trous (BH)

La méthode des bâtiments trous consiste à retirer les bâtiments du maillage. Au niveau des trous, une condition limite assimilable à un mur est positionnée, créant un effet de blocage [92, 86, 3]. De la même façon que pour la méthode BB, l'effet de stockage n'est pas pris en compte dans la mesure où les bâtiments sont imperméables. Les deux méthodes sont similaires. Un coefficient de rugosité est parfois appliqué aux cellules qui sont adjacentes à ces trous pour représenter le frottement de l'écoulement contre les façades des bâtiments [9].

Une alternative à la méthode consiste à ne représenter que partiellement les murs extérieurs de chaque bâtiment (en vert sur la figure 1.12) en omettant de représenter un mur, afin que l'eau puisse entrer dans la maison [136, 127]. Cette approche nécessite que l'utilisateur détermine pour chaque bâtiment le mur perméable à l'écoulement. Les résultats sont sensibles au mur choisi comme le montre la figure 1.12 dans les bâtiments (rond rouge) et dans la rue (rond orange) [127]. [136, 127] ne disent pas comment choisir la façade ouverte. Dans la réalité, plusieurs façades peuvent comporter des portes ou des fenêtres et l'eau entre par une surface plus restreinte que celle correspondant à la façade toute entière. Enfin, pour une inondation réelle, l'écoulement peut ne rentrer dans le bâtiment que par des ouvrants fermés par lesquels des fuites apparaissent, ou qu'à partir d'une certaine hauteur dans la rue quand l'ouvrant dispose d'un seuil (comme pour la fenêtre). La représentation proposée ne permet pas d'intégrer des échanges d'eau entre la rue et les bâtiments qui sont réalistes.

### 1.2.2.3 Bâtiments résistants (BR)

La méthode des bâtiments résistants consiste à modifier le coefficient de rugosité des cellules qui sont localisées au niveau de l'empreinte des bâtiments [37, 11, 84, 45, 46]. L'augmentation de la rugosité permet de simuler un ralentissement des écoulements. L'utilisation d'un coefficient de Manning très grand ( $n = 5 \text{ s/m}^{1/3}$

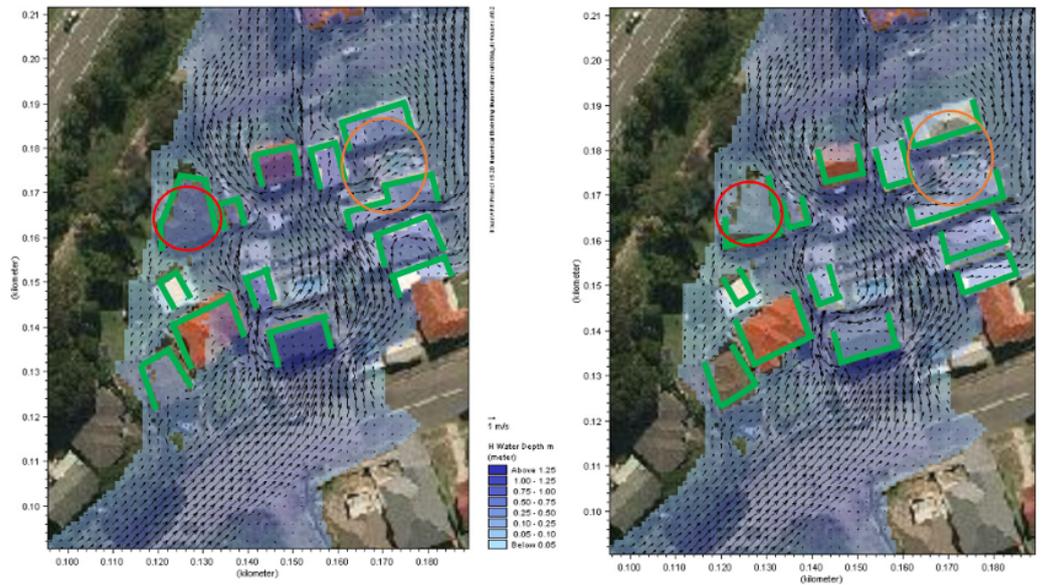


FIGURE 1.12 : Représentation partielle des murs et influence du choix du mur non représenté sur les paramètres de l'écoulement, d'après [127]. Les murs sont en vert. Le mur aval de chaque façade est omis sur la figure de gauche, tandis que c'est le mur amont qui n'est pas représenté à droite. Les cercles mettent en évidence les différences sur les résultats hydrodynamiques du modèle : en orange, les résultats sont différents dans la rue et en rouge, dans le bâtiment.

par exemple) permet également de représenter la déviation des écoulements aux abords des bâtiments [84]. D'autres auteurs utilisent un coefficient de perte de charge (comme [136, 127]) pour imiter ce même effet de ralentissement.

Il est possible d'utiliser un coefficient de rugosité homogène pour tous les bâtiments, ou de faire varier celui-ci en fonction des bâtiments, en attribuant par exemple un coefficient plus grand pour les centres commerciaux par rapport aux maisons avec jardin par exemple [136]. Il n'existe pas de guide pour aider le modélisateur à attribuer une valeur au coefficient de Manning sur les bâtiments et dans la littérature, la gamme des coefficients utilisés est large (de  $n = 0,08$  à  $20 \text{ s/m}^{1/3}$  d'après [136]). Les auteurs réalisent généralement une calibration du modèle et/ou une analyse de sensibilité sur la rugosité. Pour cette méthode, il est donc indispensable de disposer de données pour la calibration. Avec l'approche proposée, l'écoulement se propage sur l'emprise des bâtiments, mais l'eau ne peut pas être stockée.

#### 1.2.2.4 Bâtiments poreux (BP)

Avec les méthodes présentées, le problème se pose de la résolution du maillage. Celle-ci doit en effet être suffisamment fine pour intégrer la topographie détaillée des bâtiments, imposant ainsi des temps de calcul importants, ou faire appel à une géométrie dégradée des bâtiments, risquant ainsi de produire des erreurs dans

l'estimation de l'inondation [15, 151]. Des modèles sous-grilles ont alors été proposés. La méthode consiste à prendre en compte la topographie des bâtiments sous la forme d'indicateurs statistiques et non plus de les faire apparaître dans le maillage. Ces indicateurs servent ensuite à calculer les paramètres de l'écoulement à des mailles grossières de plusieurs mètres voire dizaines de mètres [72].

Les indicateurs reposent sur une analyse géométrique des bâtiments dans chaque cellule qui s'inspire de la description d'un milieu poreux, en caractérisant les zones imperméables et les zones à travers lesquelles l'écoulement se propage. Ces modèles sont communément appelés modèles à porosité. Il y a une porosité définie de manière verticale, qui caractérise la surface du bâtiment par rapport à la surface d'une interface, et qui limite ainsi les échanges entre cellules (porosité de passage). Il y a également une porosité horizontale qui dépend de la surface du bâtiment par rapport à la surface au sol de chaque cellule et qui restreint le volume disponible à l'écoulement (porosité de stockage) [79].

Le contact de l'écoulement avec le bâtiment freine également l'écoulement, ce que les auteurs représentent soit par une modification de la rugosité ou l'ajout d'une perte de charge supplémentaire dans chaque cellule en fonction de l'occupation du bâtiment [79]. Le ralentissement des écoulements peut être homogène à l'intérieur de la cellule, dans ce cas le modèle est dit isotrope, ou il peut contraindre l'écoulement dans des directions privilégiées, le modèle est anisotrope. L'anisotropie vise à tenir compte des géométries asymétriques des bâtiments, de l'espace disponible ou encore de leur alignement qui influencent les écoulements [121].

#### 1.2.2.5 Combinaison de méthodes

Certains auteurs souhaitent intégrer le fait que les bâtiments ne se remplissent pas tous dès le début de l'évènement. [126] rehaussent ainsi les bâtiments de 0,4 et 0,6 m pour représenter l'inondation pluviale en 2016 à Wuhan (Chine). Ces deux valeurs sont cohérentes avec les valeurs terrain relevées par les auteurs (de 0,3 à 0,7 m) et permettent de tester la sensibilité des résultats à la hauteur de seuil choisie. D'après [124], généralement, les seuils sont supposés être à 0,3 m au-dessus du sol nu du MNT. On trouve dans certaines publications une rugosité supplémentaire qui est ajoutée au niveau de la surface des bâtiments [126, 124].

#### 1.2.2.6 Intégrer l'effet de stockage

Dans toutes les méthodes présentées, l'effet de stockage n'est pas ou n'est que partiellement représenté. Pour l'intégrer, [64] proposent une nouvelle méthode en restant sur une approche sous-grille avec une description géométrique des bâtiments. Dans chaque maille, la surface de bâtiment est rapportée par rapport à la surface totale. Au centre de chaque cellule est disposée une zone de stockage, de la même géométrie que la maille et dont la surface dépend de l'occupation du bâtiment. Les auteurs considèrent que cette zone ne peut se remplir que si la hauteur dans la rue dépasse un certain seuil. Le débit entrant est alors régulé par une loi de seuil dénoyé. La hauteur de seuil est fonction du nombre d'étages de chaque bâtiment. Elle vaut

0,5, 1 ou 2 m selon si l'immeuble comporte moins de 5 étages, entre 5 et 7 ou plus de 7 étages. L'eau qui passe par-dessus le seuil est définitivement piégée à l'intérieur du bâtiment. Une fois que la hauteur de seuil est dépassée dans le bâtiment, il n'y a plus aucun mur qui fait obstacle à l'écoulement. Un coefficient de rugosité particulier est calculé pour chaque cellule en fonction de l'occupation du bâtiment. L'effet de stockage proposé n'est pas réaliste dans la mesure où les hauteurs de seuil ne correspondent pas à des dimensions de portes et de fenêtres réelles. *A priori* l'effet de stockage définitif est surestimé puisque l'eau des bâtiments se vident en réalité par les portes, mais les auteurs ont choisi de ne pas les représenter. Quant au stockage qui évolue dans la réalité avec la crue, celui-ci n'est pas représentatif non plus puisqu'un débit peut en théorie entrer par les portes non étanches avant 0,5 m (voir section 1.3.3.3) et que les murs continuent de faire obstacle à l'écoulement une fois que le seuil est dépassé.

Parmi les modèles à porosité, [56] introduit une notion de zone de stockage dans laquelle l'eau est immobile. Cette zone permet de représenter des zones d'eau stagnantes comme des cours, des sous-sols ou des bâtiments, en plus de la description classique qui fait état des zones d'écoulement et imperméables. Le modèle est dit à porosité multiple. Les échanges de ces zones mortes avec la cellule sont contrôlés par une loi de seuil.

### 1.2.2.7 Comparaison des méthodes

[122] utilisent les méthodes BB, BH, BR et BP pour modéliser l'inondation suite à une rupture de réservoir (voir tableau 1). Les résultats ne dépendent pas de la méthode utilisée pour intégrer les bâtiments. Les auteurs formulent cependant des préconisations concernant l'utilisation pratique de chacune des méthodes (temps de calcul, données disponibles, ressources calculatoires disponibles) et l'objectif recherché. Il est intéressant de noter que le SEPA (Scottish Environment Protection Agency : organisme public non départemental responsable devant les ministres écossais) utilise l'approche BR pour les cartes nationales du risque inondation par débordement de cours d'eau en Écosse et que les bâtiments ont été rehaussés de 0,30 m (sans ajout de rugosité) pour l'évaluation régionale des risques d'inondation par ruissellement dans ce même pays [124].

TABLEAU 1 : Synthèse des méthodes d'intégration des bâtiments

	Référence	Types d'inondation modélisée	Validation données expérimentales	Validation données réelles
Bâtiments blocs (BB)	[1]	inondation côtière, ruissellement, rupture de barrage/réservoir	[105, 83]	[122]
Bâtiments trous (BH)	[4]	ruissellement, rupture de barrage/réservoir	[105, 59, 83]	[122, 81, 68]
Bâtiments résistants (BR)	[1]	rupture de barrage/réservoir, inondation côtière	[37, 105, 11, 84, 1, 83]	[122, 46, 45]
Bâtiments poreux (BP)	[62, 30]	rupture de barrage/réservoir, ruissellement, débordement de rivière	[37, 130, 121, 57]	[122, 151, 93]
Bâtiments surélevés (et résistants)	[126]	ruissellement	-	[126, 68]
Bâtiments poreux avec seuil	[65]	ruptures d'ouvrages	-	[65]
Porosité multiple	[56]	rupture de barrage	[56]	-

[126] comparent les résultats obtenus en appliquant les méthodes BH, BB et ceux produits avec leur modèle (présenté dans la section 1.2.2.5). Les résultats sont identiques entre les méthodes BH et BB, ce qui est cohérent puisque les méthodes sont sur le principe semblables, bien qu'elles diffèrent du point de vue code de calcul et traitement des données d'entrée du modèle. Les différences sont significatives sur l'enveloppe inondée et la hauteur maximale entre les méthodes classiques et le nouveau modèle pour les deux hauteurs de seuil testées. Les résultats sont par ailleurs sensibles à la hauteur de seuil utilisée, ce qui montre l'importance de connaître cette information pour correctement reproduire l'inondation. Les auteurs indiquent qu'un seuil de 0,6 m pourrait être assimilé à des dispositifs de protection ou des ouvrants fermés qui retardent le début de l'inondation dans le bâtiment. Les résul-

tats dépendent donc des caractéristiques propres à chaque bâtiment. De même, les résultats sont sensiblement différents selon si la rugosité est intensifiée au niveau des bâtiments ou non pour le nouveau modèle proposé, ce qui suggère que l'effet de ralentissement des bâtiments ne devrait pas être ignoré.

[64] confrontent les résultats de leur modèle (présenté dans la section ) avec une configuration sans aucun bâtiment et avec la méthode BB. L'inondation représentée est celle d'une ville de Taïwan sous l'effet d'un typhon. Sans bâtiments, la surface inondée est sous-estimée de 17 % pour rapport aux données réelles, car en réalité une partie de la zone de propagation est occupée par des bâtiments. Avec des bâtiments surélevés (méthode BB), la surface est légèrement surestimée (6 %) et avec le nouveau modèle, l'enveloppe simulée est quasiment identique à l'enveloppe réelle (<1 %). Ces écarts s'expliquent car la surface des bâtiments occupe une partie importante de la couverture du sol. Lorsque les bâtiments ne sont pas modélisés, l'eau s'accumule dans les points bas, alors que dès que les bâtiments sont intégrés, l'eau se propage rapidement dans le réseau de rues, ce qui représente mieux la réalité du terrain. Localement, la hauteur maximale et sa date varient significativement d'une méthode à l'autre. Des écarts respectifs de 30 cm sur la hauteur maximale et de 4 h sur sa date peuvent être relevés entre le modèle sans bâtiments et les résultats issus de la méthode BB. La prise en compte de l'effet de blocage des bâtiments modifie significativement les résultats. L'écart est de 10 cm sur le pic de hauteur et de 2 h sur sa date entre la méthode des bâtiments surélevés et le nouveau modèle intégrant le stockage. L'effet de stockage a donc également un effet significatif sur les résultats.

Il existe plusieurs méthodes pour modéliser les bâtiments dans un modèle 2D. L'évaluation de leur efficacité passe par une confrontation des résultats aux données réelles ou expérimentales. Il n'existe *a priori* pas de publications comparant toutes ces méthodes. La comparaison réalisée par [126] sur certaines d'entre elles montre qu'il est essentiel de connaître la date du début du remplissage des bâtiments et que reproduire l'effet de stockage impacte significativement les résultats. Quasiment toutes ces méthodes ont été validées sur des données expérimentales (voir tableau 1) représentant plusieurs bâtiments imperméables, ce qui montre que les auteurs cherchent à reproduire essentiellement l'effet de blocage des bâtiments sur la rue. Bien qu'elles aient également été validées sur des données réelles (voir tableau 1), elles ne tiennent pas compte de l'effet de stockage des bâtiments. Les quelques modèles sous-grilles qui cherchent à représenter ce stockage montrent que son rôle est significatif sur les variables de l'écoulement.

### 1.2.3 Calibration et validation des modèles

Un des défis lié à la modélisation d'une inondation réelle est la rareté des données de calibration et de validation des modèles numériques [138, 147, 103, 23]. Les résultats de simulation sont affectés par des sources d'incertitude, notamment sur les données d'entrée, la structure du modèle et sur les paramètres du modèle [138]. Pour quantifier ces incertitudes et dans le meilleur des cas les réduire, le modélisateur peut utiliser des données historiques ou des données expérimentales.

#### 1.2.3.1 Données historiques

Les données historiques d'inondation se restreignent souvent à des marques de hauteur d'eau sur les façades des bâtiments après les événements [91] (voir figure 1.13a). Il y a très peu de données sur les champs de vitesse (on en trouve par exemple dans [113, 76]) qui conditionnent la répartition des débits ou encore sur l'évolution temporelle de la lame d'eau. Or, la donnée de hauteur d'eau seule ne peut suffire pour valider une simulation, car les hauteurs peuvent être identiques entre le modèle numérique et la réalité, mais la direction de l'écoulement contraire par exemple [55]. Par ailleurs, les événements ponctuels qui apparaissent pour comprendre et analyser les hauteurs d'eau ne sont également pas renseignés (date du débordement du réseau, voiture au milieu de la voie bloquant l'écoulement...), ce qui rend difficile l'interprétation des écarts entre modèle et réalité.

Des travaux commencent à apparaître sur l'utilisation de photos et vidéos des citoyens ou de caméras de surveillance (par exemple [104, 91], voir figure 1.13b) ou des images satellitaires (comme [123]). Certains auteurs proposent de nouvelles méthodes ayant recours à l'intelligence artificielle et à l'apprentissage automatique pour déterminer l'étendue et la profondeur de l'enveloppe inondée en traitant des images [90]. Toutefois, ces données sont généralement incomplètes pour fournir plusieurs variables de l'écoulement sur un nombre d'endroits suffisants [82]. Par ailleurs, les événements les plus extrêmes sont dangereux pour les personnes et les appareils de mesure, ce qui complexifie la collecte de données. Il est donc probable que malgré les nouvelles techniques, les données historiques des inondations extrêmes continuent d'être insuffisantes pour calibrer et valider les modèles numériques de manière exhaustive.



(a)



(b)

FIGURE 1.13 : Collecte de données réelles d'inondation (a) Hauteur d'eau sur une façade, d'après [18]. (b) Via des caméras de surveillance, d'après [91].

### 1.2.3.2 Modèles réduits d'inondation urbaine

Vu la difficulté pour obtenir des données réelles, les auteurs utilisent les résultats produits sur des modèles réduits pour calibrer et valider leurs modèles numériques [127, 65, 60]. Il existe des pilotes en laboratoire qui reproduisent des inondations urbaines à échelle réduite. Les travaux de [100], [99] et [94] en listent un certain nombre pour aider les modélisateurs à trouver les données les plus adaptées afin de valider leurs modèles numériques.

Parmi les contributions analysées, nombreuses sont celles qui utilisent des bâtiments imperméables à l'écoulement (voir figure 1.14). Il est possible d'identifier d'un côté les expériences limitées à des zones très restreintes qui n'analysent qu'un (par exemple [131, 149, 5]) ou quelques bâtiments (par exemple [152, 72, 144, 11, 82, 65]). D'un autre côté, il y a les modèles avec des géométries plus complexes qui représentent des configurations synthétiques (par exemple [43]) ou réelles à échelle réduite (par exemple [129, 70]). Les expériences sont réalisées en régime permanent (par exemple [144, 11, 65]) ou transitoire (par exemple [139, 131, 72]).

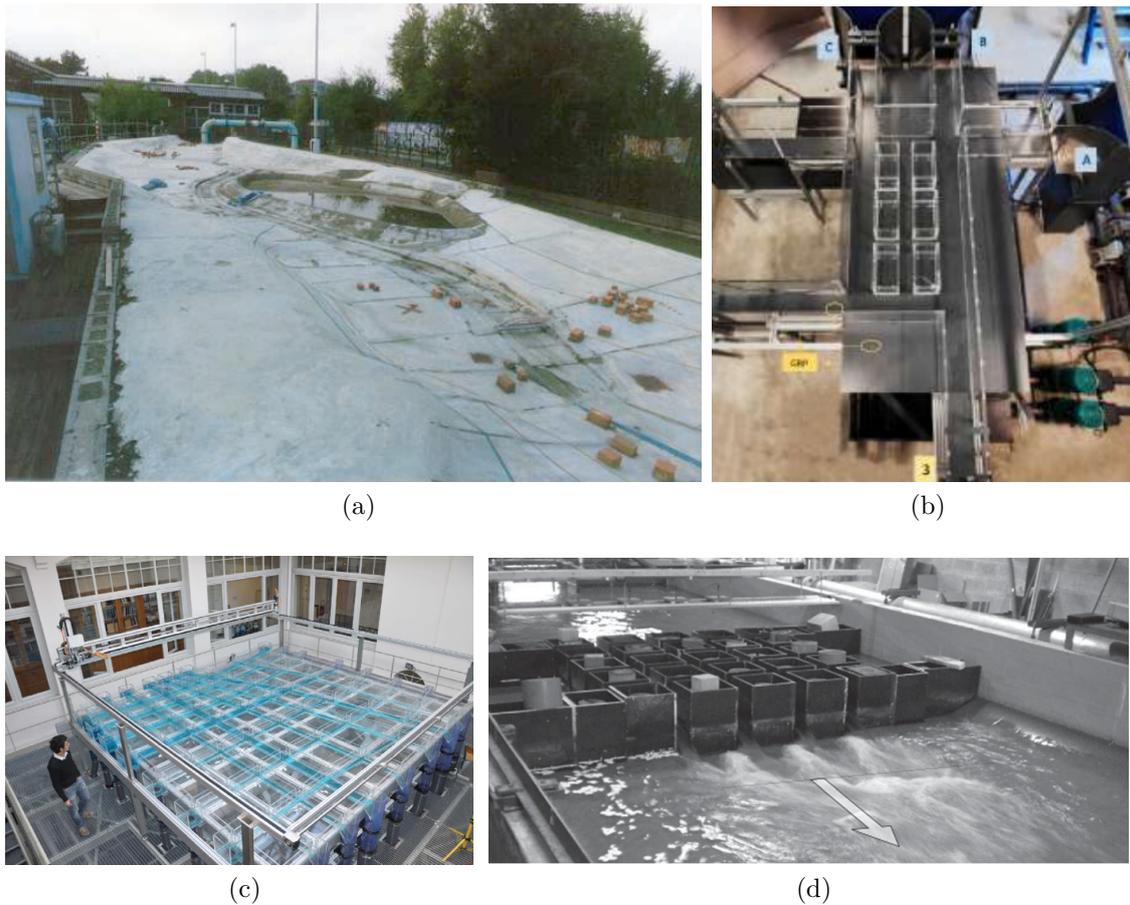


FIGURE 1.14 : Expériences avec des bâtiments imperméables. (a) Blocs non poreux représentant les habitations proches de la rivière Toce (Italie), d’après [139]. (b) Représentation synthétique de bâtiments non poreux, d’après [82]. (c) Quartier urbain synthétique avec des bâtiments non poreux, d’après [43]. (d) Rupture de barrage sur des blocs non poreux, d’après [144].

Les études avec des bâtiments perméables sont plus rares et sont synthétisées dans le tableau 2. Certains auteurs ont reproduit des bâtiments rectangulaires avec des portes ou des fenêtres rectangulaires (voir figures 1.15c, 1.15d et 1.15b). [127] ont quant à eux relevé leurs bâtiments de 1 à 2mm afin de permettre à l’eau de rentrer dans les blocs (voir figure 1.15a). Des auteurs ont introduit des géométries de bâtiment plus réalistes tels que [134, 127]. Les études visent soit à mesurer les effets des bâtiments sur l’écoulement de la rue, soit à étudier l’impact de l’inondation sur la structure du bâtiment, à l’exception de l’expérience de [98] et [87].

TABLEAU 2 : Expériences avec des blocs perméables (inspiré de [100] et [94])

Source	Objectifs	Bâtiment	Débit	Mesures
[140]	Impacts d'un tsunami sur une maison classique et une maison résistante	2 maisons avec des ouvertures, avec des matériaux et des formes différentes	Régime transitoire (tsunami)	Forces sur les murs, vitesses dans la rue
[85]	Impacts des tsunamis sur les maisons côtières	Maisons en bois avec des portes et fenêtres	Régime transitoire (tsunami)	Forces sur les murs
[152]	Impacts du blocage des bâtiments sur les écoulements	De 3 à 30 bâtiments avec/sans fenêtre	Régime permanent	Hauteurs et vitesses dans la rue
[134]	Impacts des sédiments et forces des écoulements sur un bâtiment	16 bâtiments de géométries complexes dont 3 avec des ouvertures et appareil de mesure	Régime permanent	Hauteurs, forces sur les murs
[98]	Impacts d'obstacles dans la rue sur le débit d'ouverture	Bâtiment disposé latéralement le long d'un canal avec une ouverture variable (porte, fenêtre, grille) et un seuil garantissant que l'écoulement du bâtiment ne retourne pas dans la rue	Régime permanent	Hauteurs dans la rue, débit l'ouverture, débits de sortie
[94]	Impacts de la porosité et du stockage d'un bloc urbain sur les écoulements de la rue	Bloc urbain avec nombre d'ouvertures variables	Régime permanent et transitoire	Débits dans la rue, hauteurs et vecteurs vitesse dans la rue et le bloc

[87]	Impacts d'une rupture de barrage sur la force exercée sur les bâtiments	Maison avec une porte capable de s'ouvrir et deux fenêtres.	Régime transitoire (barrage)	Hauteurs dans la rue et à l'intérieur du bâtiment, débit à travers la porte, forces sur les murs
[127]	Impacts des bâtiments sur l'écoulement dans la rue	59 bâtiments surélevés de 1 à 2 m pour permettre à l'eau d'entrer	Régime transitoire (ruissellement)	Hauteurs rue et bâtiments
[142]	Impacts des tsunamis sur les forces exercées sur le bâtiment	Bâtiment avec des ouvertures	Régime transitoire (tsunami)	Hauteurs, vitesses, forces sur les murs
[149, 150]	Impacts des ouvertures et de l'orientation du bâtiment sur les forces exercées sur le bâti	Bâtiment avec des ouvertures de taille variable	Régime transitoire (tsunami)	Hauteurs, forces sur les murs
[89]	Impacts des ouvertures sur la force d'un tsunami exercée sur un bâtiment	Bâtiment avec 1 porte ou 3 fenêtres	Régime transitoire (tsunami)	Hauteurs, vitesses dans la rue, forces sur les murs
[60]	Impacts des tsunamis sur les forces exercées sur un bâtiment	Bâtiment avec 3 fenêtres	Régime transitoire (tsunami)	Force sur les murs extérieurs, intérieurs, sol et plafond du bâtiment

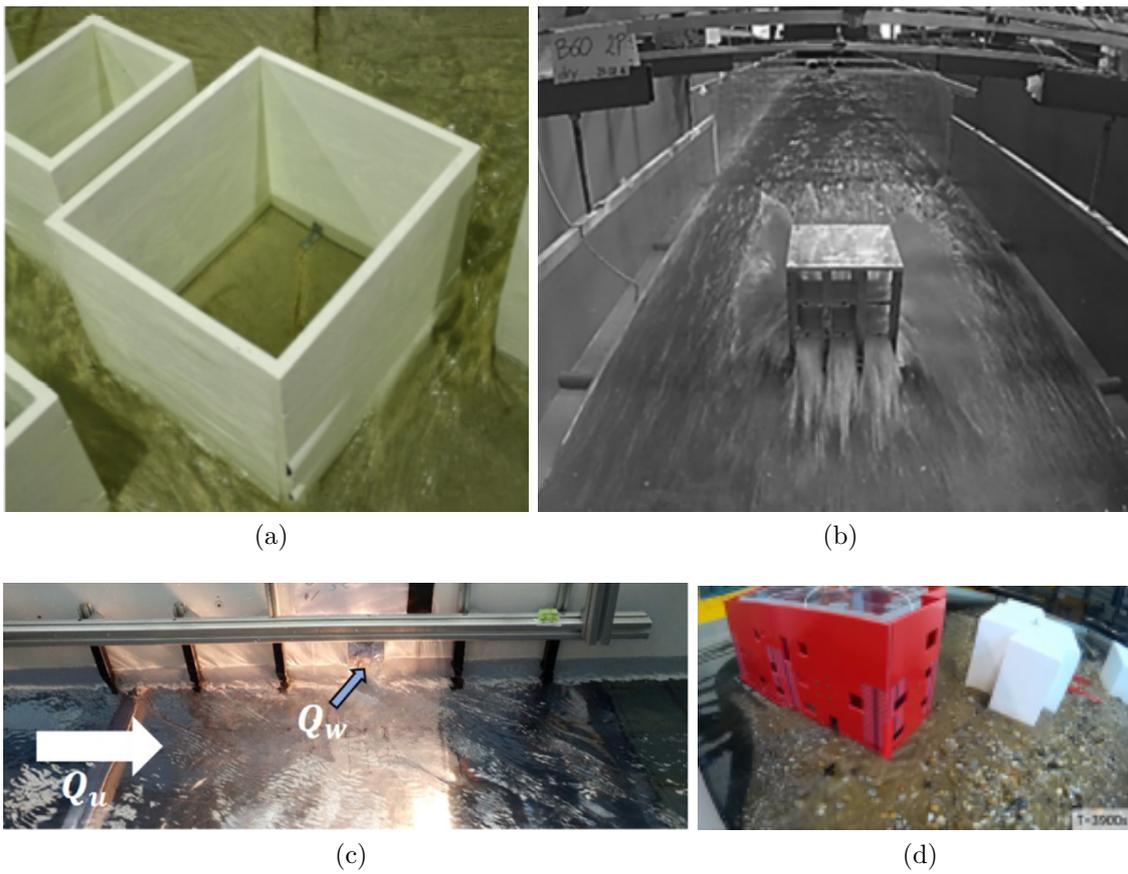


FIGURE 1.15 : Expériences avec des bâtiments poreux. (a) Quartier urbain réaliste avec des bâtiments surélevés, confrontés à une rupture de barrage, d'après [127]. (b) Bâtiment poreux subissant un tsunami, d'après [149]. (c) Bâtiment synthétique connecté latéralement à la rue par une ouverture, d'après [98]. (d) Bâtiments poreux subissant une crue torrentielle chargée en sédiments, d'après [134].

[98] mesurent le débit qui passe à travers l'ouverture d'un bâtiment (voir section 3.1.1) et s'intéressent essentiellement à l'effet d'obstacles dans la rue sur ce débit. Les débits à travers les ouvertures de type porte et fenêtre sont comparés à la loi de seuil frontal définie par [29] en utilisant 12 formules de coefficients de débit disponibles dans la littérature. Pour chacune de ces deux ouvertures, la formule la plus proche des résultats expérimentaux est identifiée, avec une erreur moyenne de 6 % pour la fenêtre et 10 % pour la porte sur la part du débit rejoignant le bâtiment. *A priori*, il n'y a à ce jour qu'une seule expérience laboratoire qui mesure la hauteur d'eau à l'intérieur d'un bâtiment représenté par un bloc poreux. L'expérience de [87] reproduit la rupture d'un barrage sur un bâtiment contenant une porte, afin d'observer les modifications des écoulements autour et dans la maison, ainsi que les forces qui s'exercent sur sa structure. Les principaux résultats ont été présentés dans la section 1.1.2.2.

### 1.2.3.3 Limites d'utilisation des résultats des modèles réduits

Les modèles hydrauliques réduits utilisés en laboratoire représentent des simplifications de la réalité et leur recours génère certains effets décrits par [61]. On appelle *les effets de modèle* ceux qui résultent d'une reproduction incorrecte de la réalité de la géométrie, des propriétés du fluide, de la source de l'écoulement (voir figure 1.16). *Les effets de mesure* font référence aux différentes techniques qui résident dans la mesure des écoulements réels et dans le prototype. Enfin, *les effets d'échelle* apparaissent à cause de l'inaptitude des modèles à reproduire les processus réels avec leur bonne intensité respective.

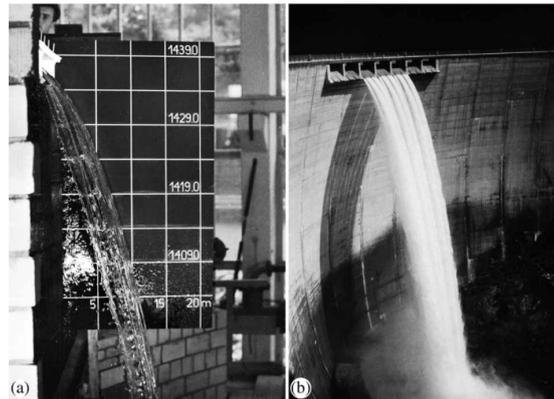


FIGURE 1.16 : Différence d'intrusion d'air dans l'écoulement d'une cascade réelle (à droite) et sa reproduction à échelle réduite (à gauche), d'après [61]

Pour caractériser les effets d'échelle d'un prototype (c'est-à-dire du monde réel), les facteurs  $e_H = \frac{L_p}{L_m}$  et  $e_V = \frac{H_p}{H_m}$  sont définis dans les directions horizontales et verticales, entre les longueurs  $L$  ou hauteurs  $H$  du prototype et du modèle [108]. Il existe des expériences pour lesquelles ces facteurs valent 1 [104, 88, 36] mais classiquement, des modèles réduits sont utilisés pour reproduire les écoulements dans une ville. [100] recensent des expériences traitant des inondations urbaines. Les facteurs d'échelle varient de 30 à 200. Or, l'utilisation d'un facteur d'échelle  $e \neq 1$  conduit toujours à des effets d'échelle, bien que dans certains cas ces effets soient négligeables [61]. Basé sur des expériences, [20] recommande d'utiliser des facteurs d'échelle compris entre 10 et 50 pour limiter les effets d'échelle pour les modèles réduits de rivière.

L'inondation urbaine représente souvent des écoulements relativement peu profonds (de 1 à 2 m) dans des rues plus larges (de plus de 3 m). Par conséquent, la conservation des facteurs d'échelle verticaux et horizontaux pour concevoir un pilote peut conduire à des hauteurs d'eau et des vitesses très faibles dans le modèle réduit, difficilement mesurables. C'est la raison pour laquelle certains auteurs distordent les géométries du modèle en utilisant des facteurs  $e_V$  et  $e_H$  différents. Augmenter  $e_H$  permet d'augmenter les hauteurs et les vitesses de l'écoulement reproduit en laboratoire [61]. [80] étudient quelques ratios  $e_H/e_V$  de la littérature compris entre 3, 3 et 10. Il y a peu de travaux qui s'intéressent à l'influence de la distorsion géométrique

sur les résultats issus d'expériences et ces derniers se concentrent essentiellement sur des structures hydrauliques [61, 115, 146] ou l'ingénierie côtière [125]. [20] recommande de conserver un ratio  $e_H/e_V$  inférieur à 10 pour une application en rivière, afin de limiter les effets de la distorsion.

L'effet de la distorsion géométrique sur les résultats des modèles réduits d'inondation urbaine est investigué par [80], 2020, 2021. Ces travaux mettent en évidence qu'utiliser des grands ratios  $e_H/e_V$  permet (i) de réduire les incertitudes de mesures et donc d'améliorer l'estimation des paramètres hydrodynamiques réels, (ii) un régime d'écoulement dans le modèle plus proche du régime turbulent rencontré en conditions réelles, (iii) l'atténuation des effets de tension de surface. Cependant, la distorsion géométrique modifie significativement le rapport d'aspect de l'écoulement, c'est-à-dire le ratio entre la hauteur d'eau et la largeur du canal. Ceci tend à réduire les pertes de charge et à altérer l'importance de certains mécanismes de dissipation tels que les contraintes de cisaillement horizontales par rapport aux contraintes verticales [80]. Par conséquent, la distorsion peut générer des structures turbulentes 3D dans le modèle physique qui ne s'observent pas en conditions réelles [80]. L'altération du rapport d'aspect peut introduire un biais d'environ 10 % lors de la mise à l'échelle des données du modèle réduit vers les conditions du prototype d'après [80, 81]. [82] réalisent trois configurations simples en laboratoire, qui ont été reproduites à plusieurs échelles : deux types d'intersections et 4 carrefours autour d'un bloc urbain imperméable (voir figure 1.17). Les hauteurs d'eau varient jusqu'à 17 % et les débits sortants jusqu'à 50 % lorsque le ratio  $e_H/e_V$  varie de 1 à 5 dans les configurations réalisées. Au-delà d'une distorsion d'un facteur 5 (qui concerne donc toutes les expériences rapportées par [100]), les variations des hauteurs et débits sont les plus importantes mais demeurent quasiment constantes et donc facilement quantifiables.

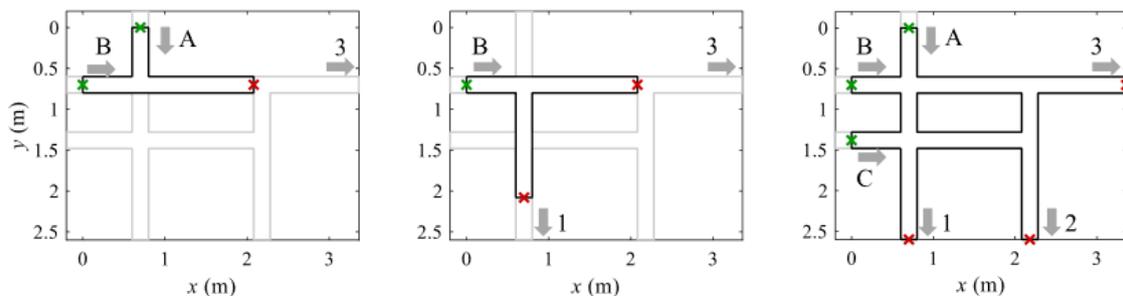


FIGURE 1.17 : Configuration laboratoire réalisée à différentes échelles par [82] : jonction, bifurcation et bloc urbain de gauche à droite.

Les biais observés par [82] sur les modèles distordus sont comparables voire supérieurs aux autres sources d'incertitude qui affectent la modélisation des inondations urbaines [110], ce qui met en évidence l'importance de l'effet de la distorsion sur les résultats. Des modèles numériques spécifiquement dédiés peuvent permettre d'évaluer le biais induit par la distorsion sur les variables de l'écoulement et donne de bons résultats sur les quelques cas simples testés par [82]. L'idéal serait de pouvoir accéder à la distorsion géométrique permettant de représenter au mieux les

phénomènes réels (régime d'écoulement conservé), bien qu'un biais subsiste dès lors qu'un modèle réduit est employé pour représenter la réalité. Cela pourrait notamment conduire à une sélection minutieuse des matériaux de conception, si toutefois une caractérisation de la rugosité réelle de la zone urbaine réelle pouvait être réalisée [82]. L'effet des changements d'échelle est rarement étudié dans la littérature et ces travaux montrent son influence significative sur les résultats, tandis que les auteurs mentionnent rarement ces limites lorsqu'ils conçoivent ou utilisent les résultats produits par ces modèles.

### 1.2.4 Bilan

La modélisation 2D est la plus adaptée pour simuler numériquement les écoulements à travers la zone urbaine vu la variabilité topographique et les objectifs opérationnels fixés dans le cadre de cette thèse. Il existe une diversité de méthodes pour prendre en compte les bâtiments dans ces modèles. La majorité de celles-ci négligent le stockage de l'eau dans les bâtiments. Les quelques méthodes qui prennent en compte le stockage des bâtiments sont réservées aux approches grossières. Leur application démontre que représenter le stockage des bâtiments influence significativement les résultats.

L'élaboration d'un modèle hydraulique se heurte au manque de données réelles pour le calibrer et le valider. Les données expérimentales sont plus nombreuses que les données historiques, mais rares sont celles qui représentent des bâtiments poreux. Les événements reproduits sont par ailleurs souvent extrêmes (tsunami) ou en régime permanent (non réaliste). La hauteur d'eau n'est de plus généralement pas mesurée dans les bâtiments. Aucune expérience n'a jusqu'à présent cherché à modéliser un quartier ou une ville densément urbanisée avec une dynamique de remplissage des bâtiments conforme à la réalité. Enfin, dans le cas où des données expérimentales sont disponibles, les résultats sont entachés de plusieurs sources d'incertitudes et ces erreurs sont complexes à estimer.

## 1.3 Le bâtiment, un lieu de dommages

En ville, le bâtiment peut être à destination d'habitation, de services publics, d'équipements collectifs, de commerces et services ou d'autres activités des secteurs secondaires et tertiaires (les bâtiments d'exploitation agricole ou forestière sont *a priori* rares). Certains d'entre eux accueillent du public, d'autres du patrimoine ou encore des technologies de pointe : les dommages diffèrent selon la destination du bâtiment. Lors de l'inondation, tout ce que contient le bâtiment est menacé, de même que le second œuvre du bâtiment, jusqu'à sa structure pour les événements les plus extrêmes. Cette partie vise à détailler spécifiquement les dommages qui se produisent à l'échelle d'un bâtiment soumis à une inondation et ses liens avec les paramètres de celle-ci.

### 1.3.1 Définition des dommages

Lorsque l'eau parvient à entrer dans le bâtiment, elle génère des dommages (voir figure 1.18) directs ou indirects [96]. Les dommages directs de l'inondation sont causés par le contact avec l'eau, comme le revêtement des murs ou le système électrique qui sont dégradés lorsqu'ils sont mouillés. Les dommages indirects sont quant à eux une conséquence de l'inondation, tels que les pertes économiques liées à l'arrêt des entreprises. Les dommages directs sont faciles à quantifier, mais les dommages indirects peuvent avoir des effets qui perdurent très longtemps après l'évènement (par exemple, lorsque l'eau qui s'est infiltrée dans les murs provoque de la moisissure, ou parce qu'un glissement de terrain se produit a posteriori, causant l'effondrement d'un bâtiment). Certains dommages sont tangibles, c'est-à-dire qu'une valeur monétaire peut être directement associée à ceux-ci, tandis que les dommages intangibles sont causés à des personnes ou des biens et sur lesquels il n'existe pas de système de mesure du coût. Quelques exemples de dommages possibles dû à une inondation sont répertoriés dans le tableau 3. Il semble nécessaire de donner plus d'informations sur les principaux dommages qui touchent le bâtiment et ce qu'il contient, à commencer par les dommages subis par les habitants, puis par le matériel.



FIGURE 1.18 : Dommages causés par une inondation dans une maison : maison dévastée par plus d'un mètre d'eau à Juilly durant les inondations qui ont touché l'Ile-de-France en 2021 (Source : par Lilian Pouyaud/La Marne, [https://actu.fr/ile-de-france/juilly\\_77241/en-images-victimes-des-inondations-des-habitants-de-juilly-ont-tout-perdu\\_42349372.html](https://actu.fr/ile-de-france/juilly_77241/en-images-victimes-des-inondations-des-habitants-de-juilly-ont-tout-perdu_42349372.html). Consulté le 27/07/2023).

TABLEAU 3 : Exemples de dommages occasionnés par une inondation, d'après [66]

Catégorie	Exemples
Dommages tangibles directs	dégradation/destruction des bien immobiliers et mobiliers, des équipements, dégradation/destruction du patrimoine
Dommages tangibles indirects	nettoyage, séchage, relogement, pertes économiques, chômage technique, interruption des services, baisse du prix du foncier et de l'immobilier
Dommages intangibles directs	pertes de vie humaine et accidents
Dommages intangibles indirects	effets psychologiques, problèmes de santé consécutifs à la dégradation du logement (moisissure), inconvénients subis par les usagers des activités de services

### 1.3.2 Dommages subis par les personnes

Les occupants des bâtiments peuvent être amenés à subir des dommages plus ou moins grave au cours d'une inondation. Ces dommages sont qualifiés de indirects et intangibles. Il existe de nombreuses causes qui expliquent la mort des personnes au cours d'une inondation, comme la crise cardiaque, le traumatisme physique, la noyade ou encore l'électrocution [35].

Pour éviter de subir des dommages, l'habitant cherche à rejoindre une zone refuge qui garantit que ce dernier n'est exposé à aucun risque lors de l'inondation. La zone refuge peut être le premier étage du bâtiment lorsque l'eau reste au rez-de-chaussée, ou le toit lorsqu'un accès permet de s'y rendre. Les enfants, les personnes âgées, les personnes à mobilité réduite et atteintes d'autres formes de handicap qui sont dans l'incapacité de nager sont plus vulnérables [35, 145], ainsi que les adultes ne sachant pas nager qui se déplacent alors debout.

La figure 1.19 présente les seuils de dangerosité associés aux déplacements de différents types de personnes se tenant debout. Pour des vitesses faibles, il est indiqué que l'enfant ne peut plus se déplacer seul dès une hauteur de 50 cm. Seul, il est alors exposé à un risque de noyade et sa survie dépend de l'adulte (ce seuil dépend évidemment de l'âge de l'enfant et de sa capacité à nager). L'adulte ne peut plus se déplacer en marchant lorsque la hauteur dépasse entre 0,7 et 1,0 m en fonction de ses capacités physiques. Au-delà, il peut nager dès lors que les vitesses restent inférieures à 0,75 m/s. Connaître la hauteur et la vitesse maximale de l'eau dans les bâtiments permet (i) de préparer l'évacuation préventive des personnes qui ne disposent pas d'espace hors d'eau au-delà de cette cote ou ne peuvent pas s'y déplacer, (ii) d'organiser une priorisation des personnes à secourir tout au long de l'évènement. Le déplacement des personnes est également limité par les fortes vitesses. Jusqu'à une vitesse de 1 m/s, l'adulte peut se déplacer en nageant. Au-delà de cette vitesse

seuil, celui-ci est susceptible de se faire emporter par le courant, même pour des hauteurs d'eau faibles (50 cm). Sa mise en sécurité dépend alors des secours qui interviennent en bateau motorisé, car le bateau à rames est inadapté pour les fortes vitesses d'écoulement. La vitesse conditionne donc également le mode opératoire des évacuations, ce qui pourrait *a priori* restreindre le nombre d'interventions dans le cas où le nombre de bateaux à moteur est limité pour les équipes de secours.

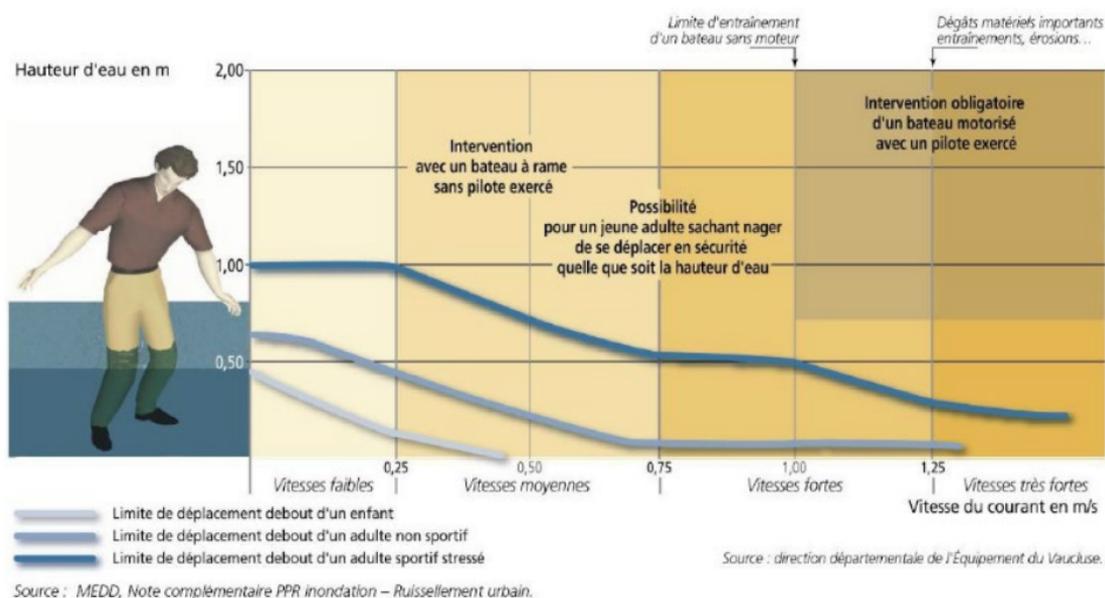


FIGURE 1.19 : Dangerosité des déplacements des personnes en fonction de la hauteur et de la vitesse, d'après [7]

Les seuils de hauteur et de vitesse qui ressortent de la lecture de la figure 1.19 sont utilisés dans de nombreux documents de gestion du risque en France (DDRM<sup>2</sup>, PPRi...). Dans les PPRi, il est classique de déterminer l'aléa à partir de la hauteur et de la vitesse maximale en rapport avec le franchissement de ces seuils. La vitesse et la hauteur maximale ne se produisant pas nécessairement au même moment, cette pratique maximise par conséquent le risque. Il est courant de considérer qu'à partir d'une hauteur de 0,5 m, les hauteurs d'eau sont moyennes et qu'à 1,0 m elles sont fortes. La lecture de quelques PPRi montre néanmoins que les gestionnaires définissent leur propres catégories d'aléa (voir figure 1.20).

La hauteur d'eau évolue à l'intérieur du bâtiment au cours de l'inondation, caractérisant ainsi la vitesse de montée du niveau de l'eau et déterminant le délai disponible pour agir entre le moment où une personne prend conscience du danger et est en sécurité [145]. Plus la vitesse de montée est rapide et moins les habitants disposent de temps pour réagir et se mettre à l'abri, de même que les secours pour intervenir. Cette vitesse de montée est déterminante pour la mise en sécurité des

2. DDRM : Dossier Départemental des Risques Majeurs

		Vitesse d'écoulement en m/s			
		Lente $V < 0,2 \text{ m/s}$	Moyenne $0,2 \text{ m/s} < V < 0,5 \text{ m/s}$	Rapide $0,5 \text{ m/s} < V < 1,75 \text{ m/s}$	Très rapide $V > 1,75 \text{ m/s}$
Hauteur d'eau en m	$H < 0,5 \text{ m}$	Faible	Modéré	Fort	Très fort
	$0,5 \text{ m} < H < 1 \text{ m}$	Modéré	Modéré	Fort	Très fort
	$1 \text{ m} < H < 2 \text{ m}$	Fort	Fort	Très fort	Très fort
	$H > 2 \text{ m}$	Très fort	Très fort	Très fort	Très fort

PPRi\_tableau\_alea©DDTM33/SRGC/PPRL

(a)

Légende		Vitesse	Faible $V < 0,2 \text{ m/s}$	Moyenne $0,2 \text{ m/s} < V < 0,5 \text{ m/s}$	Forte $V > 0,5 \text{ m/s}$
■ Aléa fort	Hauteur				
	Faible $H < 0,5 \text{ m}$		Faible	Moyen	Fort
	Moyenne $0,5 \text{ m} < H < 1 \text{ m}$		Moyen	Fort	Fort
■ Aléa moyen	Forte $H > 1 \text{ m}$		Fort	Fort	Fort
■ Aléa faible					

Source : Cartographie aléas ruisseau du Frayol Safege 26/01/2015

(b)

FIGURE 1.20 : Classes d'aléa de PPRi : quelques exemples. (a) PPRi de Bordeaux et de Bègles. (b) Cartographie aléas ruisseau du Frayol Safege 26/02/2015 d'après <https://lesempecheurs.wordpress.com/2015/10/30/le-plan-de-prevention-du-risque-inondation-suite/>

personnes, notamment pour les crues rapides [145]. Lorsque l'inondation se produit la nuit, la probabilité d'être surpris par la montée des eaux augmente et donc le risque de ne plus pouvoir être en capacité d'évacuer au moment de la prise de conscience augmente par conséquent. Cette description dynamique de l'inondation rappelle qu'il n'y a pas que les hauteurs et les vitesses maximales traditionnellement utilisées pour définir le risque dans les documents de gestion (PPRi) qui suffisent pour caractériser le danger auquel les personnes sont exposées. Ainsi, le bâtiment pour lequel le niveau maximal n'est que de 50 cm mais qui se remplit très rapidement pourrait faire l'objet d'une intervention des secours avant le bâtiment pour lequel la hauteur atteindra 2 m au maximum et pour lequel le remplissage est beaucoup plus lente avant que les premiers 50 cm ne soient atteints. Une bonne connaissance de la dynamique de remplissage peut conduire à l'adoption d'un plan d'évacuation individualisé à l'origine d'une mise en sécurité adaptée des personnes.

### 1.3.3 Dommages commis au matériel

#### 1.3.3.1 Réseaux et appareils électriques

Les prises électriques sont classiquement disposées à une hauteur de 30 cm par rapport au sol de la maison [75]. À cette hauteur, il n'y a alors plus d'électricité dans

le bâtiment, soit parce que les usagers ont coupé le courant avant que cette hauteur ne soit atteinte (préconisé), soit parce que le disjoncteur coupe automatiquement l'installation. À noter que cette coupure peut limiter l'accès vers l'intérieur et l'extérieur du bâtiment dans le cas où les volets et les portes de garage par exemple sont électriques, restreignant notamment ainsi le nombre d'entrées pour les secours.

La coupure de courant généralisée à des zones de la ville est une information importante du point de vue du gestionnaire. En effet, l'accès à l'électricité fait partie des fonctions sociétales basiques que la ville doit fournir à ses habitants [135]. Une interruption de celle-ci est potentiellement synonyme d'interruption des activités de certaines entreprises, de la chaîne du froid, de la distribution à l'eau potable, des soins dispensés dans un hôpital. Les services de l'hôpital du Centre Hospitalier Bretagne Atlantique ont par exemple été perturbés par l'inondation d'octobre 2022<sup>3</sup>. Les dommages indirects à la coupure d'électricité peuvent être très lourds. Le rétablissement du courant après l'inondation conditionne également le retour à la normale et la résilience de la ville [75].

D'autres réseaux peuvent être positionnés sous 30 cm, comme c'est le cas des tuyaux de gaz. Il existe un risque d'explosion dû à des fuites lorsqu'une inondation se produit [17]. Pour les autres appareils électriques, leur détérioration dépend de la hauteur d'eau à laquelle ils sont disposés. Il existe un risque d'électrocution dès lors que le tableau électrique est endommagé [17] et sa hauteur varie d'un logement à l'autre.

### 1.3.3.2 Bâtiments

L'inondation affecte de multiples façons le bâtiment en lui-même. Elle détériore d'un côté sa structure porteuse et de l'autre le second œuvre (revêtement des murs et du sol, plafond, cloisons, menuiseries...). [137] catégorisent les mécanismes de dégradation des bâtiments en quatre niveaux :

1. l'inondation superficielle endommage le second œuvre du bâtiment et ce qu'il contient (meuble, biens...)
2. rupture des portes et de fenêtres, permettant ainsi un équilibre des pressions de part et d'autre des murs. Les ouvrants s'ajoutent donc aux précédents dégâts
3. dommages causés sur les murs non porteurs du fait de la hauteur d'eau qui augmente dans l'habitation
4. les murs porteurs sont touchés et la stabilité du bâtiment est compromise

La détérioration peut aller jusqu'à l'effondrement même du bâtiment (voir figure 1.21) car les bâtiments ordinaires ne sont pas conçus pour conserver leurs performances (mécaniques, thermiques...) lors d'une inondation [120].

Il existe des bâtiments moins répandus mais très vulnérables, comme les logements qui sont utilisés dans les campings, parfois disposés dans des zones inondables. Lors de la tempête Xynthia par exemple, sur les 41 personnes qui sont mortes durant

---

3. <https://france3-regions.francetvinfo.fr/bretagne/morbihan/vannes/panne-d-electricite-majeure-a-l-hopital-de-vannes-le-plan-blanc-declenche-2639852.html>

l'évènement, 32 personnes sont mortes dans l'effondrement de leur bungalow [145]. À l'inverse, le savoir-faire existe pour construire des murs résistants à de fortes sollicitations comme les phares maritimes par exemple, mais ils sont peu nombreux [120]. Des stratégies pour limiter les dégâts occasionnés sur les bâtiments peuvent figurer sous la forme d'obligations ou de préconisations dans le PPRi pour les habitations les plus exposées (batardeaux, surélévation, matériaux de construction moins vulnérables...). Ces mesures sont définies sur la base d'une bonne connaissance des paramètres de l'inondation et d'une acceptation du risque.



FIGURE 1.21 : Bâtiments effondrés. (a) A Quimperlé, quelques jours après les épisodes du 23 décembre 2013 (Source : <https://www.letelegramme.fr/finistere/quimperle-29300/spanquimperlespan-la-maison-seffondre-dans-la-riviere-2032538.php>). (b) A Liège, après les inondations causées par des pluies diluviennes en juillet 2021 (Source : <https://www.lalibre.be/belgique/societe/2021/07/17/intemperies-plusieurs-corps-retrouves-le-deblayage-se-poursuit-dans-les-communes-liegeoises-Z435A6VLQNFDTGYY6N46MOVUOI/>. Consultés le 27/07/2023)

Concernant la structure du bâtiment, [128] ont croisé 28 courbes de stabilité (seuil de rupture en fonction de la hauteur et de la vitesse de l'écoulement) d'origine diverses à partir d'expériences, de modélisations ou encore de données terrains. Ces courbes ont été réalisées pour des bâtiments dans des pays différents, avec des matériaux variables. La figure 1.22 représente le graphique général proposé par ces auteurs pour compiler ces seuils. La courbe verte (*Recommended Maximum Light Structures*) représente un seuil minimal en-dessous duquel il est certain qu'un bâtiment n'est pas exposé à un risque d'effondrement. La courbe rouge (*Recommended Maximum All Structures*) montre la limite maximale au-delà de laquelle tous les bâtiments s'effondrent. La structure est mise en danger dès que la différence de hauteur d'eau de part et d'autre du mur dépasse 2 m (voir figure 1.22). Pour des vitesses

normales au mur de plus de 2 m/s, la structure est mise à mal même si les hauteurs sont faibles. La limite au-delà de laquelle tous les bâtiments sont susceptibles de s’effondrer correspond à une hauteur d’eau de 4 m avec de faibles vitesses et pour de très faibles hauteurs d’eau si la vitesse excède 4 m/s.

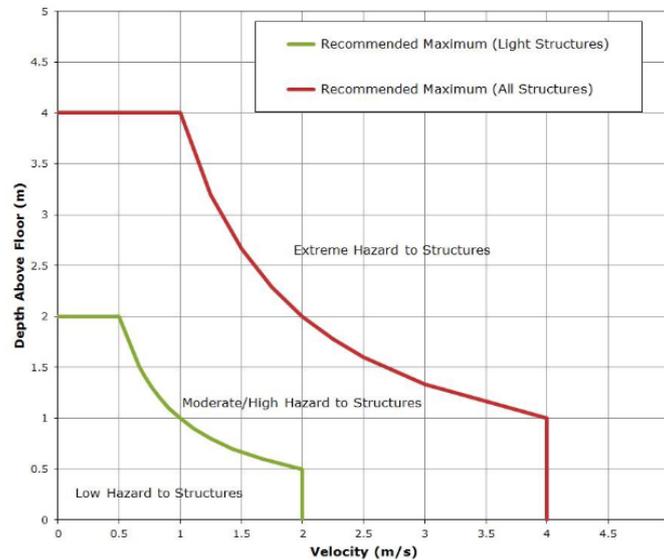


FIGURE 1.22 : Hauteurs et vitesses critiques d’inondation pour la structure du bâtiment, d’après [128]

### 1.3.3.3 Ouvrants

Les bâtiments ordinaires sont conçus pour résister aux effets mécaniques du vent et de l’accumulation de neige [120]. Les portes et les fenêtres ne sont donc pas conçues pour être étanches. Par conséquent, l’eau peut être amenée à passer à travers des fentes autour des ouvrants lorsque ces derniers sont fermés. Certaines vidéos montrent l’évolution de ces ouvrants au cours d’un événement réel. Dans la vidéo liée à la figure 1.4b, la hauteur d’eau augmente progressivement dans la rue et l’eau commence d’abord par pénétrer dans les bâtiments au niveau du bas des ouvrants. Les ouvrants sont ensuite arrachés avec l’arrivée d’une vague. Dans la vidéo associée à la figure 1.4c, l’eau s’accumule derrière une fenêtre. Un léger filet d’eau apparaît d’abord, puis le niveau dépasse le bord supérieur de la fenêtre. Enfin, la vitre de la fenêtre se brise subitement.

Des expériences ont été réalisées par le CSTB<sup>4</sup> sur le seuil de rupture d’une porte-fenêtre et révèlent que l’ouverture se brise sous l’effet d’une pression hydrostatique d’environ 1 m d’eau qui s’accumule derrière l’ouvrant d’après les images de la figure 1.23. Une autre expérience plus récente conduite par [148] montre des seuils de rupture pour une porte du même ordre de grandeur. Les auteurs utilisent différents matériaux de porte et les seuils de rupture sont compris entre 0,81 et 1,07 m.

4. Centre scientifique et technique du bâtiment

Certaines images de l'expérience mettent en évidence des stades d'ouverture intermédiaires aux états ouverts et fermés, correspondant à des portes détériorées (voir figure 1.24).



FIGURE 1.23 : Expérience de rupture d'une porte-fenêtre sous la pression de l'eau, d'après [25, 26]

La résistance des portes et des fenêtres repose sur leur taille, leur épaisseur, les matériaux, la pose et de la direction de l'écoulement par rapport à celle-ci [17]. Il n'y a pas de matériaux ni de dimensions normalisées pour les ouvertures (sauf réglementation pour les Personnes à Mobilité Réduite) et il est relativement simple d'avoir des ouvertures sur mesure. Par conséquent, on suppose qu'il existe divers seuils de rupture pour les portes et les fenêtres rencontrées dans les zones urbaines. Il semble toutefois raisonnable de penser que les ouvertures sont susceptibles de casser dès qu'une pression liée à une différence de hauteur de 1 m s'accumule de part et d'autre de l'ouvrant d'après les quelques expériences présentées.



FIGURE 1.24 : Expériences de rupture de porte sous l'effet de la pression de l'eau sur une porte creuse en bois (à gauche) et pleine en acier (à droite), d'après [148]

### 1.3.4 Dommages et paramètres de l'inondation

Les dommages sont de natures différentes en fonction du type d'inondation. La remontée de nappe ou le débordement de cours d'eau peuvent occasionner une inondation très lente et durer longtemps, soumettant les bâtiments et leur structure à rude épreuve dû au contact prolongé avec l'eau. Les hauteurs d'eau peuvent être très importantes, tandis que les vitesses sont plutôt faibles dans la rue. Le ruissellement ou la crue torrentielle à l'inverse, sont des phénomènes très rapides qui sont caractérisés par des vitesses importantes et de faibles hauteurs d'eau. La vitesse de montée du niveau de l'eau peut surprendre les personnes, réduisant ainsi le temps d'évacuation. La vitesse de l'écoulement rapide peut également charrier des objets comme des troncs d'arbre ou des voitures qui peuvent détruire des maisons, des ponts ou se positionner en travers des rues et augmenter le niveau de l'eau localement. Les grandeurs pertinentes pour caractériser l'inondation du point de vue des dommages sont donc les hauteurs, les vitesses et la durée. Ces paramètres peuvent être géographiquement très variables dans la zone inondée, par conséquent le niveau des dommages dépend de la localisation de chaque bâtiment [35].

#### 1.3.4.1 Hauteur d'eau

Dans les bâtiments, la hauteur d'eau peut varier du sol au plafond et atteint dans les cas les plus extrêmes le toit des habitations (voir figure 1.25). La hauteur d'eau occasionne des dégâts par le simple fait que les matériaux et les objets soient mouillés ou du fait de la pression hydrostatique qu'elle exerce sur les ouvertures, les murs ou encore la structure. La hauteur d'eau est une des grandeurs utilisées pour estimer les dommages tangibles à l'intérieur des bâtiments (voir section 1.3.5) : plus la hauteur augmente, plus ces dommages sont importants. Les affaires personnelles, les meubles, les équipements et même le bâtiment sont concernés. [48] réalisent la modélisation 3D du bâtiment et sont capables d'identifier les dommages qui sont commis à l'intérieur de ce dernier à mesure que la hauteur augmente dans le logement. Disposer d'une connaissance fine de l'évolution de la hauteur d'eau dans les bâtiments permet d'organiser la mise en sécurité de certains biens à l'intérieur du bâtiment (surélever les appareils électroménagers, monter le mobilier et les affaires personnelles à l'étage...), à l'origine d'une réduction des dommages. Il est possible de définir à l'intérieur des bâtiments certaines hauteurs limites pour lesquelles des dommages particuliers peuvent être identifiés en rapport avec ce que contient le bâtiment (voir figure 1.26). La hauteur d'eau détermine également la capacité des personnes à évacuer en marchant (voir section 1.3.2) et son évolution à travers le temps définit quant à elle le temps de réaction dont les habitants et des secours disposent pour agir avant que certains seuils soient franchis (voir section 1.3.2).



FIGURE 1.25 : Inondation dont le niveau atteint celui du toit, 12 août 2022, USA (Source : <https://tvmnews.mt/en/news/united-states-teenager-and-dog-spend-five-hours-on-roof-to-escape-floods/>. Consulté le 27/07/2023)

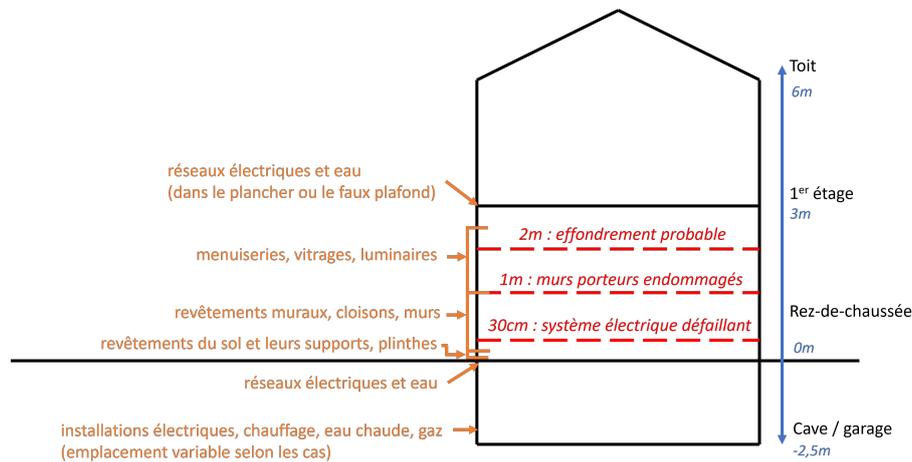


FIGURE 1.26 : Dommages potentiels sur le gros et second œuvre dans un bâtiment en fonction de la hauteur d'eau (inspiré de [17]). Les hauteurs sont données à titre indicatif mais varient fortement d'un logement à l'autre.

### 1.3.4.2 Vitesse de l'écoulement

La vitesse d'écoulement est également un facteur qui influence les dommages. Lorsqu'elle est élevée (quelques mètres par seconde), la vitesse provoque des effets dynamiques pouvant affecter la structure du bâtiment (affouillement des fondations, chocs, poussée supplémentaire) et aggraver le déséquilibre des pressions entre l'extérieur et l'intérieur ou entre deux pièces [17, 120]. Les vitesses importantes augmentent également l'érosion des sols et l'eau peut être boueuse et chargée en sédiments, ce qui peut aggraver les dommages à l'extérieur et dans le bâti [17]. Lorsque des corps flottants (arbres, véhicules, cuves...) sont transportés par l'écoulement,

une forte vitesse peut provoquer des chocs violents sur les murs ou les ouvertures (voir figure 3 du Chapitre ). La vitesse de l'écoulement est un facteur déterminant dans l'évacuation des personnes (voir section 1.3.2).

### 1.3.4.3 Durée d'immersion

La durée d'immersion est un facteur qui gouverne des mécanismes de dégradation, comme la dissolution des matériaux comme le plâtre présent dans les murs, et qui conditionne l'importance des remontées capillaires et la dégradation des matériaux par gonflement ou hydrolyse (vieillesse chimique en présence d'eau) [17]. Plus la durée est prolongée, plus l'humidité se propage au-dessus du niveau de submersion. Après 2 jours, l'eau est susceptible de rentrer dans les bâtiments [17].

### 1.3.5 Modélisation des dommages

L'estimation des dommages des inondations se concentre sur le calcul des dommages tangibles et la pratique courante est d'utiliser des courbes de dommages [96, 107, 40]. La courbe de dommages fait le lien entre les paramètres hydrodynamiques de la crue et les dommages générés. La hauteur d'eau et la durée de l'inondation sont les deux paramètres les plus répandus. [73] recommandent de ne pas tenir compte de la vitesse dans l'estimation des pertes économiques. L'évaluation des dommages sert d'outil d'aide à la décision dans les différentes étapes d'élaboration d'un projet de prévention des inondations, par exemple, en estimant les coûts auxquels s'élèvent les dégâts avec différents aménagements hydrauliques ou en mesurant la rentabilité du projet [119].

Il existe une grande diversité de courbes de dommages. À titre d'exemple, [50] recensent 28 modèles (incluant 652 fonctions différentes) qui sont utilisés en Europe pour estimer les dommages, dont environ la moitié se concentre sur les bâtiments résidentiels. Le développement d'une fonction de dommage propre à chaque site d'étude n'est pas toujours envisageable, c'est pourquoi il est d'usage d'utiliser des modèles [12]. Des auteurs utilisent plusieurs fonctions de dommages pour les bâtiments résidentiels dans le but de comparer leurs résultats à partir des mêmes données hydrauliques. [103] comparent par exemple neuf modèles de dommages. Les dommages totaux varient jusqu'à un facteur 12,6 en fonction du modèle. Dans certains bâtiments, le coût varie jusqu'à un facteur 7. Le choix du modèle est donc prépondérant.

En France, quelques courbes sont mises à disposition des gestionnaires par le gouvernement afin de calculer les dommages causés aux logements, aux établissements publics, aux entreprises, à l'agriculture, aux routes, et en fonction de l'aléa (inondation fluviale, submersion marine, crue torrentielle) [119]. Ces courbes sont des moyennes nationales qui ont été construites à partir de maquettes représentatives (de logements, de cultures...). Il incombe aux gestionnaires de fabriquer leurs propres courbes pour intégrer des spécificités locales (matériaux des bâtiments, conditions climatiques locales...).

En se concentrant sur les courbes de dommages dédiées aux logements, plusieurs courbes sont disponibles en fonction :

- du type de dommages : dommages causés sur le bâtiment ou le mobilier
- de la durée de l'inondation : plus ou moins de 48 h, en lien avec l'effet de la durée d'immersion sur les matériaux et la structure du bâtiment (voir section 1.3.4)
- du type de bâtiment : collectif ou individuel
- des étages : avec ou sans étage
- du sous-sol : avec ou sans
- de l'unité : en entité de bien (€) ou en surfacique (€/ m<sup>2</sup>)

La figure 1.27 présente les courbes pour les dommages causés à un logement individuel ou collectif, sans sous-sol. La courbe présentée calcule les dommages à l'échelle du bâtiment. D'autres courbes affichent les dommages en €/ m<sup>2</sup>, permettant d'intégrer la surface des bâtiments comme un paramètre d'entrée. Ce qu'on appelle dans la terminologie classique « courbe » est en réalité un histogramme permettant de relier la hauteur d'eau à un coût exact. Notons que l'estimation des dommages s'arrêtent pour la courbe présentée à une hauteur de 2,95 m, excluant ainsi des inondations extrêmes de type tsunami ou rupture de barrage. De manière cohérente, lorsque la durée de submersion est supérieure à 2 jours, les dommages sont plus importants. L'augmentation des dommages n'est pas linéaire avec la hauteur d'eau. Il est intéressant de remarquer que lorsque la hauteur vaut 1 cm dans un bâtiment, les dommages valent déjà entre 2041 à 5819 €. Entre 1 et 15 cm, la valeur des dommages est multipliée par 2, puis la valeur est constante jusqu'à 50 cm. Toutes les courbes sont ensuite croissantes, avec des profils différents selon le type de logement et la durée de submersion. Les courbes sont marquées par des changements de pente plus ou moins prononcés selon les logements et les hauteurs d'eau, ce qui explique que de faibles variations de la hauteur peuvent parfois générer des écarts de prix importants.

Pour calculer les dommages à partir d'une courbe, il est nécessaire de disposer de la hauteur d'eau à l'intérieur des bâtiments. Pour une inondation réelle, il est possible de relever la hauteur d'eau dans un bâtiment et de calculer directement une estimation du coût des dommages subis. Lorsque l'inondation est simulée numériquement, c'est le modèle qui fournit les résultats hydrodynamiques. Seuls les modèles fins sont adaptés pour estimer les dommages car il est nécessaire de disposer d'une variabilité spatiale détaillée de l'écoulement [12]. Or, comme la section 1.2.2 l'a démontré, certains modèles fins considèrent que les bâtiments sont inondés mais leur représentation n'est pas représentative de la réalité ce qui pourrait altérer les résultats de la hauteur d'eau dans le bâtiment (méthode BR ou représentation partielle des murs). Aucune estimation des dommages n'a été trouvée à partir de ces méthodes. Pour d'autres modèles, les bâtiments sont étanches (BB et BH). Les auteurs qui font appel à ces modèles utilisent alors les données dans la rue à proximité pour attribuer une hauteur dans les bâtiments, soit à partir d'une interpolation linéaire des cotes sol et de la cote de la surface libre, soit en utilisant un tampon autour des polygones des bâtiments et en calculant la valeur moyenne

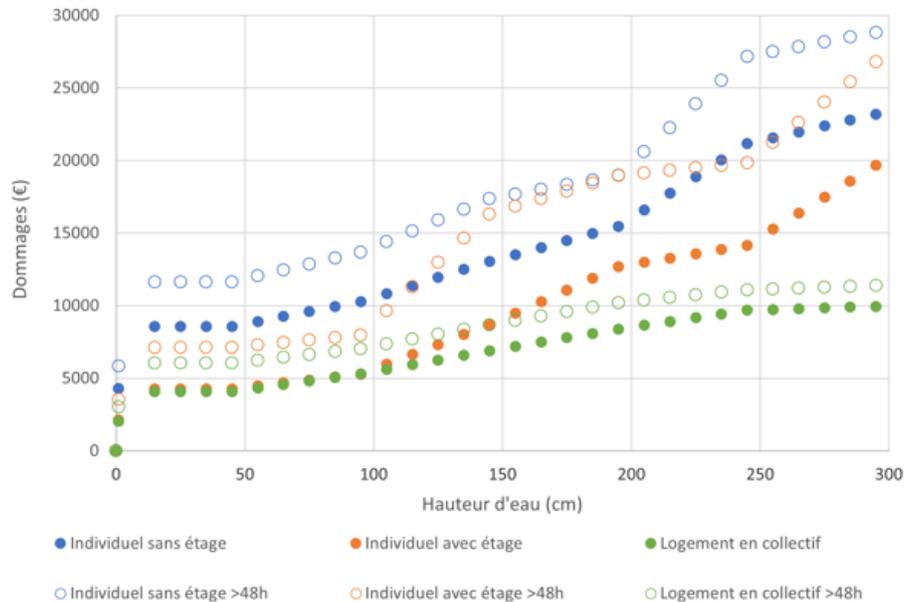


FIGURE 1.27 : Courbes des dommages pour un logement individuel ou collectif sans sous-sol, d’après [119]

ou maximale rencontrée dans les mailles qui intersectent le tampon [42]. *A priori*, seuls [12] confrontent les dommages calculés à partir de plusieurs approches pour prendre en compte les bâtiments ainsi qu’en variant la méthode d’attribution de la hauteur dans le bâtiment à partir de la rue. Les résultats sont aussi sensibles à la représentation des bâtiments qu’au choix de la fonction de dommages.

On peut s’interroger sur la pertinence d’attribuer une hauteur d’eau dans le bâtiment à partir de la rue. En effet, prédire le comportement de l’inondation à l’intérieur du bâtiment n’est *a priori* pas évident car il dépend des caractéristiques du bâtiment (présence ou non d’un seuil, d’une cave), de l’état de l’ouverture des ouvrants qui influence la vitesse de remplissage [87], et de la façon de représenter les bâtiments dans le modèle puisque ceux-ci influencent l’écoulement (une mauvaise représentation induit une mauvaise estimation de la hauteur d’eau dans la rue).

Les travaux sur les dommages occasionnés par une inondation montrent généralement une surestimation du nombre de bâtiments endommagés par rapport à la réalité [103]. Pour [103], ces écarts peuvent s’expliquer par des personnes qui n’ont pas demandées d’indemnisation, des variations de la micro-topographie mal représentées dans le modèle hydraulique ou encore la mise en place de stratégie de protection qui sont non reprises par le modèle. La méthode de représentation des bâtiments [12] et la topographie des bâtiments [47] sont également des facteurs qui influencent significativement les résultats. De plus, les estimations sur les dommages liés aux inondations sont toujours entachées d’incertitudes importantes, questionnant la capacité des modèles à approcher les dommages réels [103]. Ces éléments interrogent finalement sur les capacités des modèles de dommages à représenter la réalité.

### 1.3.6 Bilan

Les bâtiments n'étant pas conçus pour être étanches, l'inondation occasionne des dommages à l'intérieur du bâtiment. Les populations sont exposées, leurs biens mais également le second-œuvre et jusqu'à la structure porteuse même du bâtiment. Les dommages sont intimement liés aux paramètres de l'inondation. Une bonne évaluation des dommages passe donc par une caractérisation correcte de l'aléa. Les modèles actuels ne reproduisant pas de manière réaliste les effets des bâtiments sur l'écoulement, les erreurs sur les paramètres hydrodynamiques pourraient se répercuter sur les dommages. L'évolution de l'inondation au sein des bâtiments est directement liée au temps dont dispose les habitants et les secours pour agir. Disposer d'une telle donnée pourrait donc offrir de nouvelles perspectives socioéconomiques.

## 1.4 Caractériser la physique des échanges

Lors d'une inondation, l'écoulement peut être amené à entrer dans les bâtiments par divers endroits. Les portes et les fenêtres sont des dénominateurs communs à tous les bâtiments, contrairement aux autres accès qui sont propres à chacun (ventilation, assainissement, fissure...). Par ailleurs, lorsque ces ouvrants sont pleinement ouverts, ils constituent *a priori* la plus grande section d'écoulement. Ces deux raisons justifient que les portes et les fenêtres soient étudiées prioritairement comme zone d'échange entre la rue et le bâtiment.

Dans la littérature, plusieurs auteurs ont fait appel à des lois de seuils pour remplir les bâtiments [63, 64, 98]. [64] ne donne pas d'arguments pour justifier ce choix. [98] comparent le débit expérimental à travers une ouverture latérale à des formules théoriques de seuil frontal. L'erreur commise est estimée à 10 % sur le débit passant par une porte et à 6 % par une fenêtre. Enfin, [63] choisit de connecter la rue aux blocs que forment plusieurs bâtiments agglomérés via des lois de seuil et d'orifice en fonction de la géométrie des ouvrages qui les sépare. L'évolution de la hauteur d'eau simulée dans une rue en intégrant cet échange de débit a été validée sur des données réelles.

On cherche à caractériser la physique des écoulements à travers les portes et les fenêtres pour aboutir à une formule de débit. La littérature ne fournit aucune loi pour calculer le débit à travers une porte ou une fenêtre. Des auteurs s'étant rapproché des lois existantes de seuil et d'orifice pour faire ce calcul, ces lois sont explorées pour évaluer si celles-ci sont applicables pour l'usage envisagé.

### 1.4.1 Diversité des ouvrants

La figure 1.28 présente une photo d'ouvrants. La porte et la fenêtre sont toutes les deux délimitées par un bord supérieur, un bord inférieur, une largeur  $L$  (voir figure 1.28) et une épaisseur  $e$  (voir figure 1.30). D'après le dictionnaire Larousse, on appelle seuil d'une porte la « partie inférieure de la baie d'une porte, pouvant former feuillure et/ou emmarchement ». D'après cette même source, on utilise plutôt le

terme d'allège pour la fenêtre, qui définit le « pan de mur léger ou panneau compris entre une fenêtre, un vitrage et le plancher ». Par souci de simplicité, la partie inférieure de la porte et de la fenêtre sont toutes deux appelées « seuil » pour la suite. On note la hauteur de seuil/de l'allège  $h_s$ . La distance entre le bord inférieur et le bord supérieur de l'ouverture est notée  $h_o$ .

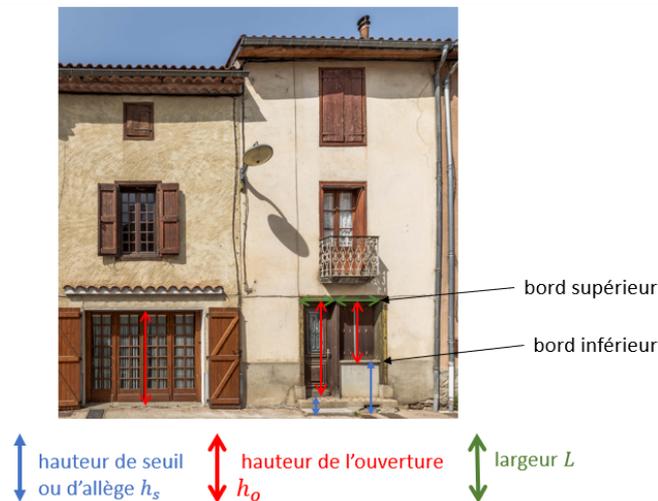


FIGURE 1.28 : Géométrie d'une porte et d'une fenêtre (Source : <https://varnerot.fr/realisations/facade-de-maison/>. Consulté le 01/08/2023)

Bien que les géométries de ces deux ouvertures se ressemblent, leurs dimensions varient selon la fonction de l'ouverture. Quelques valeurs sont présentées dans le tableau 4 pour donner des ordres de grandeur classiquement rencontrés dans une grande chaîne de magasins de bricolage. À noter toutefois qu'il est fréquent de faire appel à des ouvertures sur mesure pour lesquelles ces dimensions standards ne sont pas respectées. Les matériaux des portes et des fenêtres sont également variables. Il a été démontré dans la section 1.3.3.3 que la probabilité de rupture dépend notamment des matériaux de l'ouvrant. Le seuil de rupture n'a *a priori* pas été caractérisé pour tous ces matériaux dans la littérature. Par rapport à la rue, il est possible de rencontrer des portes et des fenêtres latérales à l'écoulement principal, face à l'écoulement ou pour tout angle de  $0$  à  $90^\circ$  entre la rue et l'ouvrant. D'après les images de ville, les ouvertures sont majoritairement disposées latéralement par rapport à l'écoulement.

### 1.4.2 Configurations des niveaux d'eau de part et d'autre des ouvrants

La porte extérieure et la fenêtre séparent la rue du bâtiment. On s'intéresse aux différentes configurations des hauteurs d'eau qui sont possibles de part et d'autre d'une porte ou d'une fenêtre. La hauteur d'eau dans la rue est notée  $h_r$ , tandis que celle dans le bâtiment est notée  $h_b$ . Puisque leurs géométries sont proches, une seule

TABLEAU 4 : Diversité des portes et fenêtres standards (Source : Leroy Merlin, sauf pour les seuils de porte qui sont issus de la norme PMR, et l'épaisseur qui représente l'épaisseur standard d'un parpaing)

	Porte	Fenêtre
Matériaux	PVC, aluminium, bois, acier	PVC, aluminium, bois, mixte bois-alu, mixte PVC-alu
Type	vitré ou non	abattant, un vantail, deux ou trois vantaux
Ouverture	-	à la française, oscillo battant, sans ouverture, abattant, vasistas
Sens d'ouverture	poussant droit/gauche	tirant droit/gauche, droite/gauche, fixe, inclinaison vers l'intérieur
Géométrie	le plus souvent rectangulaire	le plus souvent rectangulaire
Hauteur	de 200 à 215 cm	de 45 à 195 cm
Largeur	de 80 à 90 cm	de 40 à 180 cm
Hauteur de seuil/ de l'allège	de 0 à 25mm	au moins 90 cm
Épaisseur du seuil	20 cm	

géométrie est adoptée pour les représenter de manière indifférenciée. Les configurations des niveaux d'eau aux abords d'une porte ou d'une fenêtre sont présentés sur la figure 1.29. Les hauteurs  $h_r$  et  $h_b$  peuvent donc être localisées soit à un niveau inférieur à celui du seuil  $h_s$ , soit au-dessus du bord supérieur de l'ouverture (correspondant à  $h_s + h_o$ ) ou entre les deux.

Lorsque l'écoulement passe par dessus un obstacle en travers de celui-ci, on dit que l'obstacle est un seuil. Si la hauteur à l'amont de l'ouverture reste sous le bord supérieur de l'ouverture, l'écoulement s'assimile à celui qui se produit aux abords de seuils et la configuration prend la lettre  $S$  ( $h_r < h_o$  et  $h_b < h_o$ ). Lorsque l'écoulement passe à travers un trou et que le niveau d'eau à l'amont dépasse toujours le bord supérieur de l'ouverture, alors on dit que l'écoulement s'écoule par un orifice. Si la hauteur d'eau amont dépasse la hauteur de l'ouverture ( $h_r > h_o$  ou  $h_b > h_o$ ), alors l'écoulement s'apparente à celui à travers les orifices et la configuration est dans ce cas notée par la lettre  $O$ .

Il y a 3 configurations dans lesquelles les niveaux sont égaux de part et d'autre de l'ouverture, ce qui indique qu'il n'y a pas d'échanges entre la rue et le bâtiment (en bleu). Parmi les 10 configurations restantes, on retrouve en fait 5 cas symétriques représentés de la même couleur, pour lesquels soit l'écoulement va de la rue vers le bâtiment ou du bâtiment vers la rue. Pour chaque couple symétrique, le débit

à travers l'ouvrage peut être décrit à partir de la même loi, seul change le sens de l'écoulement.

Dans les configurations  $S1$  et  $O1$ , le niveau d'eau aval est très inférieur au niveau amont. L'écoulement ne dépend donc que du niveau d'eau à l'amont. Dans les configurations  $S2$ ,  $O2$  et  $O3$ , les niveaux sont suffisamment proches pour que le niveau d'eau aval influence l'écoulement à travers l'ouvrage. Il existe donc une limite à partir de laquelle le niveau d'eau aval intervient dans le calcul du débit d'échange. Il s'agira de déterminer cette limite pour les configurations envisagées.

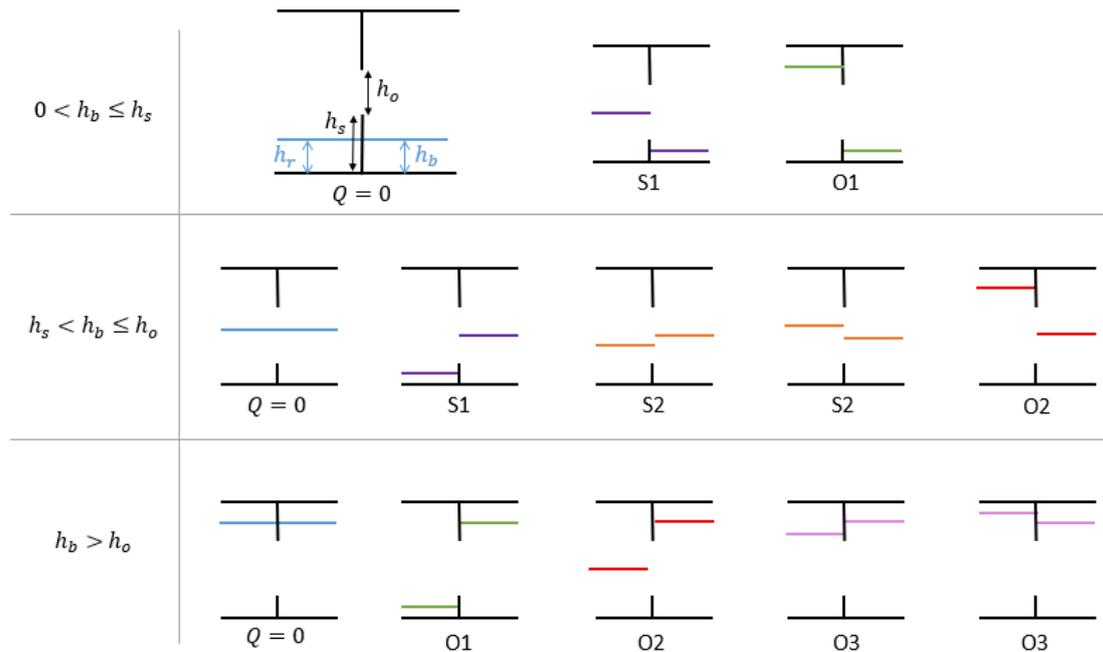


FIGURE 1.29 : Configurations des niveaux d'eau aux abords d'une ouverture

### 1.4.3 Lois

Il n'existe dans la littérature aucune formule de débit pour les portes et les fenêtres. Vu la ressemblance entre les singularités, les lois classiques de seuil et d'orifice/de vanne pourraient être utilisées pour représenter la physique des écoulements à travers une porte ou une fenêtre. Ces lois sont ici présentées. Le schéma de la figure 1.30 permet de définir les notations aux abords d'une singularité. Les cotes sol sont notées  $z_b$  et les cotes de la surface libre  $z$ . On définit  $h_s = z - z_{b,s}$  la hauteur d'eau au-dessus du seuil. Ces notations sont accompagnées de l'indice  $am$ ,  $av$  ou  $s$  selon si la cote fait référence à l'amont, l'aval ou à celle du seuil, l'amont et l'aval étant désignés en fonction du sens de l'écoulement. Lorsque la surface libre à l'aval est inférieure à la crête du seuil ( $z_{av} < z_{b,s}$ ), alors  $h_{s,av} < 0$ . Néanmoins, ceci n'est pas gênant pour les configurations détaillées par la suite, car seule les niveaux d'eau au-dessus du seuil sont impliqués dans les formules de débit.

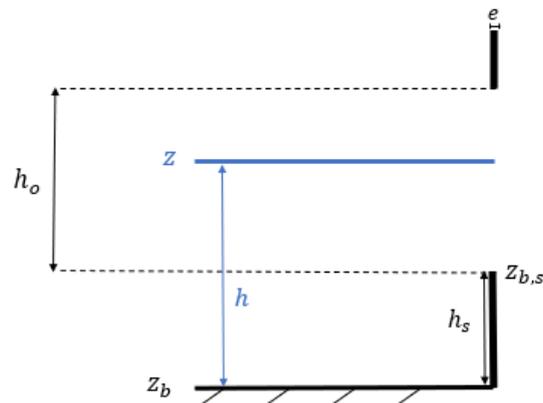


FIGURE 1.30 : Schéma et notations de l'échange à travers une ouverture

### 1.4.3.1 Loi de seuil

#### 1.4.3.1.1 Typologie

Un seuil (ou déversoir) est un ouvrage, fixe ou mobile, qui barre tout ou partie de l'écoulement. Les seuils sont des ouvrages très répandus en assainissement et en rivière. La forme du seuil est souvent rectangulaire ou triangulaire, mais il peut aussi être trapézoïdale, parabolique... On dit que le seuil est latéral lorsqu'il est localisé sur la paroi du canal de l'écoulement principal. Dans ce cas, une partie seulement de l'écoulement est déviée et passe par-dessus le seuil. Le seuil est frontal lorsqu'il est situé en travers de l'écoulement. L'intégralité du débit passe alors sur le seuil.

Un déversoir en rivière est classé selon l'épaisseur  $e$  de la crête : il est à crête mince si  $e < \frac{h_{am}}{2}$  et épais si  $e > \frac{2h_{am}}{3}$  [19]. Lorsque le seuil est épais, alors les lignes de courant sont parallèles sur au moins une partie de l'ouvrage, tel qu'on puisse admettre une distribution hydrostatique des pressions au niveau de la section de contrôle. Vu les épaisseurs de seuil standards qui sont de l'ordre de 20 cm (voir tableau 4), la crête est épaisse seulement si la hauteur dans la rue est très faible, correspondant à des inondations mineures ou seulement au début des événements. Dans la majorité des cas étudiés, les seuils des portes et des fenêtres sont donc minces.

#### 1.4.3.1.2 Régime d'écoulement

La figure 1.31 présente deux écoulements possibles à l'abord d'un seuil pour un écoulement fluvial à l'amont. Sur la figure 1.31b, l'écoulement est fluvial, influencé par un point de contrôle positionné à l'aval de l'ouvrage : le seuil est dit noyé. Quand cette influence n'existe pas comme sur la figure 1.31a, un changement de régime d'écoulement apparaît, avec à l'amont du seuil un régime fluvial et à l'aval un régime torrentiel. Le seuil est dénoyé.

Lorsque l'écoulement est fluvial, les ondes sont capables de se propager en direction de l'amont. En régime torrentiel, la vitesse de l'écoulement empêche les ondes de pression de remonter vers l'amont. Le nombre de Froude  $Fr$  est un nombre adimensionnel qui permet de traduire le rapport entre la vitesse de l'écoulement  $u$  et la célérité des ondes de pression  $c$  :

$$Fr = \frac{u}{c} \quad (1.1)$$

La limite entre régime fluvial et torrentiel apparaît pour  $Fr = 1$ . Pour un écoulement 1D, on peut montrer que la célérité des ondes de pression est égale à  $\sqrt{gA/B}$  avec  $A$  la section d'écoulement et  $B$  la largeur du canal [55]. Cette expression se simplifie en  $c = \sqrt{gh}$  dans un canal rectangulaire, c'est la raison pour laquelle il est fréquent de trouver dans la littérature dédiée à l'hydraulique à surface libre l'expression suivante [77] :

$$Fr = \frac{u}{\sqrt{gh}} \quad (1.2)$$

Le nombre de Froude est inférieur à 1 si l'écoulement est fluvial, torrentiel dans le cas contraire. À la transition entre l'écoulement fluvial et torrentiel se trouve l'écoulement critique pour lequel  $Fr = 1$ .

On souhaite à établir la limite entre l'écoulement fluvial et torrentiel. Sur le seuil dénoyé s'établit un écoulement de hauteur critique  $h_c$ . La hauteur  $h_c$  se calcule à partir de l'équation (1.2) :

$$\frac{u}{\sqrt{gh_c}} = 1 \quad (1.3a)$$

$$\frac{Q}{Lh_c\sqrt{gh_c}} = 1 \quad (1.3b)$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{L^2g}} \quad (1.3c)$$

avec  $Q$  le débit transitant sur le seuil et  $L$  la largeur du seuil. La charge spécifique sur le seuil  $H_c$  est :

$$H_c = h_c + \frac{Q^2}{2L^2gh_c^2} \quad (1.4)$$

En combinant les équations (1.3c) et (1.4), on obtient l'équation de la charge spécifique sur le seuil :

$$H_c = \frac{3}{2}h_c \quad (1.5)$$

En admettant que la vitesse d'amenée est négligeable, on a également :

$$H_{s,am} = h_{s,am} \quad (1.6)$$

où  $H_{s,am}$  représente la charge spécifique totale de l'écoulement à l'amont du seuil.

En négligeant la perte de charge au passage du seuil, on peut écrire l'égalité suivante :

$$H_{s,am} = h_{s,am} = H_c = \frac{3}{2}h_c \quad (1.7)$$

ou encore :

$$h_c = \frac{2}{3}h_{s,am} \quad (1.8)$$

La hauteur critique vaut donc  $\frac{2}{3}h_{s,am}$ . Si l'écoulement est critique (en négligeant la vitesse), alors  $h_{s,av} \leq \frac{2}{3}h_{s,am}$ . Au-delà, l'écoulement torrentiel n'a plus lieu, se met en place un écoulement fluvial contrôlé par le niveau d'eau aval. Cette démonstration repose toutefois sur des hypothèses d'écoulement 1D et suppose que la vitesse est uniforme sur la verticale et le profil de pression hydrostatique, c'est pourquoi on trouve dans la littérature d'autres limites noyé/dénoyé pour les seuils.

[19] est une synthèse des limites séparant le régime noyé du régime dénoyé par type de crête qui est reprise dans le tableau 5. Les auteurs introduisent un type d'écoulement non présenté jusqu'ici, l'écoulement « noyé en dessous » qui concerne uniquement les seuils à crête mince, lorsque la cote d'eau aval est inférieure à la cote de crête du seuil. On retrouve dans le tableau la limite  $\frac{2}{3}$  qui n'existe que pour les déversoirs à crête épaisse. La limite est plus large, puisqu'elle est comprise entre  $\frac{2}{3}$  et 0,82. Les raisons qui expliquent cette limite élargie ne sont pas explicitées par les auteurs, mais ces valeurs figurent dans les livres, revues ou sites qui ont servis pour établir le guide (la bibliographie repose essentiellement sur des compte-rendus d'expériences). Pour les crêtes minces, le changement de régime repose sur une définition strictement géométrique dans le tableau 5 : si la hauteur à l'aval dépasse le seuil, alors le régime est noyé. L'épaisseur de la crête modifierait donc le passage en régime torrentiel.

TABLEAU 5 : Détermination du régime d'écoulement pour les déversoirs, d'après [19] (page 15). Les colonnes "Écoulement dénoyé" et "Écoulement noyé en dessous" ont été corrigées à la ligne "à crête mince" car les valeurs sont vraisemblablement contradictoires avec les définitions données dans le guide

Déversoir	Écoulement noyé	Écoulement dénoyé	Écoulement noyé en dessous
à crête épaisse	$\frac{z_{av}-z_{b,s}}{z_{am}-z_{b,s}} > \phi$ avec $\phi \in [\frac{2}{3}; 0,82]$ et $z_{av} > z_{b,s}$	$z_{av} < z_{b,s}$ ou $\frac{z_{av}-z_{b,s}}{z_{am}-z_{b,s}} < \phi$ avec $\phi \in [\frac{2}{3}; 0,82]$ et $z_{av} > z_{b,s}$	-
à crête mince	$z_{av} > z_{b,s}$	$z_{av} > z_{b,s}$ <sup>5</sup>	$z_{av} < z_{b,s}$ <sup>6</sup>

### 1.4.3.1.3 Formules de seuil rectangulaire frontal sans contraction latérale

On considère un seuil frontal rectangulaire en crête mince sur lequel s'écoule un débit permanent  $Q$ . La largeur du seuil est exactement égale à la largeur du canal (pas de contraction latérale). En supposant que la distance sur laquelle le seuil exerce une influence est courte, on peut écrire la loi de la conservation de la charge (ou équation de Bernoulli) entre un point  $A$  situé à l'amont du seuil et un autre point  $B$  situé au niveau du seuil :

$$H_{am} = H_{seuil} \quad (1.9a)$$

$$z_{am} + \frac{P_{am}}{\rho g} + \frac{u_{am}^2}{2g} = z + \frac{P_{seuil}}{\rho g} + \frac{u_{seuil}^2}{2g} \quad (1.9b)$$

Lorsque le seuil est dénoyé, on suppose que l'écoulement est à surface libre de part et d'autre de l'écoulement ( $P_{am} = P_{seuil} = 0$  en pression relative). La vitesse de l'écoulement sur le seuil vaut :

$$u_{seuil} = \sqrt{2g \left( \frac{u_{am}^2}{2g} + (z_{am} - z) \right)} \quad (1.10)$$

A travers un élément de surface  $dS = L dz$ , le débit s'écrit  $dQ = Lu_{col}(z) dz$ . Le débit total traversant l'orifice s'écrit donc :

$$Q_{SD} = \int_{z_{b,s}}^z dQ \quad (1.11a)$$

$$= \int_{z_{b,s}}^z Lu_{seuil}(z) dz \quad (1.11b)$$

L'intégration entre  $z_{b,s}$  et  $z$  est complexe puisque la position de  $z$  est inconnue. En revanche, la position du point  $z_{am}$  est connue. Le calcul donne lieu à une surestimation du débit réel puisque  $z < z_{am}$ , c'est pourquoi un coefficient de correction pour l'intégration  $C_{int}$  est introduit :

$$Q_{SD} = \int_{z_{b,s}}^z L \sqrt{2g \left( \frac{u_{am}^2}{2g} + (z_{am} - z) \right)} dz \quad (1.12a)$$

$$= C_{int} \int_{z_{b,s}}^{z_{am}} L \sqrt{2g \left( \frac{u_{am}^2}{2g} + (z_{am} - z) \right)} dz \quad (1.12b)$$

---

5. dans le guide :  $z_{av} < z_{b,s}$  et  $z_{am} < z_{av}$

6. dans le guide :  $z_{av} < z_{b,s}$  et  $z_{am} > z_{av}$

On néglige le terme de vitesse  $\frac{u_{am}^2}{2g}$ . L'intégration de l'équation (1.11b) à partir de (1.10) donne :

$$Q_{SD} = -\frac{2}{3}C_{int}\sqrt{2g}L \left[ (z_{am} - z)^{\frac{3}{2}} \right]_{z_{b,s}}^{z_{am}} \quad (1.13a)$$

$$= \frac{2}{3}C_{int}L\sqrt{2g} (z_{am} - z_{b,s})^{\frac{3}{2}} \quad (1.13b)$$

$$= \frac{2}{3}C_{int}L\sqrt{2gh_{s,am}^{\frac{3}{2}}} \quad (1.13c)$$

Lorsque le seuil est noyé, on suppose que le profil de pression est hydrostatique sur le seuil ( $P_{seuil} = \rho g (z_{av} - z)$ ). , (1.9b) peut alors s'écrire :

$$u_{seuil}(z) = \sqrt{2g \left( \frac{u_{am}^2}{2g} + (z_{am} - z_{av}) \right)} \quad (1.14)$$

En intégrant (1.14) dans (1.11b) et en négligeant la vitesse, on obtient :

$$Q_{SN} = \int_{z_{b,s}}^z L\sqrt{2g(z_{am} - z_{av})} dz \quad (1.15)$$

Ne connaissant pas la position exacte de  $z$ , l'intégration est faite entre  $z_{b,s}$  et  $z_{av}$  qui sont connues et un coefficient de correction pour l'intégration  $C_{int}$  est introduit pour réduire le débit calculé :

$$Q_{SN} = C_{int} \int_{z_{b,s}}^{z_{av}} L\sqrt{2g(z_{am} - z_{av})} dz \quad (1.16)$$

L'intégration de l'équation donne finalement :

$$Q_{SN} = C_{int}L\sqrt{2g}(z_{av} - z_{b,s})\sqrt{(z_{am} - z_{av})} \quad (1.17a)$$

$$= C_{int}L\sqrt{2gh_{s,av}}\sqrt{(h_{s,am} - h_{s,av})} \quad (1.17b)$$

La démonstration néglige les pertes de charge depuis l'équation (1.9b). Pour les prendre en compte, le coefficient  $C_{int}$  est réduit en un nouveau coefficient  $C_d$  comprenant à la fois les corrections nécessaires à l'intégration des bornes dans (1.12b) et (1.16), le coefficient  $\frac{2}{3}$  issu de l'intégration de l'équation (1.12b) et les pertes de charge. On obtient donc finalement :

$$Q^{SD} = C_d^{SD}L\sqrt{2gh_{s,am}^{\frac{3}{2}}} \quad (1.18a)$$

$$Q^{SN} = C_d^{SN}L\sqrt{2gh_{s,av}}\sqrt{(h_{s,am} - h_{s,av})} \quad (1.18b)$$

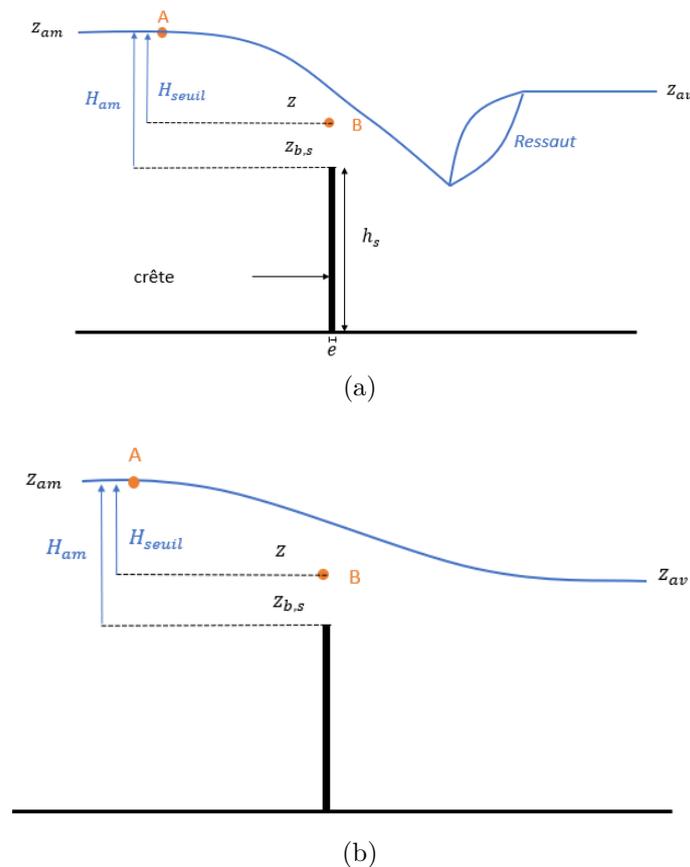


FIGURE 1.31 : Schéma d'écoulement sur un seuil. (a) Seuil dénoyé. (b) Seuil noyé

Les coefficients  $C_d^{SD}$  ou  $C_d^{SN}$  sont variés dans la littérature et couramment déterminés via des expériences ou des modélisations [19]. Les domaines de validité des formules changent d'un auteur à l'autre. Dans [19], on retrouve différentes formules pour les calculer (voir tableau 6). Toutes ces formules ont en commun de dépendre de la hauteur de la crête  $h_s$  et de la hauteur d'eau sur le seuil  $h_{s,am}$ . D'autres études expérimentales ont démontré que le coefficient  $C_d^{SD}$  dépend du rapport entre la charge à l'amont et la différence de hauteur  $h_{am} - h_{av}$  et de la largeur du seuil par rapport à celle à l'amont [10]. Pour certains cas particuliers, d'autres paramètres liés à la géométrie de l'ouverture sont à intégrer, voire le nombre de Froude à l'amont du seuil [41, 6].

Les formules du coefficient  $C_d^{SD}$  rapportées par [19] sont exposées dans le tableau 6, aux côtés de leur limite d'application. On remarque que les formules proposées par Rehbock sont les seules pour lesquelles aucune limite n'est précisée sur la hauteur de la crête du seuil  $h_s$ , tandis que pour les autres, cette hauteur doit au minimum valoir entre 0,1 et 0,3 m. Par conséquent, ces formules ne sont *a priori* pas valables pour les portes dont le seuil standard vaut au maximum de 0,025 m (voir tableau 4). Pour certaines, aucune limite supérieure n'est mentionnée pour  $h_{s,am}$ , tandis que pour d'autres la hauteur sur le seuil ne peut dépasser 0,7 ou 0,8 m.

TABEAU 6 : Formules du coefficient de débit pour la loi de seuil dénoyé, d'après [19] et [77]. (SSIA : Société Suisse des Ingénieurs et Architectes)

Auteur	Limites d'application	Formule de $C_d^{SD}$
Kindsvater et Carter (1957)	$h_{s,am} > 0,03$ m, $h_s > 0,10$ m, $\frac{h_{s,am}}{h_s} < 2$	$\frac{2}{3} \left( 0,602 + 0,075 \frac{h_{s,am}}{h_s} \right)$
Bazin (1898)	$0,08 < h_{s,am} < 0,70$ m, $L > 4h_{s,am}$ , $0,2 < h_s < 2,0$ m	$\left( 0,405 + \frac{0,003}{h_{s,am}} \right) \left[ 1 + 0,55 \left( \frac{h_{s,am}}{h_{s,am} + h_s} \right)^2 \right]$
SSIA (1947)	$0,025 < h_{s,am} < 0,8$ m, $h_s > 0,3$ m , $h_{s,am} \leq h_s$	$0,41 \left( 1 + \frac{1}{1000h_{s,am} + 1,6} \right) \left[ 1 + 0,5 \left( \frac{h_{s,am}}{h_{s,am} + h_s} \right)^2 \right]$
Rehbock (a) (1912)	$h_{s,am} > 0,05$ m d'après [77]	$\frac{2}{3} \left( 0,605 + \frac{1}{1050h_{s,am} - 3} + 0,08 \frac{h_{s,am}}{h_s} \right)$
Rehbock (b) (1929)	-	$0,4023 + 0,0542 \frac{h_{s,am} + 0,0011}{h_s}$

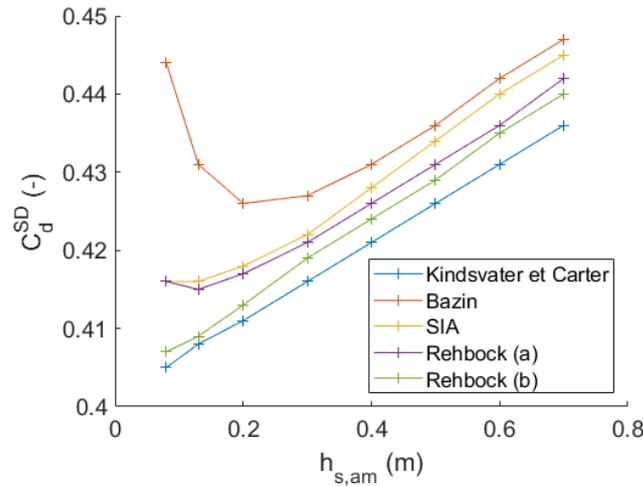


FIGURE 1.32 : Coefficient de débit de la loi de seuil dénoyé  $C_d^{SD}$  en fonction de la hauteur au-dessus du seuil à partir de plusieurs formules de la littérature (voir tableau 6) pour une hauteur de crête  $h_s = 1$  m

Pour observer la variabilité du coefficient  $C_d^{SD}$  qui émane de ces nombreuses formules, on propose de toutes les appliquer pour une fenêtre d'une hauteur de seuil de  $h_s = 1$  m et une hauteur d'eau sur le seuil comprise entre 0,08 et 0,70 m, intervalle sur lequel toutes les formules sont applicables. Les résultats sont présentés sur la figure 1.32. Les coefficients varient de 0,405 à 0,447, représentant une variation de 10 % par rapport à la valeur la plus faible. La formule de Bazin donne les plus grands

coefficients et celle de Kindsvater et Carter les plus petits. Plus la hauteur  $h_{s,am}$  diminue, plus l'écart entre les courbes augmente. Pour une même hauteur  $h_{s,am}$ , le coefficient varie de 3 à 9 % en fonction de la formule utilisée, selon si la hauteur  $h_{s,am}$  est grande ou petite, à l'origine d'une variation du débit par dessus le seuil de la même valeur. Le coefficient  $C_d^{SD}$  varie significativement en fonction des formules et des hauteurs d'eau amont testées.

Pour le coefficient  $C_d^{SN}$ , les auteurs le définissent couramment à partir du coefficient  $C_d^{SD}$  en introduisant un coefficient de réduction  $k$ , tel que  $C_d^{SN} = kC_d^{SD}$  présentées dans [19]. L'une dépend uniquement du ratio  $\frac{h_{s,av}}{h_{s,am}}$ , tandis que l'autre dépend aussi de la hauteur de la crête et de la hauteur aval  $h_{s,av}$ . Contrairement au coefficient  $C_d^{SD}$ , l'utilisation des formules n'est encadrée par aucune limite. Le résultat de l'application des formules pour des hauteurs arbitraires  $h_{s,av} = 1$  m,  $h_s = 1$  m, un coefficient  $C_d^{SD}$  également arbitraire et des ratios  $\frac{h_{s,av}}{h_{s,am}}$  variables de  $\frac{2}{3}$  (limite théorique à partir de laquelle le seuil est noyé d'après la section 1.4.3.1) à 1 est tracé sur la figure 1.33. Les deux courbes diminuent avec le ratio  $\frac{h_{s,av}}{h_{s,am}}$ . Les valeurs du coefficient calculées à partir de la formule de Brater et King sont inférieures à celle de Carlier. Plus le ratio  $\frac{h_{s,av}}{h_{s,am}}$  augmente et plus les deux courbes convergent. Les coefficients varient entre 0,126 et 0,349. Pour le même ratio  $\frac{h_{s,av}}{h_{s,am}}$ , le coefficient varie jusqu'à 25 % en fonction de la formule, représentant un écart sur le débit qui passe sur le seuil d'une valeur identique. Le coefficient  $C_d^{SN}$  varie significativement avec la formule employée.

TABLEAU 7 : Formules du coefficient de débit de la loi de seuil noyé, d'après [19]

Auteur	Limites d'application	Formule de $C_d^{SN}$
Brater et King (1976) Villemonthe (1947)	-	$\left[1 - \left(\frac{h_{s,av}}{h_{s,am}}\right)^{1,5}\right]^{0,385} C_d^{SD}$
Carlier (1986)	$0,25h_s < h_{s,am} - h_{s,av} < 0,75h_s$	$1,05 \left(1 + \frac{h_{s,av}}{5h_s}\right) \sqrt[3]{1 - \frac{h_{s,av}}{h_{s,am}}} C_d^{SD}$

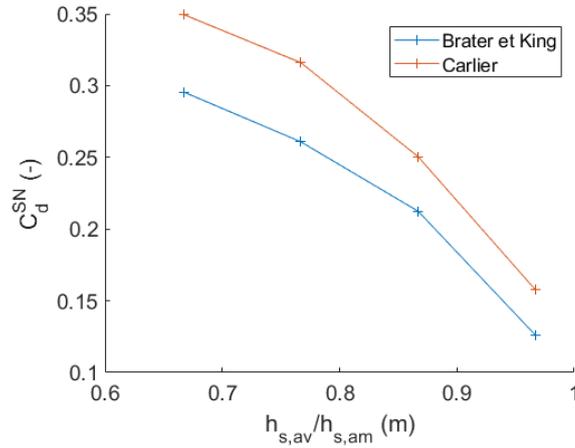


FIGURE 1.33 : Coefficient de débit de la loi de seuil noyé  $C_d^{SN}$  en fonction des hauteurs au-dessus du seuil de part et d'autre de l'ouvrage à partir de plusieurs formules (voir tableau 7) pour une hauteur de crête  $h_s = 1$  m, aval  $h_{s,av} = 1$  m et un coefficient  $C_d^{SD} = 0,4$ .

#### 1.4.3.1.4 Seuil latéral

Le régime est supposé permanent. Pour un seuil latéral, la forme de la surface libre varie le long de l'ouvrage et celle-ci peut être complexe [10] (voir figure 1.34). La forme de la surface libre peut être déterminée en résolvant l'équation du régime graduellement varié donnée par [10] :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - j - \frac{Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx}}{1 - Fr^2} \quad (1.19)$$

où  $i$  est la pente de l'écoulement et  $j$  l'énergie perdue sous l'effet des frottements,  $A$  la section mouillée. La formule de Dominguez propose de supposer que l'énergie spécifique reste constante le long du déversoir ( $i = j$ ) :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{1}{Fr^2 - 1} \frac{Q}{gA^2} \frac{dQ}{dx} \quad (1.20)$$

Lorsque l'écoulement est fluvial ( $Fr < 1$ ),  $\frac{dh}{dx} > 0$ , la hauteur au niveau du déversoir augmente vers l'aval (figures 1.34 de gauche) et en torrentiel ( $Fr > 1$ ),  $\frac{dh}{dx} < 0$ , celle-ci diminue (figures 1.34 de droite). Dans les deux cas, Dominguez utilise la formule suivante pour le débit déversé [77] :

$$Q = C_{d1} C_{d2} L \sqrt{2gh_o^{\frac{3}{2}}} \quad (1.21)$$

où  $h_o$  est la hauteur d'eau au-dessus du seuil à l'amont si l'écoulement est fluvial, en aval s'il est torrentiel.  $C_{d1}$  est classiquement pris égal à 0,36 et  $C_{d2}$  est fourni dans des abaques disponibles dans [77]. La formulation est donc identique à celle attribuée au seuil frontal, moyennant le coefficient de débit et le terme de vitesse qui apparaît dans la charge  $H$ .

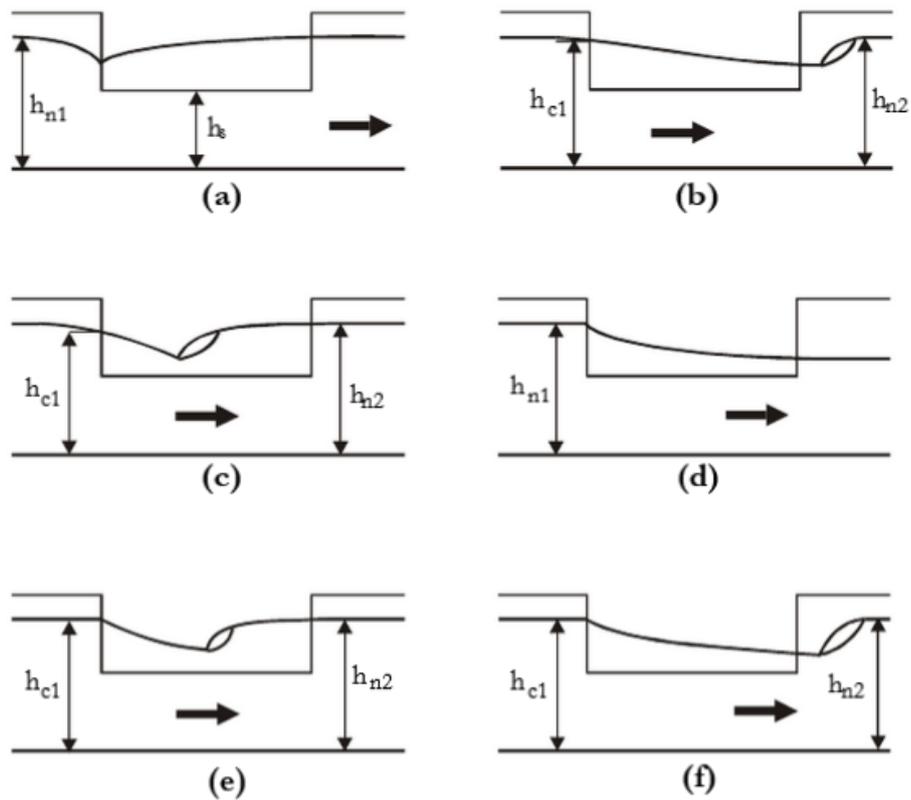


FIGURE 1.34 : Formes possibles de la surface libre dans un déversoir latéral, d'après [10].  $h_c$  est la hauteur critique,  $h_n$  la hauteur normale, l'indice 1 fait référence à l'amont du déversoir et 2 à l'aval

### 1.4.3.2 Loi d'orifice (ou de vanne)

L'orifice correspond à une ouverture de forme régulière, pratiquée dans une paroi ou dans le fond d'un récipient. Sur la figure 1.35, l'orifice est délimité par les bords extérieurs et intérieurs de l'amont vers l'aval et inférieurs et supérieurs du bas vers le haut. Les bords extérieurs sont toujours en-dessous de la surface libre.

La vanne est un dispositif mobile permettant de réguler la section de l'écoulement. Les mêmes équations peuvent être établies aux abords des orifices et des vannes, avec un coefficient de débit différent qui peut être utilisé puisque les pertes de charge ne sont *a priori* pas identiques pour les deux ouvrages [77]. Pour la suite, la typologie et les équations sont uniquement présentées pour les orifices.

### 1.4.3.2.1 Typologie

Les orifices sont classés suivant leur taille, leur forme et la nature de leur paroi. L'orifice est dit « petit » si le rapport entre la hauteur d'eau qui provoque la sortie de liquide et la hauteur de l'orifice est supérieur à 5. Pour des phénomènes exceptionnels tels que des tsunamis ou des ruptures de barrage, il est possible que la porte et la fenêtre soit submergées par une vague équivalente à plus de 5 fois leur hauteur. Dans ce cas, les portes et les fenêtres sont des petits orifices, mais pour les événements les plus fréquemment rencontrés, ces ouvertures sont de grands orifices.

Les formes classiques d'un orifice sont circulaires, rectangulaires, carrées ou triangulaires. S'agissant d'une fenêtre ou d'une porte, la forme de l'orifice est rectangulaire. L'orifice est à paroi mince lorsque l'épaisseur de la paroi est plus petite que la moitié de la plus petite dimension transversale de l'orifice. D'après les dimensions standards des ouvertures présentées dans le tableau 4, l'épaisseur  $e$  (20 cm) est bien inférieure au moins à la moitié de plus petite dimension transversale ( $40/20 < L_o < 180/2$  cm). Les portes et les fenêtres sont donc des orifices à paroi mince. Finalement, dans la typologie des orifices, la porte et la fenêtre sont des petits orifices rectangulaires à paroi mince.

### 1.4.3.2.2 Fonctionnement de l'orifice

Dans l'orifice, la hauteur d'eau à l'amont dépasse la partie haute de l'ouverture et le fonctionnement diffère en fonction du niveau d'eau à l'aval [69]. Lorsque le niveau d'eau à l'aval est positionné sous le bord inférieur de l'orifice (voir figure 1.35a), l'écoulement change de régime entre l'amont et l'aval de l'ouvrage : il est fluvial à l'amont et torrentiel à l'aval. La ligne d'eau passe par la hauteur critique  $h_c$ , dont la position précise dépend de la géométrie de l'orifice [69]. Lorsque le niveau à l'aval se situe au-dessus du bord supérieur, il n'y a pas de passage par la hauteur  $h_c$  et l'écoulement est fluvial de l'amont vers l'aval de l'ouvrage (voir figure 1.35c). Entre ces deux fonctionnements, le niveau à l'aval est compris entre les bords inférieurs et supérieurs et le régime est dit partiellement dénoyé. La description du fonctionnement de l'orifice répond strictement à une définition géométrique.

### 1.4.3.2.3 Formules

On considère un petit orifice rectangulaire à paroi mince, de largeur  $L$ , par lequel un réservoir se vide au débit  $Q$ . On applique l'équation de la conservation de la charge entre un point  $A$  situé à l'amont de l'ouverture et un autre point  $B$  dans l'écoulement qui se situe dans le col de l'orifice, entre les bords inférieurs et supérieurs :

$$H_{am} = H_{col} \quad (1.22a)$$

$$z_{am} + \frac{P_{am}}{\rho g} + \frac{u_{am}^2}{2g} = z + \frac{P_{col}}{\rho g} + \frac{u_{col}^2}{2g} \quad (1.22b)$$

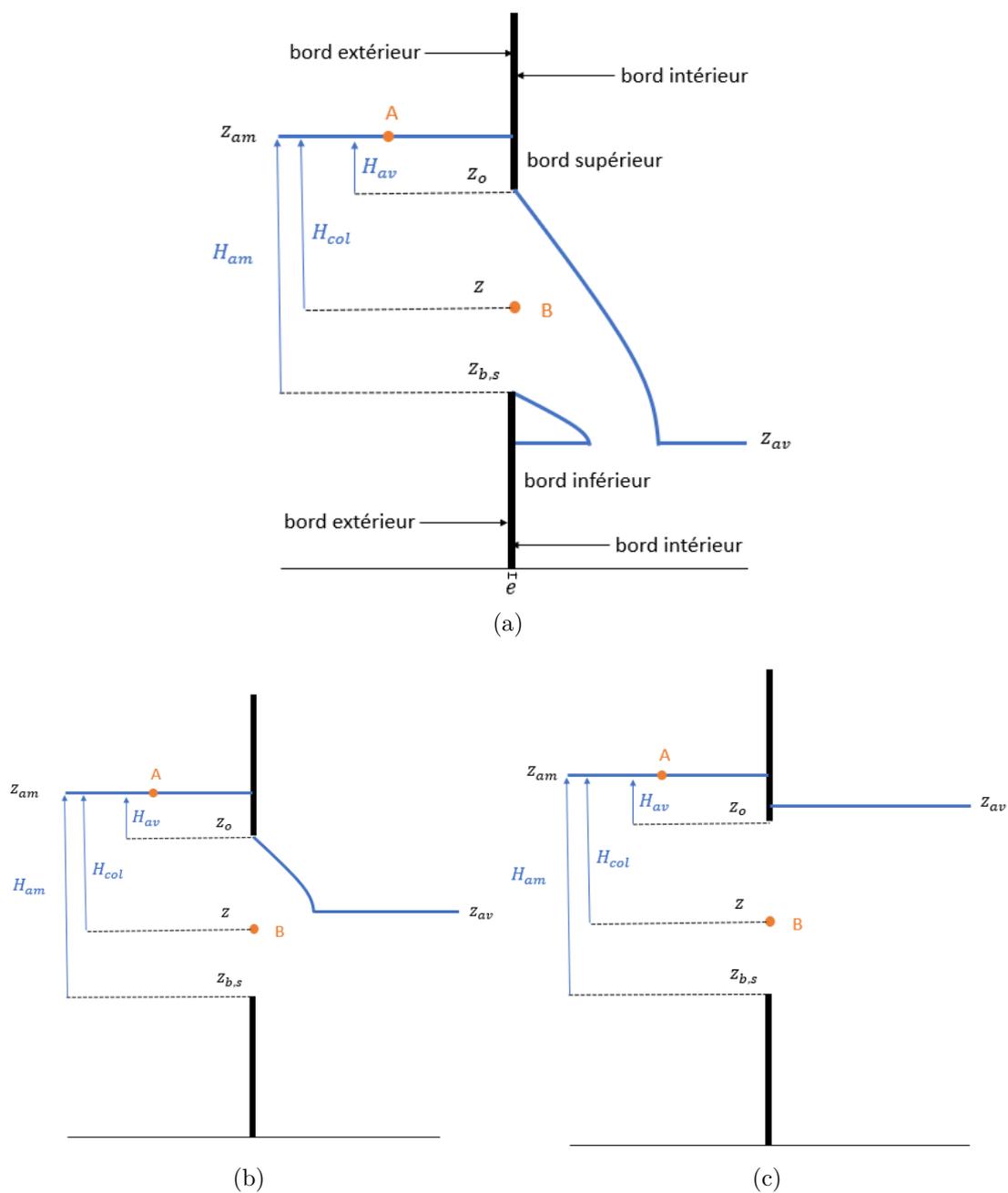


FIGURE 1.35 : Schéma d'écoulement à travers un orifice. (a) Orifice dénoyé. (b) Orifice partiellement noyé. (c) Orifice noyé

L'amont étant à surface libre, la pression vaut la pression atmosphérique ( $P_{am} = 0$  en pression relative) et on suppose que la variation de hauteur d'eau à l'amont est lente ( $u_{am}$  négligeable). (1.22b) s'écrit donc :

$$u_{col}(z) = \sqrt{2g \left[ z_{am} - \left( z + \frac{P_{col}(z)}{\rho g} \right) \right]} \quad (1.23)$$

A travers un élément de surface  $dS = L dz$ , le débit s'écrit  $dQ = Lu_{col}(z) dz$ . Le débit total traversant l'orifice s'écrit donc :

$$Q_O = \int_{z_{b,s}}^{z_o} dQ \quad (1.24a)$$

$$= \int_{z_{b,s}}^{z_o} Lu_{col}(z) dz \quad (1.24b)$$

Quand la sortie est non submergée, l'orifice est dénoyé (voir figure 1.35a). L'écoulement est à gueule bée ( $z_{av} < z_{b,s}$ ), par conséquent la pression dans le col est uniformément égale à la pression atmosphérique ( $P_{col} = 0$ ). L'équation (1.23) s'écrit alors :

$$u_{col,d}(z) = \sqrt{2g(z_{am} - z)} \quad (1.25)$$

En intégrant 1.25 dans (1.24b), on obtient :

$$Q_{OD} = \int_{z_{b,s}}^{z_o} L\sqrt{2g(z_{am} - z)} dz \quad (1.26a)$$

$$= \frac{2}{3}\sqrt{2g}L \left[ (z_{am} - z_{b,s})^{\frac{3}{2}} - (z_{am} - z_o)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (1.26b)$$

$$= \frac{2}{3}\sqrt{2g}L \left[ h_{s,am}^{\frac{3}{2}} - (h_{s,am} - h_o)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (1.26c)$$

Lorsque la partie aval de l'orifice est noyée ( $z_{av} > z_o$ ), en supposant que le profil de pression est hydrostatique à l'aval ( $P_{col}(z) = \rho g(z_{av} - z)$ ), (1.23) devient :

$$u_{col,n}(z) = \sqrt{2g(z_{am} - z_{av})} \quad (1.27)$$

En intégrant 1.27 dans (1.24b), on obtient :

$$Q_{ON} = \int_{z_{b,s}}^{z_o} L\sqrt{2g(z_{am} - z_{av})} dz \quad (1.28a)$$

$$= L\sqrt{2g}(z_o - z_{b,s})\sqrt{(z_{am} - z_{av})} \quad (1.28b)$$

$$= L\sqrt{2g}h_o\sqrt{h_{s,am} - h_{s,av}} \quad (1.28c)$$

Dans le cas où l'orifice est partiellement noyé ( $z_{b,s} < z_{av} < z_o$ ), le débit total est considéré comme égal à la somme du débit dans la partie noyée plus le débit dans la partie dénoyée, à l'origine de l'équation suivante :

$$Q_{OPD} = \int_{z_{b,s}}^{z_{av}} Lu_{col,n}(z) dz + \int_{z_{av}}^{z_o} Lu_{col,d}(z) dz \quad (1.29a)$$

$$= L\sqrt{2g} \int_{z_{b,s}}^{z_{av}} \sqrt{z_{am} - z_{av}} dz + L\sqrt{2g} \int_{z_{b,s}}^{z_o} \sqrt{z_{am} - z} dz \quad (1.29b)$$

$$= L\sqrt{2g} (z_{av} - z_{b,s}) \sqrt{z_{am} - z_{av}} + \frac{2}{3} L\sqrt{2g} \left[ (z_{am} - z_{b,s})^{\frac{3}{2}} - (z_{am} - z_o)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (1.29c)$$

$$= L\sqrt{2g} h_{s,av} \sqrt{h_{s,am} - h_{s,av}} + \frac{2}{3} L\sqrt{2g} \left[ h_{s,am}^{\frac{3}{2}} - (h_{s,am} - h_o)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (1.29d)$$

Un coefficient de débit  $C_d = C_v C_c$  est introduit dans les équations 1.26b, 1.28b et 1.29b pour tenir compte de la contraction de l'écoulement dans l'orifice (coefficient  $C_c$ ) et de la perte de charge due à la viscosité et au frottement jusqu'à la section contractée (coefficient  $C_v$ ) [77]. On obtient finalement :

$$Q^{OD} = C_d^{OD} L\sqrt{2g} \left[ h_{s,am}^{\frac{3}{2}} - (h_{s,am} - h_o)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (1.30a)$$

$$Q^{OPD} = C_d^{OPD} L\sqrt{2g} \left\{ h_{s,av} \sqrt{h_{s,am} - h_{s,av}} + \frac{2}{3} \left[ h_{s,am}^{\frac{3}{2}} - (h_{s,am} - h_o)^{\frac{3}{2}} \right] \right\} \quad (1.30b)$$

$$Q^{ON} = C_d^{ON} L\sqrt{2g} h_o \sqrt{h_{s,am} - h_{s,av}} \quad (1.30c)$$

Le coefficient  $C_d^{OD}$  contient également le  $\frac{2}{3}$  qui apparaît suite à l'intégration de l'équation (1.26a).

Chaque formule d'orifice est associée à coefficient de débit. Dans la littérature, le coefficient  $C_d^{OD} = 0,6$  est une valeur couramment rencontrée, avec des limites comprises entre 0,59 et 0,63 [77]. Le coefficient  $C_d^{OPN}$  est mal connu mais peut également être pris égal à 0,6 [77]. Enfin, pour le coefficient  $C_d^{ON}$ , Weisbach a indiqué la formule  $C_d^{ON} = 0,986 C_d^{OD}$  [77].

### 1.4.3.3 Synthèse des domaines d'application des lois

Cinq lois théoriques ont été présentées, deux pour les seuils et trois pour les orifices. Chacune de ces lois dispose de son propre domaine d'application. En dehors du domaine, la loi n'est pas applicable. Le graphique de la figure 1.36 synthétise les différents domaines des lois théoriques pour des hauteurs d'eau amont et aval atteignant jusqu'à 5 m. Les domaines représentés sont positionnés sous la droite d'équation  $h_{av} = h_{am}$  pour l'écoulement qui se produit de l'amont vers l'aval. De même, l'écoulement ne se produit que lorsque la hauteur amont dépasse la crête du seuil ( $h_{am} > h_s$ ). La transition entre les lois de seuils et d'orifice s'effectue dès que

la hauteur aval dépasse le bord supérieur de l'ouverture ( $h_{am} > h_o$ ). La limite entre les régimes dénoyé/noyé pour les seuils correspond à :

$$h_{s,av} = \lambda h_{s,am} \quad (1.31a)$$

$$h_{av} - h_s = \lambda (h_{am} - h_s) \quad (1.31b)$$

$$h_{av} = \lambda h_{am} - (\lambda - 1) h_s \quad (1.31c)$$

où  $\lambda$  correspond au ratio  $\frac{h_{s,av}}{h_{s,am}}$  pour lequel la hauteur d'eau à l'aval influence le débit d'échange. Pour les orifices, les domaines sont bornés en fonction de la hauteur à l'aval.

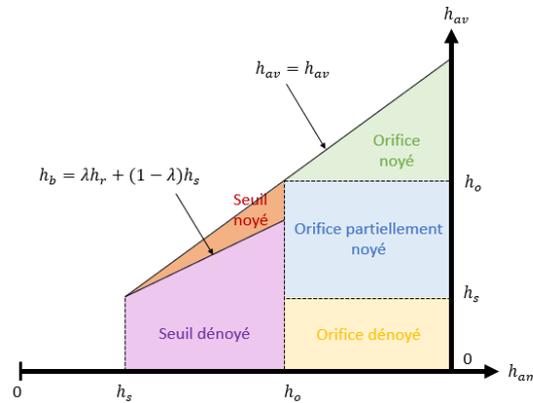


FIGURE 1.36 : Domaines de validité des lois de seuil et d'orifice

#### 1.4.4 Bilan

A défaut de disposer d'une loi de débit pour les portes et les fenêtres, l'analogie avec les lois théoriques suggère d'utiliser une combinaison des lois de seuil et d'orifice en fonction des niveaux d'eau de la rue et du bâtiment. Cinq formules permettent de décrire les écoulements à travers ces deux types d'ouvrants. Les lois ont été présentées dans des configurations avec des ouvrants ouverts. Les lois théoriques reposent sur l'utilisation d'un coefficient de débit. Il n'y a pas d'étude qui montre que les coefficients de débits de la littérature sont adéquats pour les portes et les fenêtres. Puisqu'on souhaite calculer le débits à travers ces deux types d'ouvrants, il est donc nécessaire de proposer une méthode pour déterminer des coefficients de débit adaptés aux configurations souhaitées.

## 1.5 Conclusion

L'étude bibliographique montre que les bâtiments génèrent un effet de blocage et de stockage sur l'écoulement dans la rue, et qu'ils sont susceptibles de dévier une partie des écoulements lorsque ceux-ci sont connectés à plusieurs rues. Or, aucun modèle d'inondation urbaine fin ne permet actuellement de prendre en compte le stockage et la déviation causés par les bâtiments (hormis l'utilisation d'un maillage fin partout). Une représentation erronée du comportement des bâtiments pourrait conduire à une mauvaise définition de l'aléa inondation et nuire à la gestion du risque. Un modèle devrait être élaboré pour intégrer ces trois effets et ainsi déterminer s'il existe des configurations pour lesquelles la prise en compte des bâtiments modifie significativement l'écoulement dans la rue.

Pour prendre en compte tous les effets des bâtiments, il est possible de faire appel à une loi de débit. En se concentrant uniquement sur les portes et les fenêtres comme zones d'échanges entre rue et bâtiment, il semble raisonnable d'envisager une combinaison des lois de seuil et d'orifice pour représenter leur influence sur l'écoulement, à défaut de disposer d'une loi spécifiquement construite aux abords de ces ouvrants. L'utilisation des lois de la littérature nécessite toutefois de déterminer les coefficients de débits adaptés aux géométries envisagées.

Lorsque le débit à travers chaque ouvrant est calculé tout au long d'un évènement d'inondation, alors le remplissage et la vidange des bâtiments sont connus à chaque instant. Ceci constitue de nouvelles informations pour les gestionnaires du risque, qui pourraient influencer directement l'évacuation des personnes et l'estimation des dommages qui dépendent de l'évolution et du maximum de la hauteur d'eau dans les bâtiments. Une représentation plus réaliste des effets des bâtiments pourrait ainsi contribuer à une meilleure gestion du risque et à une réduction des dommages.

# Chapitre 2

## Modèle d'échanges rue-bâti

L'étude bibliographique du chapitre 1 met en évidence que les bâtiments sont susceptibles de modifier les écoulements dans la rue de manière significative, en exerçant des effets de blocage et de stockage. Un des objectifs de cette thèse est de caractériser l'effet qu'exercent les bâtiments sur les paramètres hydrodynamiques de la rue. Il y a dans la littérature différentes méthodes pour intégrer les bâtiments dans les modèles d'inondation. On présente un nouveau modèle dans ce chapitre.

Les principes du modèle sont décrits dans un premier temps. Ce modèle est intégré dans un code de calcul existant qui résout les équations de Saint-Venant 2D. La résolution des équations est présentée ensuite, puis l'algorithme de calcul est détaillé, comprenant les modifications induites par la prise en compte des bâtiments. Enfin, des tests sont finalement réalisés pour valider le modèle dans la dernière partie de ce chapitre.

### 2.1 Concept du modèle d'échanges rue-bâti

#### 2.1.1 Description d'une zone urbaine

La zone urbaine est marquée par un nombre important de bâtiments. Ces bâtiments sont disposés de part et d'autre des rues, de manière plus ou moins espacée selon les endroits (voir figure 2.1). Lorsque ceux-ci sont mitoyens en centre-ville, ils constituent une barrière physique, si bien que les écoulements sont majoritairement canalisés dans la rue. Les bâtiments sont alors regroupés sous la forme de blocs, délimités par les carrefours et bifurcations.

Les écoulements principaux se propagent à l'intérieur du réseau de rues. Dans la rue, l'inondation rencontre divers obstacles en dehors des bâtiments (voir figure 2.2), notamment des moyens de transport (voiture, tramway, vélo...), des trottoirs, des outils de signalisation (panneau, feu...) et du mobilier urbain (éclairage, banc, poubelle, abri de bus, panneau d'affichage, boîte aux lettres, borne incendie, barrière...). L'écoulement en surface communique également avec le réseau souterrain (avaloir, regard...).

Les bâtiments sont délimités à l'extérieur par un mur. Dans une configuration classique de centre-ville, les bâtiments sont juxtaposés le long des rues. Dans les quartiers résidentiels, les maisons sont parfois entourées d'un jardin ou d'une cour qui sépare la rue de l'habitation avec des murets, des clôtures, des haies (voir figure



FIGURE 2.1 : Types de zone urbaine. (a) Centre-ville. (Source : Google Earth 10.35.3, (2023). Nîmes (France)  $48^{\circ}50'28''N$ ,  $4^{\circ}22'15''E$ , altitude 56m. Calque Bâtiments 3D. (En ligne). Disponible à : <https://earth.google.com/web/search/Rue+Richelieu,Nc3aemes@43.84115658,4.37104418,56.38094553a,201.66196454d,35y,-17.66159149h,0.33882581t,0r/data=CigiJgokCYikIeUd3EZAEUfcWZPR20ZAGSARy71ILxNAIW7GnYMMKBNAOgMKATA>. Consulté le 05/10/2023). (b) Quartier résidentiel. (Source : Google Earth 10.35.3, (2023). Oullins (France)  $45^{\circ}43'06''N$ ,  $4^{\circ}47'35''E$ , altitude 209m. Calque Bâtiments 3D. (En ligne) Disponible à : [https://earth.google.com/web/search/Oullins/45.71856808,4.79285796,209.9926853a,217.40518667d,35y,9.30389165h,0.45877119t,0r/data=CigiJgokCWb4L67R60VAEZNSnrCE60VAGRoMhA9jfhFAIQgXTHN\\_eRFAOgMKATA](https://earth.google.com/web/search/Oullins/45.71856808,4.79285796,209.9926853a,217.40518667d,35y,9.30389165h,0.45877119t,0r/data=CigiJgokCWb4L67R60VAEZNSnrCE60VAGRoMhA9jfhFAIQgXTHN_eRFAOgMKATA). Consulté le 05/10/2023)

2.1b). À l'intérieur des bâtiments se trouvent plusieurs pièces qui communiquent via des portes internes. Il est possible que les pièces soient disposées à des altitudes différentes et que des marches permettent d'accéder à l'une ou l'autre des pièces.

Tandis que les murs des bâtiments sont imperméables, l'eau entre et sort aux niveaux des portes, des fenêtres, de la ventilation, des soupirails... De façon générique, on appelle ces différents éléments des *ouvertures*. Les ouvertures permettent les échanges entre la rue et le bâtiment (en bleu) ou entre bâtiments (en vert). Lorsque celles-ci sont disposées le long de différentes façades d'un même bâtiment, le bâtiment peut être traversé par les écoulements.

Il existe de nombreuses configurations possibles de la rue et d'un bâtiment. Le bâtiment peut être positionné plus haut (voir figure 2.4) ou plus bas que la rue lorsque des marches nécessitent d'être montées ou descendues pour accéder à la porte d'entrée. Un seuil peut se dresser entre les deux, pouvant dépasser le mètre dans le cas d'une fenêtre (voir tableau 4).



FIGURE 2.2 : Paysage urbain : exemple du centre-ville d'Angers (Source : <https://www.angers.villactu.fr/les-voitures-absentes-du-centre-ville-ce-dimanche-19-septembre/>. Consulté le 22/07/2023)

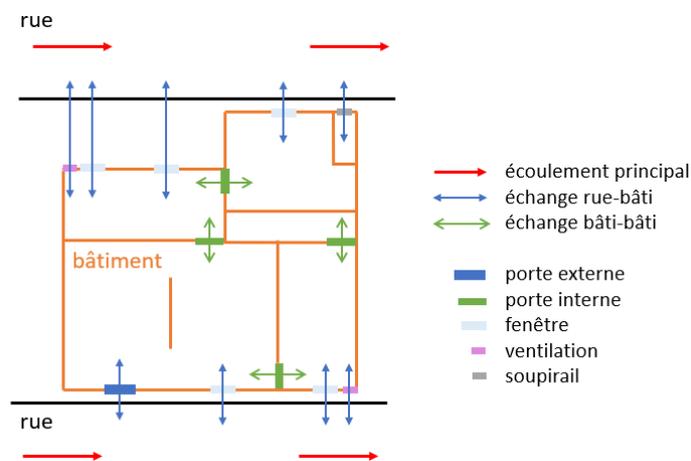


FIGURE 2.3 : Schéma des écoulements dans la zone urbaine



FIGURE 2.4 : Bâtiment situé plus haut que la rue. Configuration associée à la figure 2.8c (Source : <https://www.belm.fr/wp-content/uploads/2021/10/11-montmartre-bois-80-belm-porte-entree-gris-7016-satine-72-420x720-c-default.jpg>. Consulté le 28/07/2023)

### 2.1.2 Représentation des bâtiments et des ouvertures

La BD TOPO®, conçue par l'Institut Géographique National (IGN), représente sous forme numérique (données géoréférencées) l'occupation du sol et la morphologie à l'échelle du 1 : 25000. Parmi les données disponibles dans cette base de données, la couche SIG « bâti » contient la représentation spatiale des contours des bâtiments et la description des types d'occupation sur tout le territoire. L'organisation interne des bâtiments n'est pas renseignée. Dans le cas d'études très exceptionnelles (voir figure 2.5), l'organisation schématique de l'intérieur des bâtiments est disponible mais sans disposer de l'ensemble des données pour une modélisation fine (positions exacte des murs, des ouvertures le long des murs...). Il existe également des techniques de télédétection semi-automatique pour cartographier l'intérieur des bâtiments (voir figure 2.6). Ces données détaillées sont très rares et dans la majorité des cas il n'y a pas de données sur l'agencement interne des bâtiments, c'est pourquoi dans le modèle, chaque bâtiment est donc représenté comme une pièce unique, délimitée par les murs extérieurs. Pour représenter un bâtiment dans le modèle, il suffit de connaître son occupation du sol par rapport au maillage, de lui attribuer une surface et une cote au sol.

Il n'existe pas de données capitalisées sur les ouvertures. Des collectes sur le terrain sont parfois réalisées dans le cadre d'études très exceptionnelles (voir figure 2.7) et des études récentes montrent le potentiel du traitement d'images pour accéder à leur position et dimensions (voir figure 2.6). Ces études ne sont pas encore largement répandues et ne permettent d'accéder qu'aux données sur les ouvertures visibles depuis la rue (ce qui n'est plus le cas lorsqu'un mur se tient entre la rue et le bâtiment). La largeur, la hauteur et la cote du seuil sont *a priori* des dimensions communes à tous les types d'ouvertures (voir figure 2.3 pour avoir quelques exemples), c'est pourquoi ce sont les paramètres utilisés pour caractériser les ouvertures dans le modèle.

Dans la réalité, il existe différentes configurations des cotes sol de la rue et du bâtiment que le modèle doit prendre en considération. La figure 2.8 expose l'ensemble des cas possibles. Les cotes sol sont notées respectivement  $z_{b,r}$ ,  $z_{b,b}$  et  $z_{b,s}$  pour la rue, le bâtiment et le seuil. Dans certains cas, la rue et le bâtiment sont à la même cote sol et aucun obstacle ne les sépare (figure 2.8a). C'est le cas par exemple d'une porte sans seuil ( $z_{b,s} = z_{b,r} = z_{b,b}$ ). S'il y a un obstacle (figure 2.8b), ce dernier peut faire référence au seuil d'une porte avec un seuil ou à celui d'une fenêtre. Dans d'autres cas, il est nécessaire de monter (figure 2.8c) ou de descendre (figure 2.8d) des marches avant d'accéder au logement par la porte. Enfin, il existe des cas pour lesquels il est nécessaire de monter des marches et d'en descendre (figures 2.8e et 2.8f) avant d'accéder à l'habitation : les marches d'escaliers montent en direction de la porte d'entrée dont la cote dépasse celle du logement. Des marches permettent ensuite de descendre dans un bâtiment dont le plancher est au-dessus de celui de la rue (figure 2.8e) ou en-dessous (2.8f).

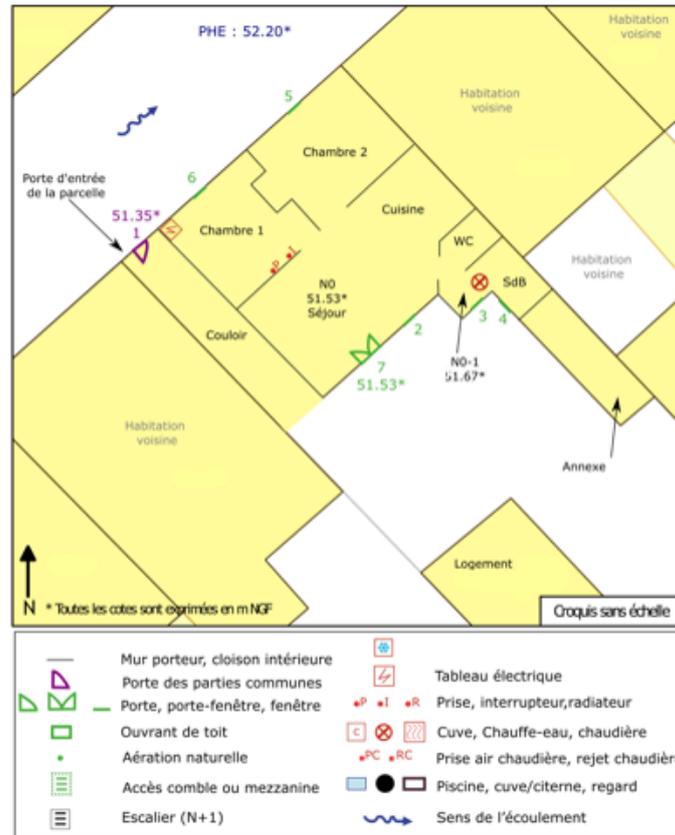


FIGURE 2.5 : Plan d'un logement collectif de la ville de Nîmes (Source : Bureau d'études Mayane). Échantillon total de 1787 participants diagnostiqués sur l'ensemble de la ville de Nîmes dans le cadre du diagnostic de vulnérabilité Nîm'Alabri réalisé par la structure Mayane

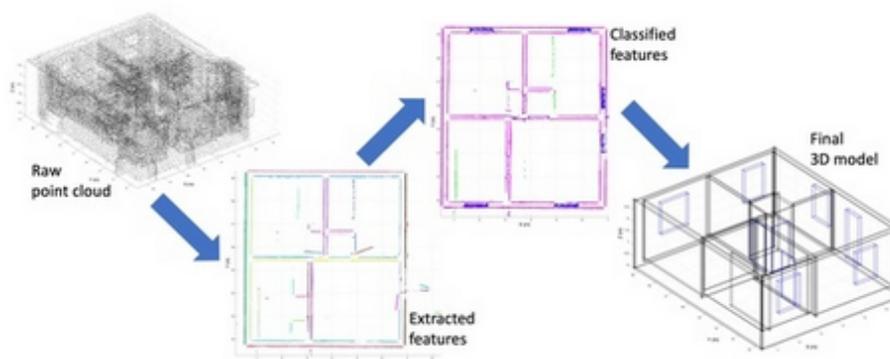


FIGURE 2.6 : Utilisation de la télédétection par laser pour reconstruire l'architecture des bâtiments, d'après [114]



FIGURE 2.7 : Collecte des données des ouvertures sur le terrain (Source : INRAE).

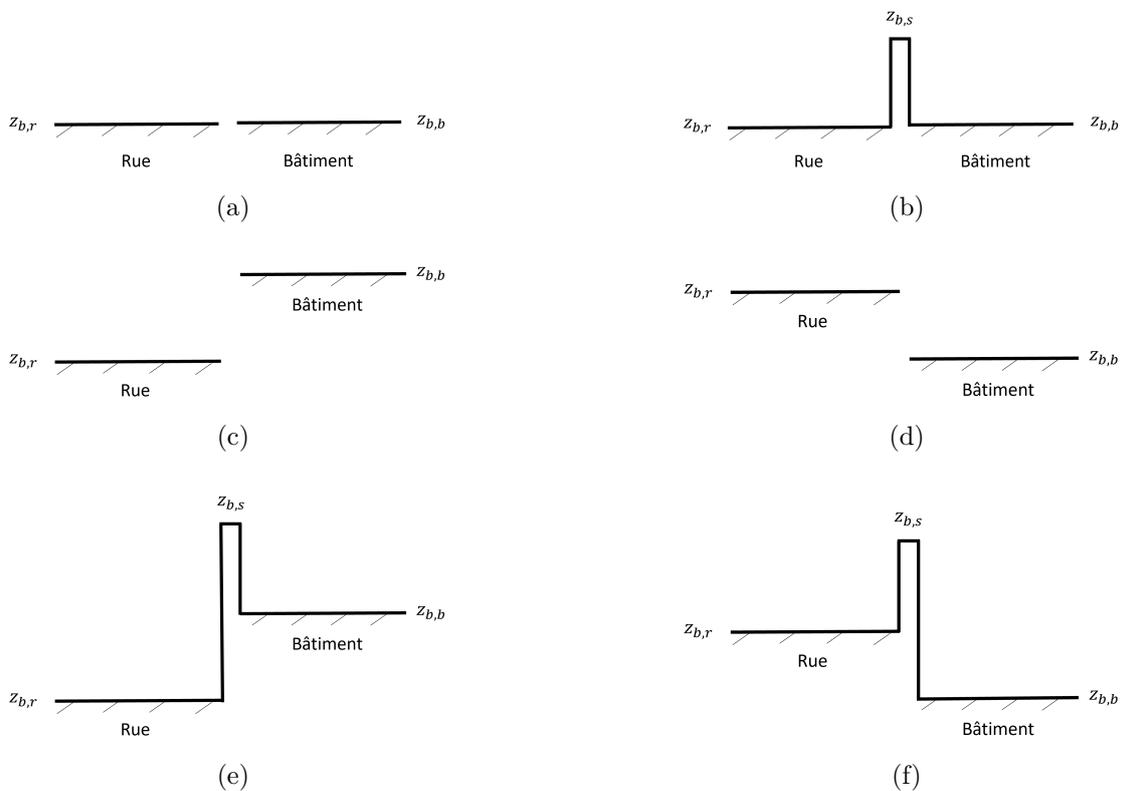


FIGURE 2.8 : Schéma des différentes configurations des cotes au sol de la rue, du bâtiment et du seuil. (a)  $z_{b,r} = z_{b,b}$ . (b)  $z_{b,r} = z_{b,b}$ . (c)  $z_{b,r} < z_{b,b}$ . (d)  $z_{b,r} > z_{b,b}$ . (e)  $z_{b,r} < z_{b,b}$ . (f)  $z_{b,r} > z_{b,b}$ . Les seuils ne sont représentés que dans les cas où  $z_{b,s} > \max(z_{b,r}, z_{b,b})$  (le seuil influence l'écoulement) : dans la figure (a), la cote du seuil peut être comprise entre  $0 < z_{b,s} < z_{b,r}$ , dans la figure (c) entre  $0 < z_{b,s} < z_{b,b}$ , dans la figure (d) entre  $0 < z_{b,s} < z_{b,r}$ .

### 2.1.3 Présentation du modèle

La rue est représentée de façon simplifiée en négligeant les interactions avec les obstacles et le réseau souterrain. D'après l'étude bibliographique, il est préférable de modéliser les écoulements dans la ville à l'aide d'un modèle 2D (voir section 1.2.1). Le modèle SW2D [133] est utilisé à cet effet puisque le code est développé en interne, permettant ainsi un accès au code source. De plus, le modèle utilise un algorithme reposant sur la méthode de volumes finis et un schéma explicite, il est donc simple à modifier. Les hauteurs et les vitesses sont donc calculées en tout point de la rue à partir des équations de Saint-Venant 2D. Le code utilise un maillage non structuré (mélange de triangles et quadrilatères). La cote de la cellule est unique et la maille est plate.

La position de chaque bâtiment est connue par rapport au maillage. On souhaite représenter les effets de blocage et de stockage des bâtiments sur l'écoulement dans la rue démontrés dans la section 1.1. Pour représenter le blocage, les façades des bâtiments sont représentées par une condition limite de type "mur" (flux nul à travers l'interface). Pour avoir un effet de stockage, les bâtiments se comportent comme des réservoirs capables d'échanger de l'eau avec les mailles de la rue ou d'autres réservoirs. Les échanges sont contrôlés par une loi de débit au niveau des ouvertures. Cette loi permet à chaque réservoir de se remplir ou de se vider en fonction des niveaux d'eau de part et d'autre de l'ouverture. Pour faire le lien entre le maillage et le bâtiment, la position de l'ouverture est connue et chaque ouverture est associée d'un côté à une interface au bord d'une cellule du maillage et de l'autre côté à l'identifiant d'un bâtiment. C'est donc l'interface au bord qui fait le lien avec le maillage, ce qui est cohérent avec la description de la zone urbaine faite dans la section 2.1.1 où les bâtiments sont juxtaposés le long des rues. Chaque cellule ou bâtiment peut être connecté.e à une multitude d'ouvertures différentes.

La modélisation en 3D des écoulements à l'intérieur d'un bâtiment montre que les hauteurs et les vitesses peuvent varier significativement (voir section 1.1.2.3), notamment en lien avec l'organisation interne. Étant donné la difficulté d'accès aux données nécessaires pour envisager une spatialisation fine de l'hydrodynamique dans les bâtiments, le choix est fait de ne considérer que la hauteur d'eau moyenne à l'intérieur de ces derniers. L'évolution de la hauteur dans le bâtiment est calculée via l'équation de la conservation de la masse à partir des débits entrants/sortants. La vitesse est également considérée comme nulle (en moyenne sur chaque pièce). Cette hypothèse semble potentiellement non vérifiée pour les bâtiments traversants qui restent toutefois minoritaires.

Le modèle est appliqué dans les chapitres 4 et 5 sur des configurations avec différents niveaux de connaissance sur la donnée et en utilisant différents choix de modélisation pour questionner la pertinence d'aller compléter les données manquantes éventuelles. Ce modèle a pour vocation à être utilisé par les services opérationnels de la gestion de crise, c'est pourquoi il est simple et facile à intégrer dans un code existant.

## 2.2 Construction du modèle d'échange rue-bâti

Les équations *shallow water 2D* s'obtiennent en réalisant un bilan de masse et de quantité de mouvement sur un volume de contrôle, pendant une durée  $t_2 - t_1$ . Ce volume correspond à une portion de la rue qui est connectée à un ou plusieurs bâtiments. Ce volume est noté  $\Omega$  et délimité par une frontière  $\Gamma$ . Le vecteur  $\vec{n}$  est le vecteur normal à  $\Gamma$  orienté vers l'extérieur (voir figure 2.9).

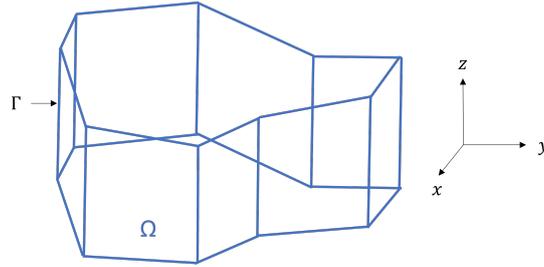


FIGURE 2.9 : Schéma du volume de contrôle utilisé pour établir les équations du modèle d'échange rue-bâti

### 2.2.1 Conservation de la masse sur le bâtiment

À l'instant  $t$ , la masse  $m_b(t)$  contenue dans le bâtiment s'écrit :

$$m_b(t) = \rho A_b h_b(t) \quad (2.1)$$

$A_b$  est la surface du bâtiment,  $h_b$  la hauteur d'eau et  $\rho$  la masse volumique de l'eau. En réalisant un bilan de masse sur un bâtiment entre les dates  $t_1$  et  $t_2$ , on obtient :

$$m_b(t_2) - m_b(t_1) = \int_{t_1}^{t_2} \sum_k F_{m,k} dt \quad (2.2)$$

où  $F_{m,k}$  est le flux de masse à travers l'ouverture  $k$  du bâtiment. La masse volumique et la surface étant constantes, l'équation (2.2) s'écrit :

$$\rho A_b [h_b(t_2) - h_b(t_1)] = \int_{t_1}^{t_2} \sum_k F_{m,k} dt \quad (2.3a)$$

$$h_b(t_2) - h_b(t_1) = \frac{1}{A_b} \int_{t_1}^{t_2} \sum_k \frac{1}{\rho} F_{m,k} dt \quad (2.3b)$$

$$h_b(t_2) - h_b(t_1) = \frac{1}{A_b} \int_{t_1}^{t_2} \sum_k F_k dt \quad (2.3c)$$

Le passage de la deuxième à la troisième ligne introduit le flux volumique  $F_k = F_{m,k}/\rho$  à travers l'ouverture  $k$  correspondant au débit d'échange. En utilisant un développement en série de Taylor à l'ordre 1, l'équation (2.3c) s'écrit :

$$\int_{t_1}^{t_2} \frac{\partial h_b}{\partial t} dt = \frac{1}{A_b} \int_{t_1}^{t_2} \sum_k F_k dt \quad (2.4a)$$

$$\frac{\partial h_b}{\partial t} = \frac{1}{A_b} \sum_k F_k \quad (2.4b)$$

## 2.2.2 Équations de propagation

### 2.2.2.1 Bilan de masse

A l'instant  $t$ , la masse  $m(t)$  contenue dans le volume de contrôle s'écrit :

$$m(t) = \int_{\Omega} (\rho h)(x, y, t) d\Omega \quad (2.5)$$

où  $(\rho h)(x, y, t)$  représente le produit de la masse volumique par la hauteur d'eau à la position  $(x, y)$  et à l'instant  $t$ . Entre les instants  $t_1$  et  $t_2$ , le flux de masse à travers la limite  $\Gamma$  du domaine s'écrit :

$$F_m = \int_{t_1}^{t_2} \int_{\Gamma} (\rho h \vec{u} \cdot \vec{n}) (x, y, t) d\Gamma dt \quad (2.6)$$

où  $\vec{u}$  est le vecteur vitesse de l'écoulement. La conservation sur le volume de contrôle, entre les instants  $t_1$  et  $t_2$ , s'écrit :

$$m(t_2) - m(t_1) = F_m - \int_{\Omega} \int_{t_1}^{t_2} \rho b_m dt d\Omega \quad (2.7)$$

où  $\rho b_m$  représente le flux de masse échangée entre le volume de contrôle  $\Omega$  et le bâti. La convention de signe employée dans l'équation (2.7) définit qu'un flux  $\rho b_m$  positif est orienté depuis le volume de contrôle vers le bâti. En introduisant (3.4) et (2.6) dans (2.7), il vient :

$$\begin{aligned} \int_{\Omega} (\rho h)(x, y, t_2) d\Omega - \int_{\Omega} (\rho h)(x, y, t_1) d\Omega &= \int_{t_1}^{t_2} \int_{\Gamma} (\rho h \vec{u} \cdot \vec{n}) (x, y, t) d\Gamma dt \\ &\quad - \int_{\Omega} \int_{t_1}^{t_2} \rho b_m dt d\Omega \quad (2.8a) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \int_{\Omega} [(\rho h)(x, y, t_2) - (\rho h)(x, y, t_1)] d\Omega &= \int_{t_1}^{t_2} \int_{\Gamma} (\rho h \vec{u} \cdot \vec{n}) (x, y, t) d\Gamma dt \\ &\quad - \int_{\Omega} \int_{t_1}^{t_2} \rho b_m dt d\Omega \quad (2.8b) \end{aligned}$$

En assimilant l'eau à un fluide incompressible (ce qui est cohérent dans la gamme des écoulements rencontrés lors d'inondations urbaines), l'équation (2.8b) peut s'écrire :

$$\int_{\Omega} [h(x, y, t_2) - h(x, y, t_1)] \, d\Omega = \int_{t_1}^{t_2} \int_{\Gamma} (h \vec{u} \cdot \vec{n}) (x, y, t) \, d\Gamma \, dt - \int_{\Omega} \int_{t_1}^{t_2} b_m \, dt \, d\Omega \quad (2.9)$$

### 2.2.2.2 Bilan de quantité de mouvement

De manière similaire, on réalise un bilan de quantité de mouvement sur le volume de contrôle :

$$M_d(t_2) - M_d(t_1) = F_{M,d} + \int_{t_1}^{t_2} \sum F_d \, dt - \int_{\Omega} \int_{t_1}^{t_2} \rho b_{M,d} \, dt \, d\Omega \quad (2.10)$$

où  $M_d(t)$  représente la quantité de mouvement dans la direction  $d = \{x, y\}$  contenue dans le volume de contrôle  $\Omega$  à l'instant  $t$ ,  $F_{M,d}$  est le flux de quantité de mouvement dans la direction  $d$  à travers la frontière  $\Gamma$  du domaine,  $\sum F_d$  représente la somme des forces extérieures et  $\rho b_{M,d}$  correspond au flux de quantité de mouvement dans la direction  $d$  échangée entre le volume de contrôle  $\Omega$  et le bâti. La convention de signe employée dans l'équation (2.7) définit qu'un flux  $\rho b_{M,d}$  positif est orienté depuis le volume de contrôle vers le bâti. La quantité de mouvement à un instant  $t$  s'écrit dans la direction  $d$  :

$$M_d(t) = \int_{\Omega} (\rho h u_d) (x, y, t) \, d\Omega \quad (2.11)$$

où  $u_d$  correspond à la composante dans la direction  $d = \{x, y\}$  du vecteur vitesse  $\vec{u}$  :

$$\begin{cases} u_d = u & \text{quand } d = x \\ u_d = v & \text{quand } d = y \end{cases} \quad (2.12)$$

Le flux de quantité de mouvement à travers la limite du volume de contrôle s'écrit quant à lui :

$$F_{M,d} = \int_{t_1}^{t_2} \int_{\Gamma} (\rho h \vec{u}_d (\vec{u} \cdot \vec{n})) (x, y, t) \, d\Gamma \, dt \quad (2.13)$$

En combinant (2.11) et (2.13) dans (2.10) puis en considérant la masse volumique  $\rho$  constante, il vient :

$$\begin{aligned} & \int_{\Omega} (\rho h \vec{u}_d) (x, y, t_2) \, d\Omega - \int_{\Omega} (\rho h \vec{u}_d) (x, y, t_1) \, d\Omega = \\ & \int_{t_1}^{t_2} \int_{\Gamma} (\rho h \vec{u}_d (\vec{u} \cdot \vec{n})) (x, y, t) \, d\Gamma \, dt + \int_{t_1}^{t_2} \sum F_d \, dt - \int_{\Omega} \int_{t_1}^{t_2} \rho b_{M,d} \, dt \, d\Omega \end{aligned} \quad (2.14a)$$

$$\begin{aligned} \int_{\Omega} [(\rho h \vec{u}_d) (x, y, t_2) - (\rho h \vec{u}_d) (x, y, t_1)] \, d\Omega = & \int_{t_1}^{t_2} \int_{\Gamma} (\rho h \vec{u}_d (\vec{u} \cdot \vec{n})) (x, y, t) \, d\Gamma \, dt \\ & + \int_{t_1}^{t_2} \sum F_d \, dt - \int_{\Omega} \int_{t_1}^{t_2} \rho b_{M,d} \, dt \, d\Omega \end{aligned} \quad (2.14b)$$

$$\int_{\Omega} [(h \vec{u}_d)(x, y, t_2) - (h \vec{u}_d)(x, y, t_1)] d\Omega = \int_{t_1}^{t_2} \int_{\Gamma} (h \vec{u}_d (\vec{u} \cdot \vec{n})) (x, y, t) d\Gamma dt + \int_{t_1}^{t_2} \frac{1}{\rho} \sum F_d dt - \int_{\Omega} \int_{t_1}^{t_2} b_{M,d} dt d\Omega \quad (2.14c)$$

### 2.2.2.3 Forces extérieures

Le terme  $\sum F_d$  de l'équation (2.14c) s'obtient en réalisant un bilan des forces exercées sur le fluide au sein du volume de contrôle. Classiquement, les forces considérées sont : la réaction du fond, les forces de pression et les frottements.

#### 2.2.2.3.1 Force de réaction du fond

Le poids de l'eau dans le volume de contrôle s'écrit :

$$P = - \int_{\Omega} (\rho g h) (x, y, t) d\Omega \vec{z} \quad (2.15)$$

où  $g$  représente l'accélération de la pesanteur et  $\vec{z}$  le vecteur unitaire orienté verticalement vers le haut.

La force de réaction du fond  $\vec{F}_r$  (voir figure 2.10) empêche le fluide de s'enfoncer dans le support sur lequel il s'écoule. Sa direction est orthogonale au fond dans la mesure où l'influence des forces de frottement est étudiée séparément. La composante verticale de  $\vec{F}_r$  équilibre donc le poids  $P$ . Sa projection sur les axes  $x$  et  $y$  dépend de la pente du fond :  $S_{0,x}$  (resp.  $S_{0,y}$ ) correspondant à la pente du fond selon l'axe  $x$  (resp.  $y$ ). En projetant la force de réaction  $\vec{F}_r$  sur les axes  $x$ ,  $y$  et  $z$ , on obtient :

$$\begin{cases} F_{r,x} = \tan \gamma_x F_{r,z} = \int_{\Omega} (\rho g S_{0,x} h) (x, y, t) d\Omega \\ F_{r,y} = \tan \gamma_y F_{r,z} = \int_{\Omega} (\rho g S_{0,y} h) (x, y, t) d\Omega \\ F_{r,z} = \|P\| \end{cases} \quad (2.16)$$

où  $\gamma_x$  (resp.  $\gamma_y$ ) est l'angle entre le fond et l'horizontale dans la direction  $x$  (resp.  $y$ ).

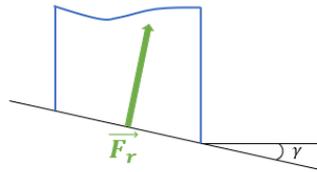


FIGURE 2.10 : Schéma d'une vue en coupe de la réaction du fond sur le volume de contrôle

### 2.2.2.3.2 Forces de pression

Les forces de pression sont perpendiculaires aux interfaces du volume de contrôle. Le profil des pressions est supposé hydrostatique. La pression à une profondeur  $z$  donnée s'écrit :

$$p(z) = \rho g z \quad (2.17)$$

L'intensité de la force de pression s'exerçant sur le fluide sur l'interface  $\Gamma$  s'écrit :

$$F_p = \int_{\Gamma} \left( \int_0^{h(x,y,t)} \rho g z \, dz \right) d\Gamma \quad (2.18a)$$

$$= \int_{\Gamma} \frac{1}{2} \rho g h^2(x, y, t) \, d\Gamma \quad (2.18b)$$

Dans les directions  $x$  et  $y$ , la résultante des forces de pression s'écrit :

$$\vec{F}_p = -F_p \vec{n} \quad (2.19)$$

Le calcul des composantes des forces de pression dans chaque direction donne alors :

$$F_{p,x} = - \int \frac{1}{2} \rho g h^2(x, y, t) \vec{n} \cdot \vec{n}_x \, d\Gamma \quad (2.20a)$$

$$F_{p,y} = - \int \frac{1}{2} \rho g h^2(x, y, t) \vec{n} \cdot \vec{n}_y \, d\Gamma \quad (2.20b)$$

### 2.2.2.3.3 Forces de frottement

La force de frottement est une force créée par l'interaction du fluide sur le fond. Cette force s'oppose au mouvement. La composante dans la direction  $d$  de la force de frottement s'écrit :

$$F_{f,d} = \int_{\Omega} -\tau_d \, d\Omega \quad (2.21)$$

où  $\tau_d$  est la contrainte de cisaillement dans la direction  $d$ .

L'hypothèse classique est de considérer que la pente de la ligne de charge  $S_f$  est localement égale à celle du régime permanent uniforme de même débit, ce qui permet d'écrire :

$$\tau_d = \rho g R_{h,d} S_{f,d} \quad (2.22)$$

où  $R_{h,d}$  est le rayon hydraulique de l'écoulement dans la direction  $d$  et  $S_{f,d}$  la pente de la ligne de charge dans la direction  $d$  calculée à partir de la formule de Manning-Strickler :

$$S_{f,d} = \frac{\|\vec{u}\|}{K_d^2 h^{\frac{4}{3}}} u_d \quad (2.23)$$

où  $K_d$  représente le coefficient de Strickler dans la direction  $d$ . L'équation 2.23 utilise l'approximation du rayon hydraulique par la hauteur d'eau. En introduisant (2.23) et (2.22) dans (2.21), on obtient la formulation de la force de frottement exercée sur le volume de contrôle :

$$F_{f,d} = - \int_{\Omega} \rho g R_{h,d} \frac{\|\vec{u}\|}{K_d^2 h^{\frac{4}{3}}} \vec{u}_d \, d\Omega \quad (2.24a)$$

$$= - \int_{\Omega} \rho g \frac{\|\vec{u}\|}{K_d^2 h^{\frac{1}{3}}} \vec{u}_d \, d\Omega \quad (2.24b)$$

#### 2.2.2.3.4 Bilan des forces

En intégrant la définition des forces (2.16), (2.18b) et (2.24b) dans (2.14c) et en simplifiant par la masse volumique, on obtient :

$$\begin{aligned} \int_{\Omega} [(h\vec{u}_d)(x, y, t_2) - (h\vec{u}_d)(x, y, t_1)] \, d\Omega &= \int_{t_1}^{t_2} \int_{\Gamma} (h\vec{u}_d(\vec{u} \cdot \vec{n})) (x, y, t) \, d\Gamma \, dt \\ &+ \int_{t_1}^{t_2} \left[ \int_{\Omega} (gS_{0,d}h)(x, y, t) \, d\Omega - \int_{\Gamma} \frac{1}{2}gh^2\vec{n} \, d\Gamma - \int_{\Omega} g \frac{\|\vec{u}\|}{K_d^2 h^{\frac{1}{3}}} \vec{u}_d \, d\Omega \right] \, dt \\ &- \int_{\Omega} \int_{t_1}^{t_2} b_{M,d} \, dt \, d\Omega \quad (2.25) \end{aligned}$$

#### 2.2.2.4 Forme intégrale

L'écriture du système d'équations correspondant à la conservation de la masse et de la quantité de mouvement dans chaque direction d'espace conduit, après regroupement des forces de pression avec les termes de flux, à la formulation faible des équations de propagation :

$$\int_{\Omega} [\mathbf{U}(t_2) - \mathbf{U}(t_1)] \, d\Omega = \int_{t_1}^{t_2} \int_{\Gamma} \mathbf{F} \cdot \vec{n} \, d\Gamma \, dt + \int_{t_1}^{t_2} \int_{\Omega} \mathbf{S} \, d\Omega \, dt - \int_{\Omega} \int_{t_1}^{t_2} \mathbf{B} \, dt \, d\Omega \quad (2.26a)$$

$$\mathbf{U} = \begin{bmatrix} h \\ q \\ r \end{bmatrix} \quad \mathbf{F} = \begin{bmatrix} \frac{q^2}{h} + \frac{1}{2}gh^2 & \frac{qr}{h} \\ \frac{qr}{h} & \frac{r^2}{h} + \frac{1}{2}gh^2 \end{bmatrix} \quad \mathbf{S} = \begin{bmatrix} 0 \\ gh(S_{0,x} - S_{f,x}) \\ gh(S_{0,y} - S_{f,y}) \end{bmatrix} \quad \mathbf{B} = \begin{bmatrix} b_m \\ b_{M,x} \\ b_{M,y} \end{bmatrix} \quad (2.26b)$$

Cette formulation présente l'avantage d'être valable même si les variables de l'écoulement ne sont pas continues.

### 2.2.2.5 Forme différentielle

Lorsque les variables de l'écoulement sont continues et dérivables, il est possible de réaliser un développement en série de Taylor à l'ordre 1 :

$$\mathbf{U}(t_2) - \mathbf{U}(t_1) \approx \int_{t_1}^{t_2} \frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} dt \quad (2.27)$$

Par ailleurs, en utilisant le théorème de la divergence, on obtient :

$$\int_{\Gamma} \mathbf{F} \cdot \vec{n} d\Gamma = \int_{\Omega} \nabla \mathbf{F} d\Omega \quad (2.28)$$

En utilisant (2.27) et (2.28), l'équation (2.26a) peut s'écrire :

$$\int_{\Omega} \int_{t_1}^{t_2} \frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} dt d\Omega - \int_{t_1}^{t_2} \int_{\Omega} \nabla \mathbf{F} d\Omega dt = \int_{t_1}^{t_2} \int_{\Omega} \mathbf{S} d\Omega dt - \int_{\Omega} \int_{t_1}^{t_2} \mathbf{B} dt d\Omega \quad (2.29a)$$

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} - \nabla \mathbf{F} = \mathbf{S} - \mathbf{B} \quad (2.29b)$$

Le système d'équations (2.29b) traduit la conservation de la masse et de la quantité de mouvement pour l'écoulement dans un réseau de rues en intégrant les échanges rue-bâti. Il correspond à la forme différentielle des équations de Saint-Venant 2D.

### 2.2.2.6 Terme source B

On considère un volume de contrôle  $\Omega'$ , de surface  $A$ , correspondant à une portion de la rue connectée à un bâtiment de surface  $A_b$  (voir figure 2.11) et de hauteur  $h_b$ . Entre les instants  $t_1$  et  $t_2$ , le volume  $V$  est échangé entre le volume de contrôle et le bâti. Du fait de la conservation de la masse (et donc du volume si l'on considère l'eau comme incompressible), cet échange induit une variation de niveau d'eau telle que :

$$V = -A[h(t_2) - h(t_1)] = A_b[h_b(t_2) - h_b(t_1)] \quad (2.30)$$

Avec la convention de signe adoptée, l'augmentation de la hauteur dans le bâtiment se traduit par une réduction du volume de contrôle.

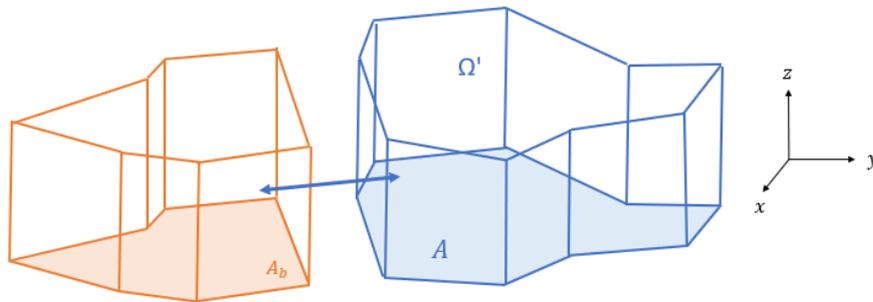


FIGURE 2.11 : Schéma de l'échange entre le volume de contrôle et un bâtiment

La variation de hauteur d'eau dans le volume de contrôle dépend du flux  $b_m$  qui s'établit entre la rue et les bâtiments connectés par unité de surface. Dans le bâtiment, la hauteur varie en fonction du flux volumique  $F_k$  à travers l'ouverture  $k$ . Ces deux variations de hauteur entre  $t_2$  et  $t_1$  s'écrivent donc :

$$h(t_2) - h(t_1) = -b_m(t_2 - t_1) \quad (2.31a)$$

$$h_b(t_2) - h_b(t_1) = \frac{\sum_k F_k}{A_b}(t_2 - t_1) \quad (2.31b)$$

En introduisant (2.31a) et (2.31b) dans (2.30), on obtient :

$$-A[-b_m(t_2 - t_1)] = A_b \left[ \frac{\sum_k F_k}{A_b}(t_2 - t_1) \right] \quad (2.32a)$$

$$Ab_m(t_2 - t_1) = \sum_k F_k(t_2 - t_1) \quad (2.32b)$$

$$b_m = \frac{\sum_k F_k}{A} \quad (2.32c)$$

Par définition, la quantité de mouvement est le produit de la masse par la vitesse. Les flux de quantité de mouvement entre la rue et le bâti environnant sont donc considérés comme proportionnels au flux de masse :

$$\begin{cases} b_{M,x} &= \alpha_x b_m \\ b_{M,y} &= \alpha_y b_m \end{cases} \quad (2.33)$$

En couplant (2.33) et (2.29b) on montre que la variation de quantité de mouvement dans le réseau de rues uniquement sous l'effet des échanges avec le bâti s'écrit :

$$\frac{d\mathbf{U}}{dt} = \frac{d}{dt} \begin{bmatrix} h \\ q \\ r \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} b_m \\ \alpha_x b_m \\ \alpha_y b_m \end{bmatrix} \quad (2.34)$$

Lorsque la rue remplit le bâtiment,  $b_m > 0$ , on a bien  $\frac{dh}{dt} < 0$  et une hauteur qui diminue dans le bâtiment. Au contraire, lorsque le bâtiment se vide dans la rue, cette hauteur augmente. Les coefficients  $\alpha_x$  et  $\alpha_y$  dépendent du sens de l'échange.

#### 2.2.2.6.1 Cas $b_m > 0$ : vidange de la rue vers le bâti

Pour déterminer les coefficients  $\alpha_x$  et  $\alpha_y$ , il s'agit d'introduire la définition du débit unitaire :

$$\frac{d}{dt} \begin{bmatrix} q \\ r \end{bmatrix} = \frac{d}{dt} \begin{bmatrix} hu \\ hv \end{bmatrix} \quad (2.35)$$

En combinant les équations 2.34 et 2.36, on obtient :

$$\frac{d}{dt} \begin{bmatrix} hu \\ hv \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} \alpha_x b_m \\ \alpha_y b_m \end{bmatrix} \quad (2.36)$$

En dérivant la première partie, on a :

$$h \frac{d}{dt} \begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} \frac{dh}{dt} = - \begin{bmatrix} \alpha_x b_m \\ \alpha_y b_m \end{bmatrix} \quad (2.37)$$

Or  $\frac{dh}{dt} = -b_m$  (voir éq. (2.34)), donc :

$$h \frac{d}{dt} \begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} ub_m \\ vb_m \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} \alpha_x b_m \\ \alpha_y b_m \end{bmatrix}$$

Par identification :  $\alpha_x = u$ ,  $\alpha_y = v$  et  $\frac{d}{dt} \begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = 0$  donc le remplissage du bâtiment ne modifie pas la vitesse dans la rue.

### 2.2.2.6.2 Cas $b_m < 0$ : vidange du bâti vers la rue

Par construction du modèle, l'eau est considérée immobile dans le bâtiment. Sur la durée  $t_2 - t_1$ , le transfert d'un volume d'eau du bâtiment vers la rue se traduit par une variation du niveau d'eau dans la rue valant  $\delta h = -b_m(t_2 - t_1)$ . Dans le même intervalle de temps  $t_2 - t_1$ , la quantité de mouvement transférée induit une variation du débit unitaire  $\delta q = -\alpha_x b_m(t_2 - t_1)$  et  $\delta r = -\alpha_y b_m(t_2 - t_1)$ . Dans la mesure où la quantité de mouvement transférée est nulle (puisqu'avec une vitesse nulle), on en déduit que  $\delta q = \delta r = 0$  et donc  $\alpha_x = \alpha_y = 0$ .

## 2.2.3 Discrétisation des équations

Le code de calcul SW2D a été développé au sein du laboratoire HydroSciences Montpellier et de l'équipe-projet LEMON de l'Inria. Il est basé sur la résolution de (2.29b) (avec un terme  $\mathbf{B} = 0$ ) par la méthode des volumes finis [53]. En intégrant (2.29b) sur chaque maille de calcul  $\Omega_i$  et en utilisant le théorème de la divergence pour passer d'une intégrale sur les volumes à une intégrale sur les interfaces pour le flux  $\mathbf{F}$ , on obtient :

$$\int_{\Omega_i} \frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} d\Omega = - \int_{\Gamma} \mathbf{F} \cdot \vec{n} d\Gamma + \int_{\Omega_i} \mathbf{S} d\Omega \quad (2.38)$$

L'équation 2.38 est discrétisée et le théorème de la moyenne permet de s'affranchir de l'intégrale sur  $\Omega$  :

$$\Omega_i \frac{U_i^{n+1} - U_i^n}{\Delta t} = - \int_{\Gamma} \mathbf{F}^{n+1/2} \cdot \vec{n} d\Gamma + \Omega_i \mathbf{S}_i^{n+1/2} \quad (2.39)$$

où  $\mathbf{U}_i^n$  représente la moyenne spatiale du vecteur des variables conservées sur la maille  $i$  au pas de temps  $n$ ,  $\mathbf{F}^{n+1/2}$  est le flux dans la direction normale des interfaces de la cellule  $i$  entre les instants  $n$  et  $n + 1$  et  $\mathbf{S}_i^{n+1/2}$  représente l'influence sur la maille de calcul  $i$  de tous les termes sources sur cette même période. Le passage de l'équation (2.38) vers (2.39) suppose que la maille n'évolue pas au cours de la simulation.

Le flux est constant. Les mailles de calcul étant des polygones, l'intégrale sur le contour permet d'aboutir à la discrétisation spatiale du flux tel que :

$$\int_{\Gamma} \mathbf{F} \cdot \vec{n} \, d\Gamma = \sum_{j \in N(i)} \mathbf{F}_j^{n+1/2} \cdot \vec{n}_j w_j \quad (2.40)$$

où  $\vec{n}_j$  est le vecteur normal à l'interface  $j$ ,  $w_j$  la longueur de l'interface et  $N(i)$  le nombre d'interfaces de la cellule  $i$ . En introduisant (2.40) dans (2.39), on obtient l'équation permettant de déterminer les variables de l'écoulement à la fin du pas de temps de calcul :

$$\mathbf{U}_i^{n+1} = \mathbf{U}_i^n - \frac{\Delta t}{\Omega_i} \sum_{j \in N(i)} \mathbf{F}_j^{n+1/2} \cdot \vec{n}_j w_j + \Delta t \mathbf{S}_i^{n+1/2} \quad (2.41)$$

Afin de disposer d'un environnement de développement simple et de limiter la diffusion numérique, le code SW2D utilise un schéma temporel explicite où toutes les variables de l'écoulement sont calculées à partir du temps  $n$  :

$$\mathbf{U}_i^{n+1} = \mathbf{U}_i^n - \frac{\Delta t}{\Omega_i} \sum_{j \in N(i)} \mathbf{F}_j^n \cdot \vec{n}_j w_j + \Delta t \mathbf{S}_i^n \quad (2.42)$$

Pour garantir la stabilité du schéma numérique, le pas de temps est recalculé à chaque itération afin de vérifier la condition de Courant-Friedrich-Levy généralisée dans le cas 2D [55] :

$$\Delta t_{max} = \min_i \left( \frac{\Omega_i}{\sum_j w_j \max(\lambda_j)} \right) \quad (2.43)$$

Le pas de temps de l'itération, utilisé pour le calcul des termes source, est ainsi fixé par la partie hyperbolique de l'équation en supposant qu'elle est la plus contraignante d'un point de vue stabilité.

Le code de calcul SW2D utilise la méthode des pas fractionnaires ou *time splitting* en écrivant  $\mathbf{S}_i^n = \mathbf{S}_{i,g}^n + \sum_{k=1}^N \mathbf{S}_{i,k}^n$  où  $N$  est le nombre de termes sources pris en compte par l'utilisateur (frottement, précipitation, infiltration, effet du vent...),  $\mathbf{S}_{i,g}^n$  (respectivement  $\mathbf{S}_{i,k}^n$ ) représente la contribution à la maille  $i$  des effets géométriques (respectivement du  $k^{i\text{ème}}$  terme source) entre les instants  $n$  et  $n + 1$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} U_i^c = U_i^n - \frac{\Delta t}{\Omega_i} \sum_{j \in N(i)} \mathbf{F}_j^n(U_i^n) \cdot \mathbf{n}_j w_j + \Delta t \mathbf{S}_{i,g}^n(U_i^n) \\ U_i^{S_1} = U_i^c + \Delta t \mathbf{S}_{i,1}^n(U_i^n) \\ \vdots \\ U_i^{S_k} = U_i^{S_{k-1}} + \Delta t \mathbf{S}_{i,k}^n(U_i^n) \\ \vdots \\ U_i^{n+1} = U_i^{S_{N-1}} + \Delta t \mathbf{S}_{i,N}^n(U_i^n) \end{array} \right. \quad (2.44)$$

Dans le bâtiment la nouvelle hauteur au temps  $n + 1$  vaut :

$$h_b^{n+1} = h_b^n + \frac{\sum_{i \in M} Q_i}{A_b} dt \quad (2.45)$$

où  $Q_i$  est le débit d'échange à travers l'ouverture  $i$  entre  $n$  et  $n + 1$ , et  $M$  le nombre total d'ouvertures connectées au bâtiment.

## 2.3 Algorithme de résolution

### 2.3.1 Algorithme SW2D

Sur une itération temporelle, l'algorithme de résolution est présenté à la figure 2.12. Les variables de l'écoulement dans la rue sont considérées connues au début du pas de temps  $U_i^n$ . Dans un premier temps, la valeur du pas de temps de l'itération est calculée sur la base de l'état initial à l'instant  $n$  de manière à vérifier (2.43). Le cas échéant, ce pas de temps peut être réduit pour permettre un stockage des résultats à date fixe.

Par la suite, les flux  $\mathbf{F}_j^n$  à travers chaque interface sont calculés à partir du solveur de Riemann HLLC [141]. Les valeurs intermédiaires des variables hydrodynamiques  $U_i^c$  sont calculées avec l'équation (2.44). La prise en compte des termes sources géométriques lors du calcul des flux permet d'obtenir un schéma *well-balanced* préservant les conditions d'équilibre statique [78]. L'ensemble des termes sources complémentaires sont ensuite intégrés successivement à partir des équations (2.44).

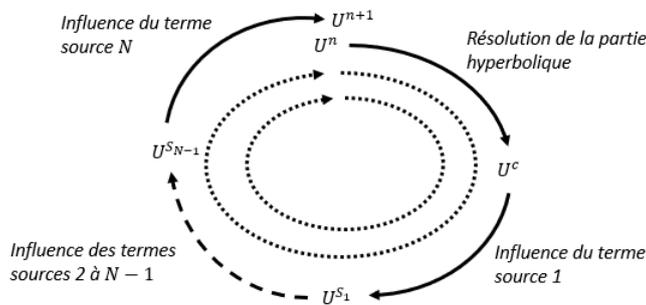


FIGURE 2.12 : Schéma simplifié de la résolution de l'algorithme

### 2.3.2 Algorithme de résolution des échanges rue-bâti

D'un point de vue algorithmique, les échanges rue-bâti sont traités comme un terme source complémentaire. Pour expliquer la résolution du terme source  $\mathbf{B}$  lié à l'intégration des échanges rue-bâti, on propose de présenter l'algorithme général en s'appuyant sur une géométrie très simple dans laquelle une cellule et un bâtiment échangent de l'eau à travers une unique ouverture. Par souci de simplification des notations, on propose de considérer que le terme source  $\mathbf{B}$  est le seul terme source appelé par le code. Ceci signifie d'après la figure 2.12 que la résolution du terme source  $\mathbf{B}$  se fait à partir de la hauteur d'eau issue de la résolution de la partie conservative  $h^c$  et que la hauteur finale dans la rue calculée par cette résolution délivre  $h^{n+1}$ .

#### 2.3.2.1 Algorithme général

Les différentes étapes de l'algorithme sont résumées dans la figure 2.13. Dans l'étape 1, le pas de temps est un paramètre fixé par la résolution de la partie hyperbolique et donc non modifiable pour conserver la cohérence. Dans l'étape 2, le débit d'échange  $Q$  est calculé à partir des hauteurs d'eau initiales de part et d'autre de chaque ouverture. Le débit est considéré comme nul dès lors qu'il est inférieur à  $10^{-7}$  m<sup>3</sup>/s, seuil arbitrairement défini car on suppose qu'à cette échelle la loi de débit est fautive étant donné les autres phénomènes qui interviennent et ne sont pas pris en compte par le modèle (viscosité, tension de surface). Les configurations pour lesquelles le débit est nul sont visibles sur la figure 2.15. Elles concernent soit des cas où les niveaux sont à l'équilibre (figure 2.15a), soit où il n'y a pas d'eau à l'amont (figure 2.15b), ou soit des cas dans lesquels le niveau d'eau amont est piégé (figures 2.15c et 2.15d).

Les étapes 3 et 4 consistent en deux corrections du débit présentées dans la section 2.3.2.2. Enfin, l'étape 5 est le calcul des grandeurs à l'état final en fonction du sens de l'échange :  $Q > 0$  signifie que la rue se vidange et que le bâtiment se remplit et  $Q < 0$  que la rue se remplit et le bâtiment se vidange. Les équations (2.44) et (2.45) permettent de calculer les hauteurs d'eau dans la rue et le bâti à la fin du pas de temps.

Dans l'algorithme figure 2.13, le calcul du débit en étape 2 se fait de manière successive pour toutes les ouvertures dans l'ordre avec lequel ils sont renseignés. Ces débits sont donc calculés à partir du même état initial à partir des hauteurs  $h^n$  et  $h_b^n$ . Dans une seconde boucle, chaque débit est corrigé (voir section 2.3.2.2), puis les paramètres hydrodynamiques sont actualisés pour chaque ouverture (voir figure 2.14). Dans la rue, la hauteur d'eau issue de la résolution de la partie hyperbolique  $h^c$  est modifiée de manière successive à mesure que les ouvertures sont balayées par le code : elle prend les valeurs intermédiaires  $h^{c,o1}$  jusqu'à  $h^{c,oN-1}$  où  $N$  est le nombre d'ouvertures de la maille. La dernière mise à jour associée au calcul de la hauteur d'eau de la cellule après échange avec la dernière ouverture correspond à  $h^{n+1}$ . De même, la hauteur d'eau dans le bâtiment est actualisée pour chaque ouverture. Le principe est identique si l'échange s'effectue entre deux bâtiments.

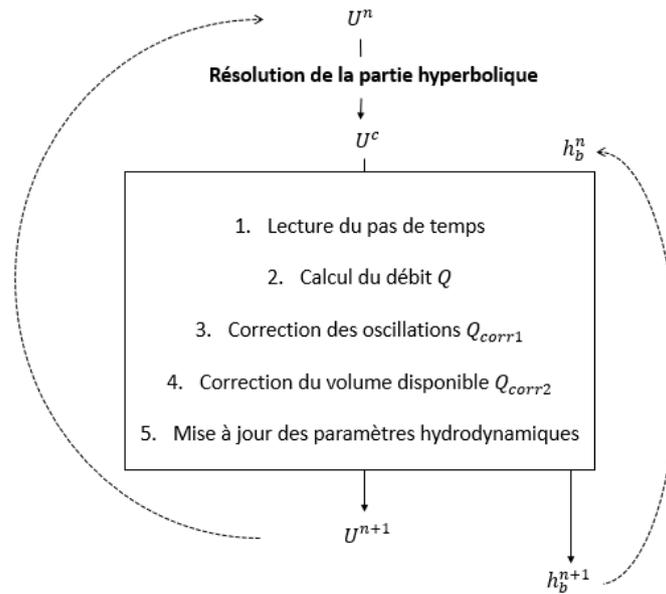


FIGURE 2.13 : Étapes de résolution du terme source associé aux échanges rue-bâti

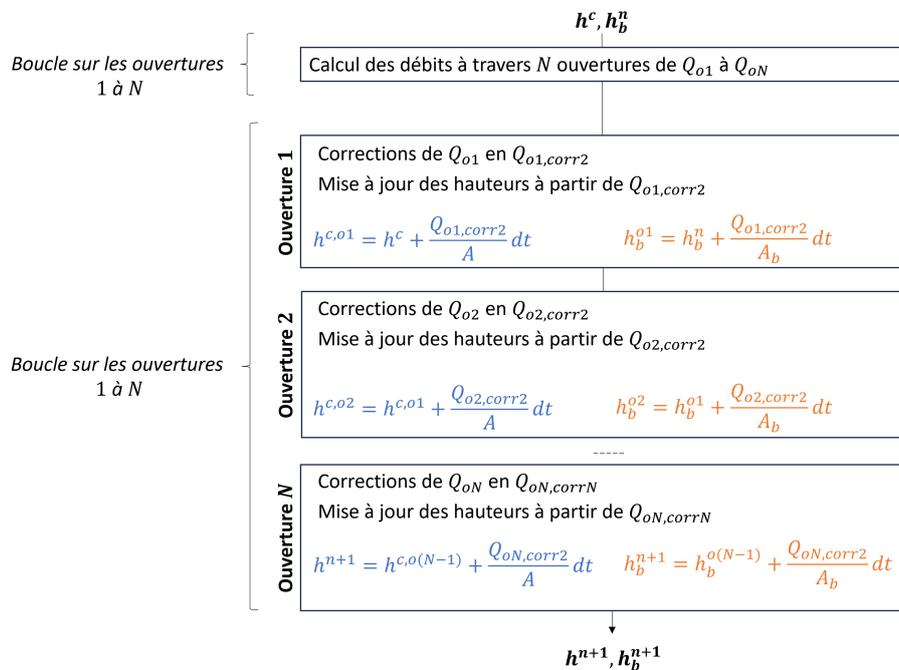


FIGURE 2.14 : Algorithme de résolution du terme source associés aux échanges rue-bâti

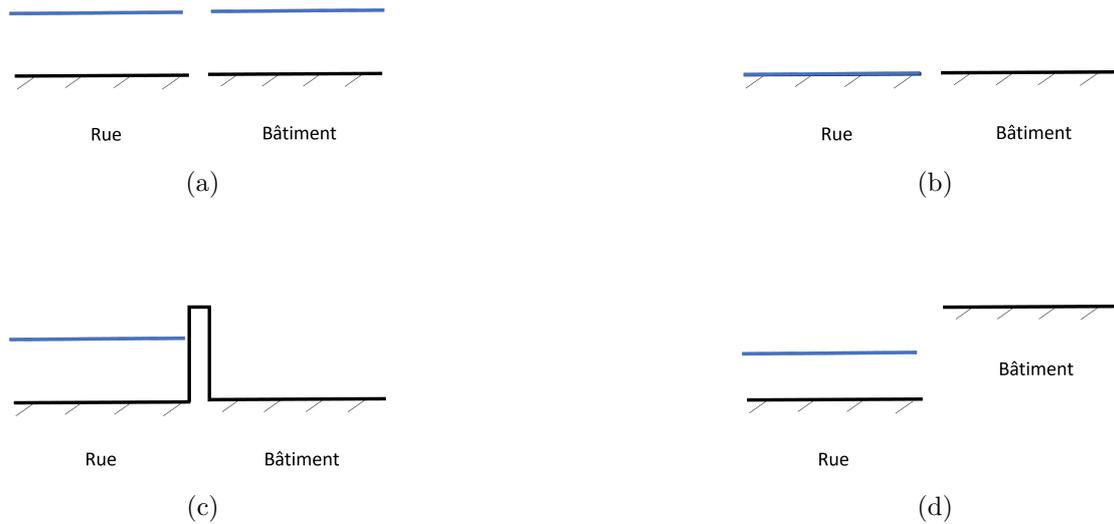


FIGURE 2.15 : Configurations pour lesquelles il n'y a pas d'échanges entre la rue et le bâtiment. (a) Les niveaux d'eau sont égaux. (b) Pas d'eau en amont. (c) L'eau est piégée sous la cote du seuil à l'amont. (d) L'eau est piégée sous la cote sol aval.

### 2.3.2.2 Corrections

Le schéma de résolution est explicite et le pas de temps est fixé par la partie hyperbolique. Par conséquent, l'évolution du niveau d'eau sur la période  $\Delta t$  dans une maille ou un bâtiment par les échanges rue-bâti dépend du débit d'échange  $Q$ , fixé au début du pas de temps et qui est appliqué sur la période  $\Delta t$ . Dans la réalité, le débit évolue sur cette période et n'est pas constant. L'utilisation de l'algorithme tel qu'il est décrit dans la section 2.3.2.1, sans tenir compte d'aucune correction, conduit par le fait à des comportements non réalistes. Deux corrections sont donc développées dans le code pour y remédier.

#### 2.3.2.2.1 Correction des oscillations

Dans la réalité, lorsque deux compartiments échangent de l'eau et que la cote de la surface libre de ces derniers dépasse la cote sol de la rue, du bâtiment et du seuil, alors l'état d'équilibre est atteint lorsque les niveaux sont égaux. Prenons par exemple le cas d'une maille de rue fermée (quatre interfaces imperméables), remplie d'eau, qui se vide dans un bâtiment via une ouverture. La figure 2.16 présente de façon schématique l'évolution réelle du niveau d'eau dans la maille en bleu. La hauteur d'eau tend asymptotiquement vers une valeur d'équilibre, correspondant à la rencontre des deux surfaces libres (rue et bâtiment). Le débit d'échange est donc nul après  $\Delta t$ . Or, le code calcule lui un débit d'échange au temps  $n$  qui est appliqué sur la période  $\Delta t$ .

Sur le graphique, le débit numérique est représenté par la tangente à la courbe au temps  $n$ . En effet, l'évolution du niveau d'eau dû aux échanges rue-bâti étant dépendante du débit  $Q$  à travers l'ouverture, elle peut s'écrire :

$$\frac{h^{n+1} - h^n}{\Delta t} = \frac{Q}{A} \quad (2.46)$$

(correspondant à la réécriture de l'équation 2.31a ou de 2.31b). Le débit correspond donc à la pente de la courbe  $f = h(t)$ , moyennant la surface de la maille. La solution numérique calculée après  $\Delta t$  est plus petite que la solution exacte, car un débit  $Q$  constant a été appliqué par le code au niveau de l'ouverture, tandis que le débit converge vers 0 dans la réalité sur cette même période. Un volume d'eau trop important a quitté la maille de la rue et se retrouve alors dans le bâtiment, dont le niveau devient supérieur à celui de la maille. Le sens de l'écoulement s'inverse alors au temps  $n + 1$ , puis ne nouveau à  $n + 2$  et les niveaux d'eau comme les débits oscillent au lieu d'atteindre un état d'équilibre, ce qui n'est pas réaliste.

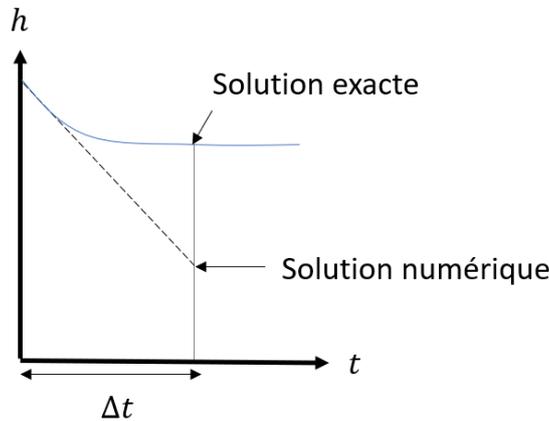


FIGURE 2.16 : Schéma de la vidange partielle d'un compartiment et comparaison de la solution numérique avec la solution exacte

Dans le cas simple où deux compartiments échangent de l'eau, il est possible de calculer l'état d'équilibre  $E$  puisqu'il dépend uniquement des volumes disponibles pour l'échange, tel que :

$$E = \frac{z_{am} * A_{am} + z_{av} * A_{av}}{A_{am} + A_{av}} \quad (2.47)$$

Le débit d'échange  $Q$  est donc corrigé en  $Q_{corr1}$  de sorte à ce que le débit d'échange conduise au maximum à une augmentation de la hauteur à l'amont correspondant à la cote d'équilibre :

$$Q_{corr1} = \min \left( Q, \frac{(z_{am} - E) * A_{am}}{dt} \right) \quad (2.48)$$

Pour démontrer l'effet de la correction dans un cas concret, on se place dans le cas où une maille se vide dans un bâtiment par une porte ( $L = 0,9$  m,  $z_{b,s} = 0$ ,

$h_o = 2,25$  m). La maille et le bâtiment sont positionnés à la même altitude ( $z_{b,r} = z_{b,b} = 0$  m). Les lois présentées dans le chapitre 3 sont utilisées pour calculer le débit. La hauteur amont initiale dans la rue vaut  $h_r = 1$  m et la hauteur aval dans le bâtiment est de  $h_b = 0,85$  m. De cette façon, seule la loi de seuil noyée est employée pour calculer le débit d'échange (voir éq. 3.36), ce qui simplifie l'évolution des courbes de résultats présentées, sans altérer l'illustration de la correction.

Les résultats numériques sont présentés sur la figure 2.17. De manière logique, la hauteur amont dans la rue diminue et celle à l'aval du bâtiment augmente. Elles convergent l'une vers l'autre. Le débit diminue de façon linéaire jusqu'à 0. Le zoom sur la courbe de débit de la figure 2.18a lorsque la correction n'est pas activée met en évidence les oscillations de la courbe de débit d'une amplitude de  $+/- 2.10^{-3}$  m<sup>3</sup>/s, correspondant à une variation significative du débit d'échange. Le débit est tantôt positif, tantôt négatif, témoin que le sens de l'écoulement change. Ceci est cohérent, puisque le volume quittant la maille pour rejoindre le bâtiment étant trop important, le niveau d'eau dans le bâtiment dépasse celui de la maille au lieu de converger vers lui, renversant ainsi le sens de l'écoulement. Les courbes de hauteurs oscillent également mais les oscillations ne sont pas visibles avec le niveau de zoom choisi ( $< 1$  mm d'amplitude). La figure 2.18b présente le même zoom sur les courbes lorsque la correction est activée. Le débit final vaut  $Q = 0$  m<sup>3</sup>/s, il n'y a plus d'oscillations et les hauteurs valent exactement la valeur d'équilibre  $h_r = h_b = 0,925$  m, puisque c'est cette valeur qui a permis de calculer le débit corrigé.

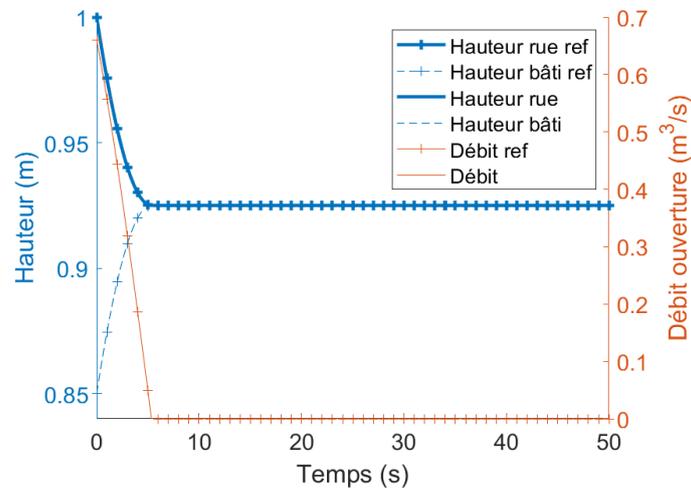


FIGURE 2.17 : Évolution des hauteurs et du débit jusqu'à l'équilibre des niveaux d'eau entre rue et bâtiment. Les courbes simulées se superposent aux courbes de références.

La correction des oscillations repose sur le calcul de l'état d'équilibre entre une maille et un bâtiment, qu'il est facile de calculer. Lorsque plusieurs ouvertures sont connectées à un même bâtiment, l'équilibre est compris entre le niveau le plus bas et le niveau le plus haut des mailles voisines mais il n'est *a priori* pas possible de le calculer facilement. Pour cette raison, cette correction peut être activée ou désactivée pour chaque bâtiment par l'utilisateur. Il est conseillé de l'activer pour les bâtiments qui ne sont connectés qu'à une maille (ou à un seul autre bâtiment) et ainsi corriger les oscillations.

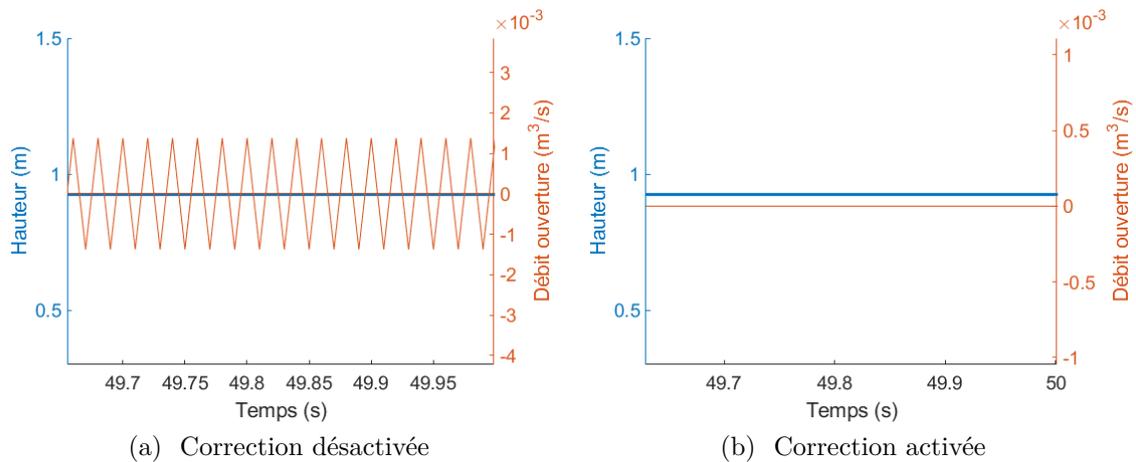


FIGURE 2.18 : Correction des oscillations du débit à l'approche de l'équilibre des cotes de surface libre à l'aide de la correction

### 2.3.2.2.2 Correction du volume disponible

Lorsqu'une maille ou un bâtiment se vide complètement à cause des échanges rue-bâti, dans la réalité la hauteur d'eau converge asymptotiquement vers 0, comme le montre la courbe bleue de la figure 2.19. Toutefois, le débit étant calculé dans le code au temps  $n$  et appliqué sur la période  $\Delta t$ , celui-ci conduit à une solution numérique négative non physique. En effet, le volume numérique qui sort est supérieur au volume réellement disponible dans la maille ou le bâtiment qui se vide. Le débit d'échange est donc corrigé afin que le volume échangé n'excède pas le volume disponible :

$$Q_{corr2} = \min(Q, V_{disp}/\Delta t) \quad (2.49)$$

où  $V_{disp}$  est le volume disponible pour l'échange dans le compartiment amont. Le calcul du volume  $V_{disp}$  dépend de la surface du compartiment amont notée  $A$  et de la hauteur d'eau à l'amont qui peut être mobilisée dans l'échange. Cette hauteur dépend des configurations et celles-ci sont exposées dans les figures 2.20 à 2.22.

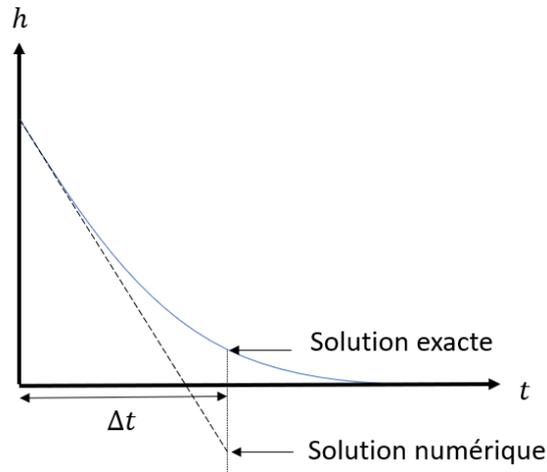


FIGURE 2.19 : Schéma de la vidange complète d'un compartiment et comparaison de la solution numérique avec la solution exacte

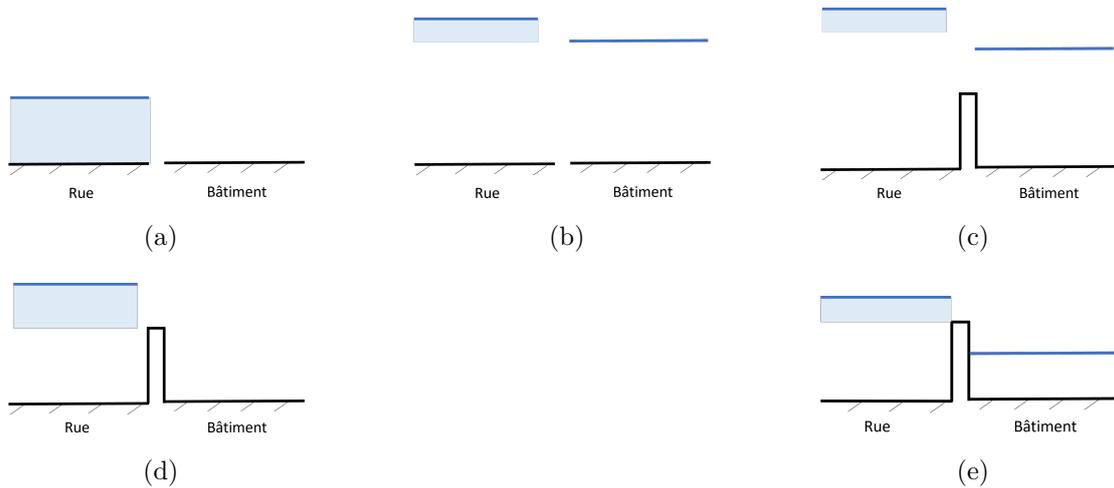


FIGURE 2.20 : Schéma des différentes configurations des niveaux d'eau avec la rue et le bâtiment à la même cote sol ( $z_{b,r} = z_{b,s}$ ). Le volume disponible  $V_{disp}$  est en bleu. Dans (a) et (b), il n'y a pas de seuil ( $z_{b,s} \leq z_{b,r}$ ).

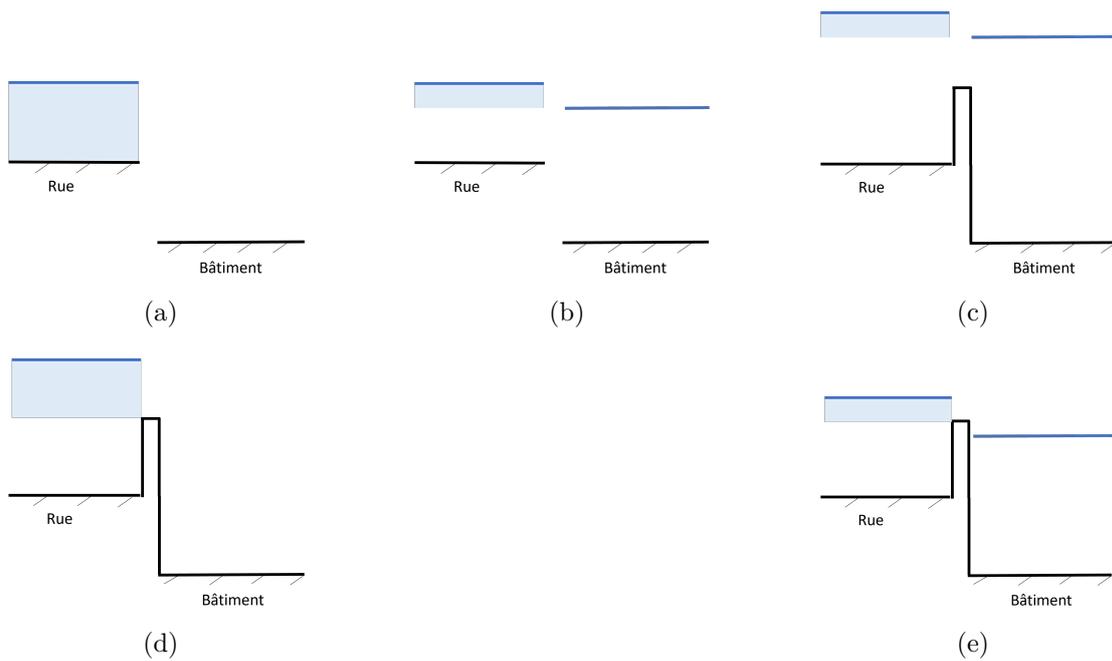


FIGURE 2.21 : Schéma des différentes configurations des niveaux d'eau avec la rue plus haute que le bâtiment ( $z_{b,r} > z_{b,b}$ ). Le volume disponible  $V_{disp}$  est en bleu. Dans (a) et (b), il n'y a pas de seuil ( $z_{b,s} < z_{b,r}$ ).

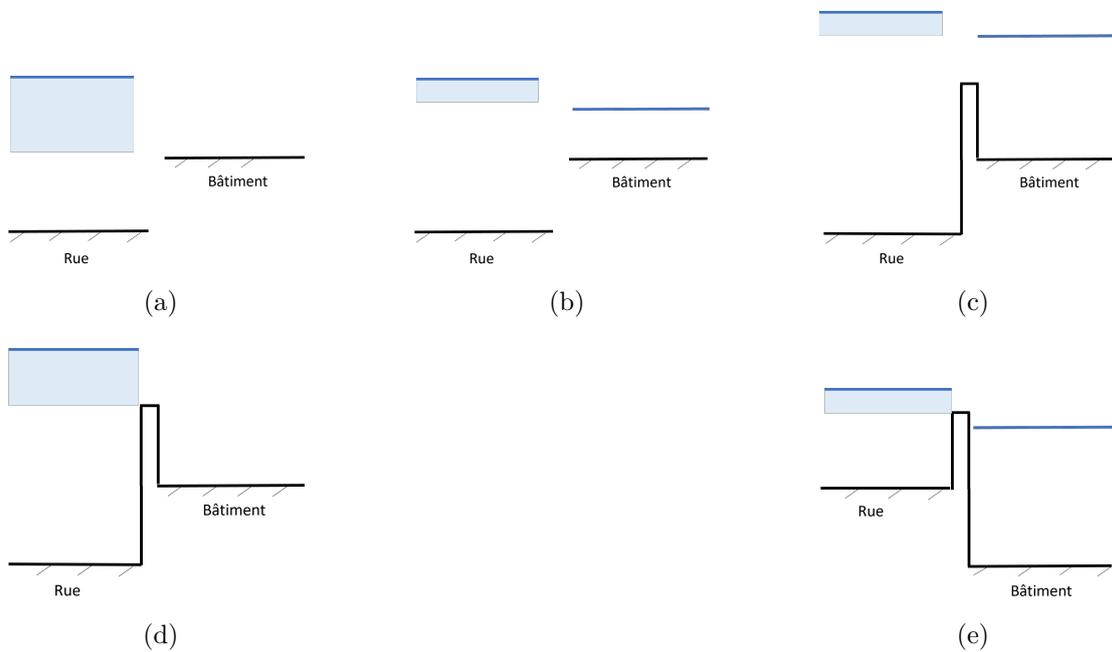


FIGURE 2.22 : Schéma des différentes configurations des niveaux d'eau avec la rue plus basse que le bâtiment ( $z_{b,r} < z_{b,b}$ ). Le volume disponible  $V_{disp}$  est en bleu. Dans (a) et (b), il n'y a pas de seuil ( $z_{b,s} < z_{b,b}$ ).

Lorsqu'une maille (ou un bâtiment) est connecté(e) à plusieurs bâtiments, si le volume initialement disponible dans la maille est suffisant pour que tous les débits calculés au début du pas de temps soient effectivement échangés, alors la correction n'intervient pas et l'ordre avec lequel les ouvertures sont renseignées par l'utilisateur n'a pas d'importance. En revanche, si le volume est insuffisant, alors l'ordre des ouvertures influence les résultats. Pour l'illustrer, la figure 2.23 présente une configuration dans laquelle une maille de rue contenant  $2 \text{ m}^3$  initialement est connectée à 3 bâtiments ( $b1$  à  $b3$ ), qui ne sont pas connectés entre eux. Leur surface est identique et vaut  $1 \text{ m}^2$  pour faciliter l'explication et que l'échange de  $1 \text{ m}^3$  sur une période de  $1 \text{ s}$  corresponde à une variation du niveau d'eau de  $1 \text{ m}$ . Parmi ces bâtiments, deux se remplissent et un se vide dans la maille. On considère que les débits d'échange sont calculés dans l'étape 2 (voir figure 2.3.2.1) à partir des hauteurs d'eau dans la maille et dans les bâtiments au temps  $n$ .

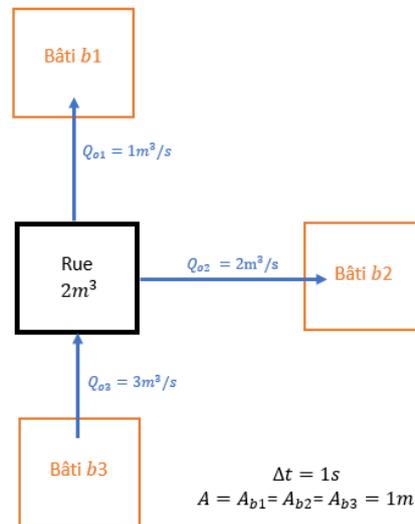


FIGURE 2.23 : Schéma d'une maille connectée à trois bâtiments pour illustrer l'influence de l'ordre des ouvertures

Pour cette configuration, l'utilisateur peut choisir 6 façons différentes de renseigner les ouvertures dans le fichier d'entrée. En choisissant de calculer les débits dans l'ordre  $[Q_{o1}, Q_{o2}, Q_{o3}]$ , la maille commence par remplir le bâtiment 1. La hauteur d'eau de celui-ci augmente alors de  $1 \text{ m}$ , tandis que celui dans la rue diminue de  $1 \text{ m}$ . Il ne reste alors plus que  $1 \text{ m}^3$  disponible pour l'échange avec le bâtiment 2. La correction du volume disponible du débit limite donc le débit d'échange et  $Q_{o2,corr2} = 1 \text{ m}^3/\text{s}$  au lieu des  $2 \text{ m}^3/\text{s}$  calculé par la loi d'échange. La maille de la rue devient sèche et la hauteur dans le bâtiment 2 est de  $2 \text{ m}$ . Pour l'échange avec le bâtiment 3, l'intégralité du volume disponible est transféré dans la rue, si bien que le bâtiment 3 est vide et la rue a une hauteur de  $3 \text{ m}$  à la fin du pas de temps. Cette méthode est appliquée pour tous les ordres possibles. Le tableau 8 présente les résultats pour la hauteur d'eau calculée dans la rue et dans chaque bâtiment à l'état final en fonction de l'ordre. La hauteur dans la rue varie de  $2$  à  $3 \text{ m}$  dans la

rue, de 0 à 1 m dans le bâtiment 1, de 1 à 2 m dans le second bâtiment et de 0 à 1 m dans le troisième, en fonction de l'ordre appliqué. L'ordre a donc une influence sur les résultats du modèle.

TABLEAU 8 : Effet de l'ordre des ouvertures sur les hauteurs finales

	$Q_{o1}, Q_{o2},$ $Q_{o3}$	$Q_{o1}, Q_{o3},$ $Q_{o2}$	$Q_{o2}, Q_{o1},$ $Q_{o3}$	$Q_{o2}, Q_{o3},$ $Q_{o1}$	$Q_{o3}, Q_{o1},$ $Q_{o2}$	$Q_{o3}, Q_{o2},$ $Q_{o1}$
$h^{n+1}$	3	2	3	2	2	2
$h_{b1}^{n+1}$	1	1	0	1	1	1
$h_{b2}^{n+1}$	1	2	2	2	2	2
$h_{b3}^{n+1}$	0	1	0	0	0	0

## 2.4 Validation sur des cas tests numériques

Les tests présentés dans cette section vérifient que le modèle numérique est cohérent avec le modèle mathématique. Pour valider le modèle d'échanges rue-bâti et observer son efficacité, plusieurs tests sont réalisés dans des cas synthétiques simples. Cette section a pour but de passer en revue les possibilités offertes par le code. De nombreux tests ont été réalisés, mais seuls certains d'entre eux sont présentés, car d'un point de vue physique et méthodologique il n'y a pas d'intérêt à tous les évoquer.

Le modèle rue-bâti repose sur le débit  $Q$  qui est échangé entre la rue et le bâtiment. Pour calculer ce débit, des lois d'ouverture sont établies dans le chapitre 3 en se basant sur des lois d'ouvrage bien documentés dans la littérature (voir section 3.3). Les résultats des différents tests présentés reposent sur l'utilisation de ces lois. Les 6 tests de validation présentés permettent d'observer les différents états finaux possibles pour la rue et le bâtiments et de mettre en évidence les changements de loi qui peuvent opérer en fonction de l'évolution de niveaux d'eau.

### 2.4.1 État final

Ce cas test cherche à vérifier que le débit est nul lorsque l'état final est atteint et que les niveaux d'eau sont constants. L'état final varie en fonction de la configuration. Lorsque la rue est connectée à un bâtiment, il y a plusieurs états finaux vers lesquels les niveaux d'eau peuvent tendre. L'échange s'interrompt si les niveaux d'eau amont et aval ont atteint un équilibre (*cas A*, figure 2.24), si l'eau à l'amont est piégée (*cas B*, figure 2.25), s'il n'y a plus d'eau en provenance de l'amont (*cas C*, figure 2.26). Le *cas B* se produit lorsque le niveau d'eau à l'amont devient inférieur à la plus grande cote sol rencontrée  $z_{bmax}$ . Dans le cas où la rue et le bâtiment n'entretiennent aucun échange avec l'extérieur et où la rue a la hauteur initiale la plus importante, si la rue a la cote sol la plus haute ( $z_{bmax} = z_{b,r}$ ) alors l'intégralité de l'eau de la rue est

transférée au bâtiment et on retrouve le *cas C* (voir figure 2.26). Si le bâtiment est surélevé ( $z_{bmax} = z_{b,b}$ ), alors les niveaux d'eau s'équilibrent à la fin de la simulation, ce qui correspond au *cas A* présenté dans la section 2.3.2.2 (voir figure 2.24). Le *cas B* se restreint donc au cas où la plus grande cote est celle du seuil ( $z_{bmax} = z_{b,s}$ ). Ainsi, l'échange s'interrompt lorsque le niveau d'eau amont devient inférieur à la cote du seuil ( $z_r = z_{b,s}$ ).



FIGURE 2.24 : Schéma du remplissage d'un bâtiment jusqu'à équilibre des niveaux d'eau avec la rue (*cas A*). (a) État initial. (b) État final.

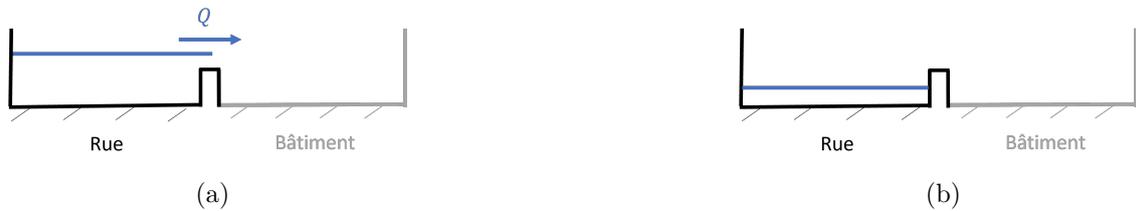


FIGURE 2.25 : Schéma du remplissage d'un bâtiment jusqu'à ce que le niveau d'eau dans la rue devienne inférieur à la hauteur du seuil (*cas B*). (a) État initial. (b) État final.



FIGURE 2.26 : Schéma du remplissage d'un bâtiment jusqu'à assèchement complet de la rue (*cas C*). (a) État initial. (b) État final.

Les *cas B* et *C* sont testés. Pour cela, la géométrie est composée d'une maille de rue rendue imperméable par quatre conditions aux limites de type "mur", qui est connecté à un bâtiment (voir figure 2.29). Le bâtiment et la rue ont la même surface ( $A = A_b = 25 \text{ m}^2$ ). Les cotes sol utilisées sont dans le tableau 9. Par souci de simplicité, les hauteurs d'eau initiales (voir tableau 9) sont déterminées de sorte de ne faire appel qu'à une seule loi de débit sur les cinq codées (voir éq. 3.35). Les

hauteurs finales sont facilement déductibles pour les deux cas tests vu l'objectif fixé : il y a 0,01 m d'eau au-dessus du seuil dans la rue qui remplit le bâtiment dans le *cas B* puisque les 1,00 m restant dans la maille sont piégés sous le seuil et la totalité de l'eau contenue dans la maille de rue représentant une lame d'eau de 0,5 m qui rejoint le bâtiment dans le *cas C*, tandis que la maille devient sèche. Pour établir la solution de référence, un schéma de résolution explicite a été utilisé. Les équations suivantes permettent de calculer la hauteur d'eau de proche en proche à partir de la hauteur d'eau initiale imposée :

$$h_r^{n+1} = h_r^n - \frac{Q^n}{A} \Delta t \quad (2.50)$$

$$h_b^{n+1} = h_b^n + \frac{Q^n}{A_b} \Delta t \quad (2.51)$$

où  $Q^n$  est calculé à l'aide de l'équation 3.35. Le pas de temps de stockage s'élève à  $\Delta t_s = 0,01$  s. Le calcul est réalisé jusqu'à  $t_{fin} = 1000$  s.

TABLEAU 9 : Données des tests cherchant à reproduire un état d'équilibre

	$L$	$z_{b,r}$	$z_{b,b}$	$z_{b,s}$	$h_r$	$h_b$	état final attendu
<i>cas B</i>	1,2 m	0 m	0 m	1 m	1,01 m	0 m	$h_r = 1$ m, $h_b = 0,01$ m
<i>cas C</i>	0,9 m	1 m	0 m	0 m	0,5 m	0 m	$h_r = 0$ m, $h_b = 0,5$ m

Les résultats du *cas B* sont visibles sur la figure 2.27. La solution numérique suit la solution de référence et converge vers l'état final attendu. La hauteur amont diminue et celle à l'aval augmente en toute cohérence. Le débit diminue de façon asymptotique. Le débit converge vers 0 et vaut  $2,1 \cdot 10^{-5}$  m<sup>3</sup>/s à la fin de la simulation. La hauteur dans la rue se rapproche de la hauteur analytique sans y être tout à fait à la fin de la simulation ( $h_r = 1,0005$  m à  $t = 1000$  s). Dans le bâtiment, la hauteur vaut  $h_b = 0,0095$  m à la fin de la simulation, correspondant bien au 0,0005 m d'eau qui ont quitté la maille.

Les courbes de débit et de hauteurs du *cas C* sont présentées sur la figure 2.28. Les résultats numériques sont conformes à la solution de référence et convergent vers l'état final attendu. Sans surprise, la hauteur dans la rue diminue, celle de la rue augmente et le débit diminue. La hauteur dans la rue converge vers 0 mais vaut encore  $h_r = 1,5 \cdot 10^{-3}$  m à  $t = 1000$  s. Dans le bâtiment, la hauteur converge vers la hauteur finale attendue et s'élève à 0,499 m à la fin de la simulation. Le débit converge vers 0 et vaut encore  $6,9 \cdot 10^{-5}$  m<sup>3</sup>/s à l'état final. Les résultats numériques sont conformes aux calculs théoriques dans ces deux cas tests.

## 2.4.2 Changements de loi

Ce test propose de modéliser la vidange d'une maille de rue dans le bâtiment jusqu'à ce que l'équilibre des niveaux d'eau soit atteint. Les hauteurs d'eau dans

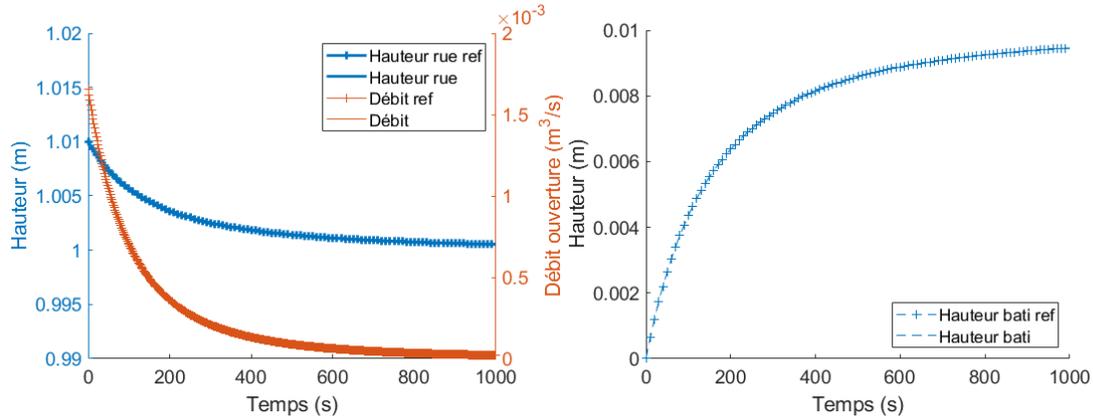


FIGURE 2.27 : Évolution de la hauteur et du débit pour le remplissage d'un bâtiment jusqu'à ce que le niveau de la rue devienne inférieur à la cote du seuil (*cas B*). Les courbes simulées se superposent aux courbes de références.

la rue et dans le bâtiment évoluant au cours du temps, plusieurs lois de débit sont successivement appelées par le code (voir section 3.3). Ce test cherche à observer les changements de loi.

Pour cela, une maille de rue fermée par quatre interfaces imperméables est connectée à un bâtiment d'une surface similaire ( $A = A_b = 25 \text{ m}^2$ ). La rue et le bâtiment sont à une cote sol identique ( $z_{b,r} = z_{b,b} = 0 \text{ m}$ ). L'ouverture est assimilable à une fenêtre, large de  $L_o = 1,2 \text{ m}$ , haute de  $h_o = 2,00 \text{ m}$  (légèrement plus haute par rapport aux valeurs standards présentées dans le tableau 4, cette ouverture s'assimilerait donc plutôt à une fenêtre sur-mesure). Le seuil de l'ouverture est à une cote  $z_{b,s} = 1 \text{ m}$ . Une hauteur initiale dans la rue  $h_r = 5 \text{ m}$  et  $h_b = 0 \text{ m}$  dans le bâtiment sont employées. Les hauteurs initiales et la hauteur de la fenêtre sont déterminées de sorte à balayer le plus de changements de loi possibles. La hauteur d'équilibre attendue est  $h_r = h_b = 2,5 \text{ m}$ , puisque les deux compartiments sont identiques, le volume disponible dans la maille de rue devrait se répartir équitablement entre les deux compartiments à un niveau supérieur à celui du seuil. La solution de référence pour les hauteurs est calculée à l'aide des équations 2.50 et 2.51. Pour le débit de référence, les équations 3.35 à 3.38 sont utilisées. Le pas de temps de stockage vaut  $\Delta t_s = 0,01 \text{ s}$ . La simulation dure 30 s.

La figure 2.30 présente l'évolution des hauteurs dans la rue et le bâtiment sur l'axe des ordonnées de gauche et le débit à travers l'ouverture sur celui de droite, pour la référence notée *ref* et les résultats numériques. Les courbes de référence et celles du modèle se suivent. La hauteur d'eau dans la rue à l'amont diminue et celle dans le bâtiment à l'aval diminue, ce qui est cohérent avec l'évolution attendue. Le débit diminue et change brutalement aux changements de loi (voir tableau 10). Le débit est plus grand avec la formule d'orifice partiellement noyé qu'avec la formule d'orifice dénoyé car le coefficient de débit est plus grand (voir éq. (3.38) et (3.39)). Les hauteurs convergent et atteignent la valeur d'équilibre attendue  $h_r = h_b = 2,50 \text{ m}$

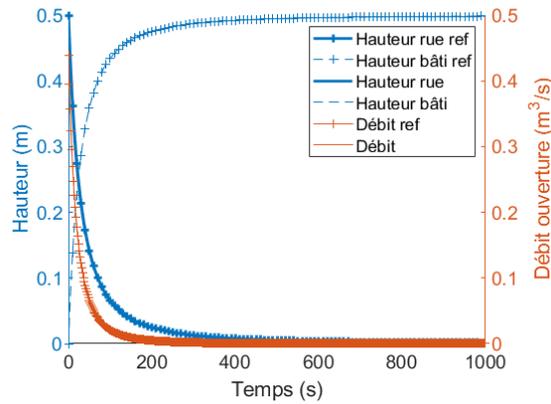


FIGURE 2.28 : Évolution de la hauteur et du débit dans le cas du remplissage d'un bâtiment jusqu'à assèchement de la rue (*cas C*). Les courbes simulées se superposent aux courbes de références.

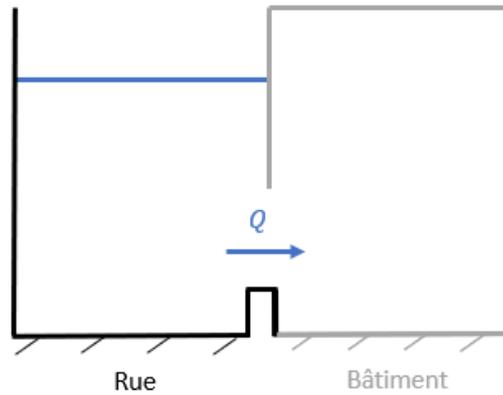


FIGURE 2.29 : Schéma du remplissage d'un bâtiment à partir d'une rue aux quatre conditions limite imperméables

à  $t = 13$  s. Le débit converge et atteint  $Q = 0$  m<sup>3</sup>/s à la même date. L'évolution des hauteurs et des débits simulés sont conformes aux résultats théoriques. Ce test démontre par la même occasion que les lois élaborées dans le chapitre 3 sont discontinues.

### 2.4.3 Court-circuit

Dans ce cas test, deux rues sont reliées par un bâtiment (voir figure 2.31). Le bâtiment dévie donc l'eau de la rue dont la hauteur d'eau est la plus importante vers celle pour laquelle le niveau d'eau est plus faible. En appliquant une différence de hauteur d'eau d'un côté et de l'autre de la rue, un gradient se forme et la maison joue le rôle de court-circuit. L'objectif du cas test est d'observer l'état d'équilibre qui se met en place dans le bâtiment.

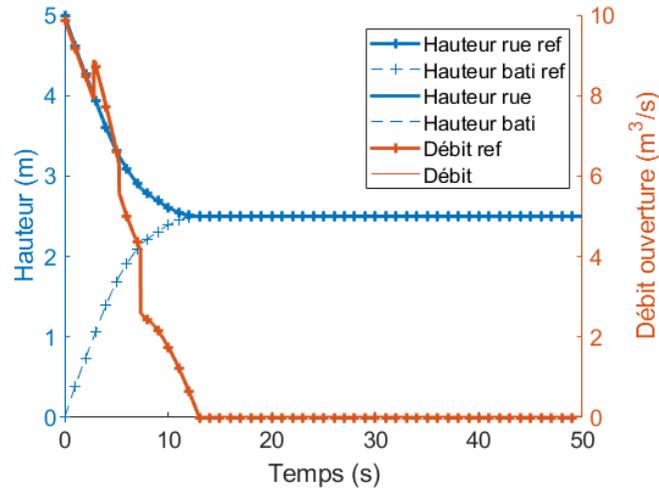


FIGURE 2.30 : Échanges rue-bâti entre une maille imperméable et un bâtiment. La référence *ref* correspond à la solution analytique. Les courbes simulées se superposent aux courbes de références.

TABLEAU 10 : Détails des lois de débit utilisées pour le test de validation d'échanges rue-bâti

Temps	Loi
de 0,01 s à 2,99 s	Orifice dénoyé
de 3,00 s à 5,39 s	Orifice partiellement noyé
de 5,40 s à 7,39 s	Seuil dénoyé
à partir de 7,40 s	Seuil noyé

Deux mailles de rue de surface  $A = 25 \text{ m}^2$  sont séparées par une distance de 5 m et n'ont aucune interface en commun. Leur cote au sol est nulle ( $z_{b,r1} = z_{b,r2} = 0$ ). Le bâtiment a une surface  $A_b = 25 \text{ m}^2$  et une cote au sol également nulle ( $z_{b,b} = 0 \text{ m}$ ). Pour établir un gradient de hauteur, un niveau d'eau constant et unique dans chacune des cellules est maintenu, avec une hauteur d'eau imposée aux quatre interfaces de la maille. Une hauteur initiale de 3 m est disposée dans la maille *Rue 1* et de 2 m dans *Rue 2*. Le bâtiment comporte deux ouvertures dont chacune d'elle est connectée à une maille de rue différente. La largeur et la hauteur de seuil ont été choisies arbitrairement dans le seul but d'avoir deux ouvertures avec des dimensions différentes :  $L_1 = 0,9 \text{ m}$ ,  $h_{s1} = 0 \text{ m}$  sont les dimensions de l'ouverture reliant le bâtiment à *Rue 1* et  $L_2 = 1,2 \text{ m}$ ,  $h_{s2} = 0,5 \text{ m}$ . Les hauteurs des deux ouvertures sont prises très grandes pour que seules les lois de seuil soient utilisées par le code ( $h_{o1} = h_{o2} = 5 \text{ m}$ ) (voir section 3.3). Le débit  $Q_1$  transite entre *Rue 1* et le bâtiment, et  $Q_2$  entre le bâtiment et *Rue 2*.

Plusieurs lois de débit étant nécessaires pour calculer  $Q_1$  et  $Q_2$ , il n'est *a priori* pas évident de déduire simplement le niveau d'équilibre atteint dans le bâtiment.

Dans la *Rue 1*, une hauteur de 3 m est fixée et dans *Rue 2* un niveau de 2 m. La solution de référence pour les hauteurs n'est pas calculée à chaque pas de temps. En effet, dans le code de calcul, la hauteur d'eau ne peut pas être imposée dans une maille, par conséquent le niveau d'eau à l'intérieur des *Rues 1* et *2* va varier au moins légèrement cours de la simulation. Calculer la solution analytique peut se faire en fixant les hauteurs d'eau dans les deux mailles et puisque les résultats sont forcément différents des variables simulées, il n'y a aucun intérêt à les comparer. Quant au débit d'échange, il est calculé à partir des équations (3.35) et (3.36). Le pas de temps de stockage vaut  $\Delta t_s = 0,01$  s. La simulation dure 50 s.

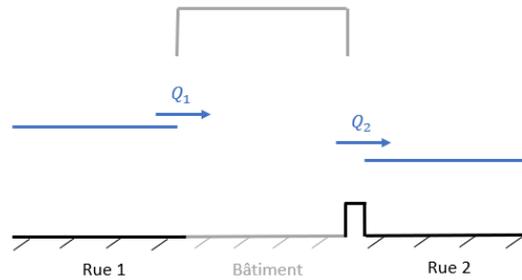


FIGURE 2.31 : Schéma d'un bâtiment traversé par les écoulements

Les résultats sont présentés sur la figure 2.32a pour les hauteurs. De façon cohérente, le niveau d'eau augmente dans le bâtiment jusqu'à tendre vers une hauteur d'équilibre  $h_b = 2,62$  m à partir d'environ 25 s. Entre 45 et 50 s, la hauteur varie de moins de  $1.10^{-3}$  m. Le niveau est bien compris entre ceux de *Rue 1* et de *Rue 2*. Dans les mailles, la hauteur d'eau varie légèrement, comme attendu.

Les débits sont décrits dans la figure 2.32b. Les courbes bleue et rouge sont toutes les deux décroissantes et la tendance suivie est similaire. Sur une durée de quelques secondes, le débit diminue très lentement, puis une cassure apparaît, témoin du changement de formule de débit de seuil dénoyé (éq. (3.35)) et seuil noyé (éq. (3.36)) qui se produit d'abord pour  $Q_2$  (à 4 s) puis pour  $Q_1$  (à 5 s). Le débit diminue ensuite jusqu'à converger vers une valeur d'équilibre. La courbe bleue est toujours positive, signe que le débit ne fait qu'entrer par la maille *Rue 1*. La courbe rouge est positive jusqu'à 5,9 s puis négative, c'est alors le bâtiment qui se vide en direction de *Rue 2*.

Puisque les dimensions des ouvertures diffèrent, le débit d'échange est propre à chacune d'elle au début de la simulation. Les sommes des débits qui transitent aux quatre conditions aux limites de chaque cellule ( $Q_{rue1}$  et  $Q_{rue2}$ ) sont tracés en noir sur la figure 2.32b. De manière cohérente, la valeur d'équilibre est identique au niveau des conditions aux limites et des connexions. En valeur absolue, ils sont tous identiques et le débit vaut  $3,16$   $m^3/s$  à la fin de la simulation. Entre 45 et 50 s, les débits varient de moins de  $1.10^{-3}$   $m^3/s$ . Dans ce test, le bâtiment dévie une partie de l'écoulement d'une maille vers une autre et son débit se stabilise bien entre les deux niveaux d'eau rencontrés dans chacune des mailles.

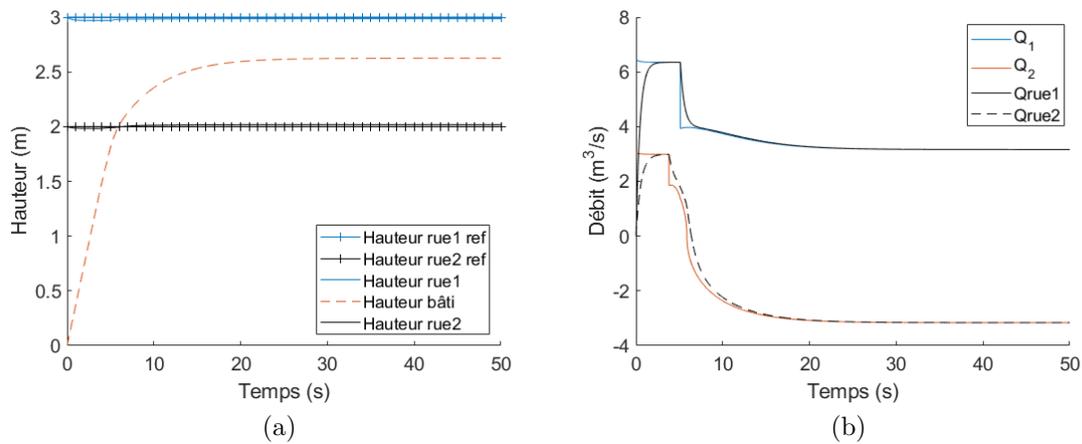


FIGURE 2.32 : Évolution des hauteurs et des débits dans le cas d'un bâtiment traversant

## 2.5 Conclusion

Ce chapitre répond à un des objectifs de cette thèse en proposant un nouveau modèle d'inondation urbaine capable de prendre en compte les échanges rue-bâti. Ce modèle représente les bâtiments comme des réservoirs avec lesquels la rue communique. Les équations de Saint-Venant 2D sont modifiées à travers l'intégration d'un nouveau terme source capable de représenter les variations de la quantité de mouvement et de la masse induites par les échanges avec les bâtiments. Des tests numériques sont réalisés pour vérifier l'efficacité du code.

Les échanges sont contrôlés par les lois de débit présentées dans le chapitre 3 suivant. Deux corrections de débit sont mises en place pour éviter des phénomènes non physiques qui résultent du schéma explicite et du pas de temps fixé par la partie hyperbolique. Un impact de l'algorithme présenté est que l'ordre dans lequel sont appelés les ouvertures a une importance sur les résultats. Il semble *a priori* difficile de proposer une façon simple d'évaluer l'impact de l'ordre. D'autres solutions auraient pu être proposées (un algorithme qui calcule le sens de l'écoulement par exemple), mais celles-ci occasionneraient d'autres contraintes (préparation des données, complexité du code, coût de calcul...).

Pour valider un modèle, il est possible de faire appel à des données historiques ou à des données expérimentales. Dans l'étude bibliographique du chapitre 1, il a été démontré que les données réelles sont insuffisantes et qu'une seule expérience mesure la hauteur d'eau dans le bâtiment et le débit d'échange [87]. Les résultats des travaux de [87] n'ont pas été simulés avec le modèle d'échange rue-bâti car valider le modèle sur un prototype n'induit pas que celui-ci est aussi validé à l'échelle réelle (voir section 1.2.3.3). Le modèle n'est donc pas validé.



# Chapitre 3

## Lois d'échanges à travers une porte et une fenêtre

Dans cette thèse, un nouveau modèle 2D est proposé pour prendre en compte les échanges rue-bâti lors d'une inondation urbaine (voir chapitre 2). Ce modèle fait appel à une ou des lois permettant de calculer le débit volumique échangé à travers une ouverture entre la rue et un bâtiment (ou entre deux bâtiments). Les ouvertures considérées dans ce travail se limitent aux portes et fenêtres (voir section 1.4).

Dans la littérature, il n'existe *a priori* pas de loi pour caractériser le débit qui transite par les portes et les fenêtres. Néanmoins, les configurations rencontrées au droit de ces ouvertures présentent des similarités avec les écoulements aux abords des seuils ou des orifices (voir section 1.4.2). Les lois existantes pour les seuils et orifices pourraient donc être utilisées pour calculer le débit à travers ces ouvertures. Ces lois, basées sur leurs hypothèses propres, conduisent à des formulations mathématiques différentes de l'expression du débit et font intervenir un coefficient de débit calibré sur des données expérimentales ou issues de la modélisation (voir section 1.4.3). Ce coefficient est généralement variable en fonction de la géométrie, même si la formulation mathématique globale ne change pas.

En supposant que les lois de seuil et d'orifice, ainsi que les hypothèses qui les sous-tendent sont valables pour calculer le débit à travers une ouverture, deux questions se posent :

- quelle erreur est commise sur le débit d'échange à travers une porte ou une fenêtre en estimant ce dernier à partir des lois de seuil et d'orifice ?
- quelle valeur faut-il employer pour le coefficient de débit ?

La modélisation 3D a été privilégiée à une approche expérimentale pour répondre à ces questions. C'est en effet une approche couramment employée pour caractériser le fonctionnement hydraulique d'ouvrages complexes [71, 31]. Comme l'expérimental, la modélisation 3D peut être empreinte d'erreurs par rapport à la réalité, notamment du fait des choix dans la paramétrisation physique du modèle et d'approximations numériques.

Ce chapitre est découpé en deux sections. La première section est dédiée à la reproduction numérique en 3D d'une expérience afin d'évaluer les capacités de la simulation pour reproduire les échanges à travers une ouverture. Dans un second temps, un jeu de configurations réelles d'ouverture est proposé pour déterminer le coefficient de débit des lois de seuil et d'orifice, dans le but de proposer des

lois d'échanges pour les portes et les fenêtres à partir des lois existantes. L'erreur commise sur le débit d'ouverture sera estimée, ce qui permettra par la suite d'évaluer la sensibilité des résultats aux lois d'échanges.

## 3.1 Modélisation 3D d'un pilote expérimental

La modélisation tridimensionnelle est envisagée pour établir les lois de débit à travers les portes et les fenêtres. Avant de construire ces lois, il est nécessaire d'évaluer les capacités du modèle numérique à reproduire la réalité. Pour cela, une configuration expérimentale est reproduite numériquement, à défaut de disposer d'une configuration réelle suffisamment détaillée.

Le Laboratoire de Mécanique des Fluides et d'Acoustique (LMFA) de l'INSA Lyon a réalisé une campagne de mesures sur une rue synthétique connectée à un bâtiment par une porte ou une fenêtre [98]. Le dispositif est modélisé et les résultats numériques sont confrontés aux résultats expérimentaux pour quantifier les erreurs générées sur le débit d'ouverture et les hauteurs d'eau simulées.

### 3.1.1 Dispositif expérimental

#### 3.1.1.1 Géométrie

Le pilote du LMFA est une maquette à l'échelle 1/12 d'une rue et d'un bâtiment, représentés par deux canaux rectilignes à surface libre (voir figure 3.1). Le prototype est décrit dans [98] : l'eau est injectée à l'amont de la rue et une ouverture latérale permet qu'une partie de l'écoulement rejoigne le bâtiment (voir figures 3.1 et 3.2). Le débit amont  $Q_{injecté}$  se sépare donc en deux :  $Q_{av,rue}$  en sortie de la rue et  $Q_{av,bâti}$  en sortie du bâtiment.

Le dispositif mesure environ 10 m de long par 2 m de large. Les dimensions principales sont présentées dans le tableau 11 et sur la figure 3.2 (voir [98] pour plus de mesures). Les parois latérales et le fond des canaux sont en PVC. Une pente longitudinale moyenne de  $i = 0,18 \%$  est appliquée. Les trottoirs de la rue ne sont pas représentés. Les auteurs rapportent que le pilote présente quelques variations topographiques, avec un creusement entre les traverses métalliques qui s'est développé avec le temps (non présenté dans l'article). La figure 3.3 expose le profil en long théorique du canal avec une pente moyenne de  $0,18 \%$  et la topographie réelle mesurée avec un espacement de 5 cm par les expérimentateurs. Les différences entre le profil théorique et les mesures sont comprises entre  $-0,5$  et  $0,3$  cm. Les hauteurs d'eau dans le canal étant comprises entre 3 et 10 cm dans les expériences réalisées (voir section 3.1.1.3), calculer la hauteur d'eau dans le canal à partir de la topographie théorique pourrait engendrer une erreur s'élevant jusqu'à 17 % par rapport à la hauteur d'eau réelle atteinte dans le canal. Ces disparités locales n'ont pas été représentées dans la modélisation 3D car elles n'ont pas été faites sur l'ensemble du canal.



(a)



(b)



(c)

FIGURE 3.1 : Photo du pilote expérimental. (a) Vue du pilote depuis l'aval. (b) Porte. (c) Fenêtre. (Source : Mignot, E., présentation du 19/05/2022 dans le cadre d'une rencontre de l'équipe de l'ANR DEUFI)

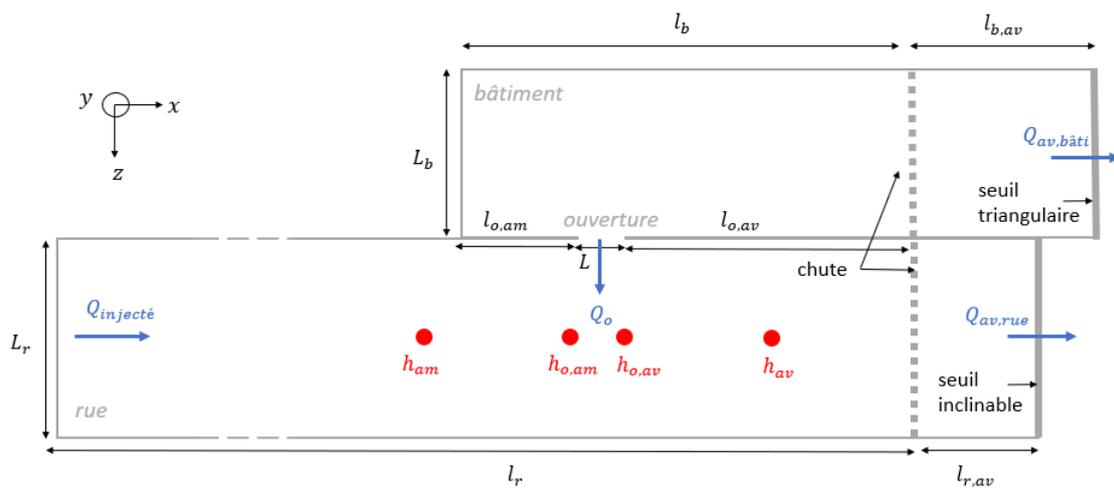


FIGURE 3.2 : Schéma du pilote expérimental

TABLEAU 11 : Dimensions du pilote expérimental, d'après [98] (voir figure 3.2)

Symbole	Description	Valeur ( mm)
$l_r$	Longueur du canal rue	8000
$l_b$	Longueur du canal bâti	2840
$L_r$	Largeur du canal rue	790
$L_b$	Largeur du canal bâti	400
$l_{r,aval}$	Longueur entre la chute et le seuil inclinable de la rue	350
$l_{b,aval}$	Longueur entre la chute et le seuil triangulaire du bâtiment	480
$l_{o,am}$	Longueur entre la 1ère façade du bâtiment et l'amont ouverture	<i>Porte : 300,5</i> <i>Fenêtre : 263</i>
$l_{o,av}$	Longueur entre l'aval de l'ouverture et la chute	<i>Porte : 2460,5</i> <i>Fenêtre : 2423</i>

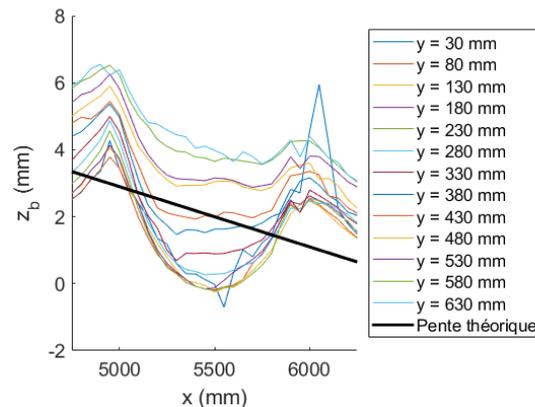


FIGURE 3.3 : Profil en long de la cote du fond de la rue

Le débit  $Q_{injecté}$  est permanent dans toutes les expériences conduites. Une chute d'eau est disposée à l'aval de la rue, suivie d'un seuil inclinable (voir figure 3.4a). La chute permet que le seuil n'influence pas l'écoulement à l'amont du seuil lorsque ce dernier est au plus bas. Le seuil est réglable afin de contrôler le niveau d'eau dans la rue. L'ouverture latérale débouche sur un second canal, plus court, représentant un bâtiment. Le bâtiment se termine par une chute et un seuil triangulaire (voir figure 3.4b). La chute permet d'éviter une influence de l'écoulement à l'aval du seuil sur l'écoulement à l'amont de celui-ci. Dans chaque expérience, le débit  $Q_{injecté}$  ainsi que la hauteur du seuil inclinable à l'aval de la rue varient dans le but de balayer au moins deux nombres de Froude et deux hauteurs d'eau dans la rue différentes (valeurs présentées dans la section 3.1.1.3).

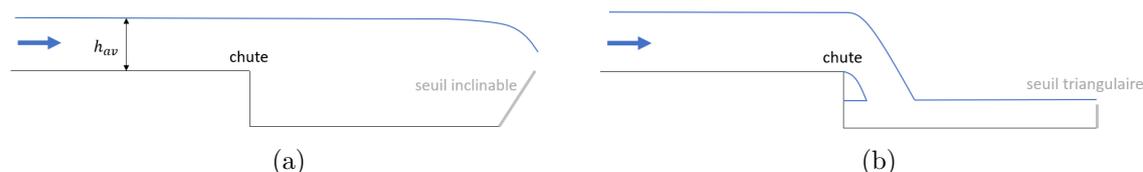


FIGURE 3.4 : Conditions aux limites aval du pilote expérimental. (a) Rue. (b) Bâtiment.

### 3.1.1.2 Mesures

Le débit  $Q_{av,bâti}$  qui sort du bâtiment est mesuré à l'aval grâce au seuil triangulaire dont la courbe de tarage est préalablement construite par les expérimentateurs. L'incertitude sur le débit  $Q_{av,bâti}$  n'est pas précisée par les auteurs.  $Q_{av,rue}$  est le débit sortant du canal rue rue, qui est déduit de  $Q_{injecté} - Q_{av,bâti}$ . Le débit  $Q_{injecté}$  est estimé avec une incertitude sur le débit de 0,05 l/s pour les débits inférieurs à 5 l/s et de 0,2 l/s au-delà [98]. Les hauteurs d'eau dans le canal à l'amont, à l'aval ( $h_{am}$ ,  $h_{av}$ ), ainsi qu'à proximité de l'ouverture ( $h_{o,am}$ ,  $h_{o,av}$ ) sont mesurées (voir figure 3.2 et tableau 12 pour les coordonnées). Les appareils de mesure permettent d'obtenir des hauteurs précises jusqu'au centième de millimètre d'après les auteurs [98]. Cette précision semble très petite, car il y a toujours une petite variation de la surface libre empêchant de descendre *a priori* à un tel niveau de précision (ordre de grandeur quelques millimètres au moins). La hauteur dans le bâtiment n'est pas mesurée vu l'objectif dans lequel les expériences ont été faites (voir section 3.1.1.3).

TABLEAU 12 : Coordonnées des points d'observation de la hauteur d'eau, d'après [98] (dimensions en mm)

	Porte	Fenêtre
$h_{am}$	(4500; 395; 0)	
$h_{o,am}$	(5460, 5; 395; 0)	(5423; 395; 0)
$h_{o,av}$	(5539, 5; 395; 0)	(5577; 395; 0)
$h_{av}$	(6500; 395; 0)	

### 3.1.1.3 Configurations testées

Les expériences conduites au LMFA visaient à caractériser l'effet des obstacles dans la rue (escalier, véhicule, grillage...) sur le débit transitant l'ouverture. Parmi les différentes expériences qui ont été réalisées sur le canal du LMFA, certaines font appel à une ouverture assimilable à une porte ou à une fenêtre et pour lesquelles aucun obstacle n'est disposé dans la rue. Ce sont ces configurations qui sont étudiées en 3D. La figure 3.5 décrit les dimensions des ouvertures modélisées.



FIGURE 3.5 : Schéma des ouvertures du pilote expérimental, d'après [98] (dimensions en mm). (a) Fenêtre. (b) Porte.

Les configurations testées sont reprises dans le tableau 13 dont le nom permet d'identifier le type d'ouverture représenté (*Fenêtre/Porte*) et le débit  $Q_{injecté}$  (de  $F1$  à  $F5$ ). Les débits vont de 2 à 46 l/s. Il y a deux débits d'entrée qui sont introduits dans la configuration *Fenêtre* et quatre pour la *Porte*. Le tableau 13 expose également le nombre de Froude théorique  $Fr_{théo}$  tel que :

$$Fr_{théo} = \frac{Q_{injecté}}{L_r h_{am} \sqrt{g h_{am}}} \quad (3.1)$$

où  $g$  est la constante gravitationnelle et  $L_r$  la largeur de la rue. Deux nombres de Froude sont testés et la valeur maximale atteint 0,5. Il manque donc des configurations en régime torrentiel ( $Fr > 1$ ). La dernière colonne présente la hauteur à l'amont du canal rue  $h_{am}$  correspondant au  $Fr$  désiré. Ces hauteurs sont soit de l'ordre de 3 cm, soit de 10 cm. Dans les configurations réalisées, la hauteur maximale dans la rue ne dépasse jamais la hauteur de l'ouverture (les lois d'orifice ne sont donc pas valides, voir section 1.4.3.2). Finalement, pour la fenêtre il y a deux configurations testées correspondant à deux nombres de Froude différents et une hauteur d'eau similaire. Pour la porte, les quatre configurations permettent de balayer deux nombres de Froude et deux hauteurs d'eau.

TABLEAU 13 : Débit injecté, nombre de Froude théorique (voir éq. (3.1)) et hauteur d'eau à l'amont de la rue pour les différentes configurations modélisées

	$Q_{injecté}$ (l/s)	$Fr_{théo}$ (-)	$h_{am}$ (m)
<i>Fenêtre F2</i>	17,6	0,20	0,108
<i>Fenêtre F5</i>	46,0	0,52	0,108
<i>Porte F1</i>	2,0	0,20	0,025
<i>Porte F2</i>	17,6	0,20	0,108
<i>Porte F3</i>	5,4	0,55	0,025
<i>Porte F4</i>	36,7	0,55	0,090

## 3.1.2 Construction du modèle numérique

### 3.1.2.1 Résolution numérique

OpenFOAM est un logiciel de simulation de la mécanique des fluides. Ce logiciel a été utilisé pour la modélisation en 3D car c'est un logiciel gratuit, disposant d'une grande communauté d'utilisateurs avec lesquels il est facile d'entrer en contact en cas de difficultés. Le solveur interFoam est utilisé dans cette étude, car il est adapté aux écoulements de fluides incompressibles et non miscibles<sup>1</sup>.

Le solveur résout les équations de Navier-Stokes qui décrivent l'évolution de l'écoulement dans les trois dimensions de l'espace. Elles sont issues de la loi de conservation de la masse (équation (3.2a)), et de la loi de la conservation de la quantité de mouvement (équations (3.2b), (3.2c) et (3.2d)) :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \text{div}(\rho \vec{u}) = 0 \quad (3.2a)$$

$$\frac{\partial \rho u_x}{\partial t} + \text{div}(\rho u_x \vec{u}) = \frac{\partial P}{\partial x} + \text{div}(\overline{\mu \text{grad}(u_x)}) \quad (3.2b)$$

$$\frac{\partial \rho u_y}{\partial t} + \text{div}(\rho u_y \vec{u}) = \frac{\partial P}{\partial y} + \text{div}(\overline{\mu \text{grad}(u_y)}) \quad (3.2c)$$

$$\frac{\partial \rho u_z}{\partial t} + \text{div}(\rho u_z \vec{u}) = \frac{\partial P}{\partial z} + \text{div}(\overline{\mu \text{grad}(u_z)}) + g \quad (3.2d)$$

où  $\mu$  est la viscosité dynamique du fluide,  $\rho$  sa masse volumique,  $\vec{u} = (u_x, u_y, u_z)$  le vecteur vitesse et  $P$  la pression.

Son algorithme de résolution est basé sur la méthode VOF (*volum of fluid*), avec laquelle la fraction volumique relative des deux phases air/eau est déterminée à l'intérieur de chaque maille sous la forme d'un coefficient  $\alpha$ . Lorsque la cellule n'est occupée que par la phase liquide (de l'eau dans notre cas),  $\alpha = 1$ . Si elle n'est occupée que par du gaz (de l'air), alors  $\alpha = 0$ . La surface libre est localisée au niveau des cellules composées de liquide et de gaz et pour lesquelles  $0 < \alpha < 1$ . La figure 3.6 représente le coefficient  $\alpha$  dans la section en travers du canal de la rue où la hauteur  $h_{av}$  est calculée dans la simulation *Porte F1*. L'axe  $z$  est dans le sens de la largeur du canal, tandis que l'axe  $y$  est orienté vers le haut et indique la hauteur de l'écoulement. Il y a 1 cellule pour laquelle  $0 < \alpha < 1$  (avec une tolérance de 0,01 sur la valeur de  $\alpha$ ). Le modèle donne  $\alpha = 0,43$  et la cote de la surface libre calculée par la fonction de post-traitement correspond bien à 43 % de la maille inférieure occupée par de l'eau ( $0,030 + (0,045 - 0,030) * \frac{43}{100} = 0,03645$  m) à  $\pm 0,2$  mm, le pourcentage restant étant de l'air.

1. <https://www.openfoam.com/documentation/guides/latest/doc/guide-applications-solvers-multiphase-interFoam.html>

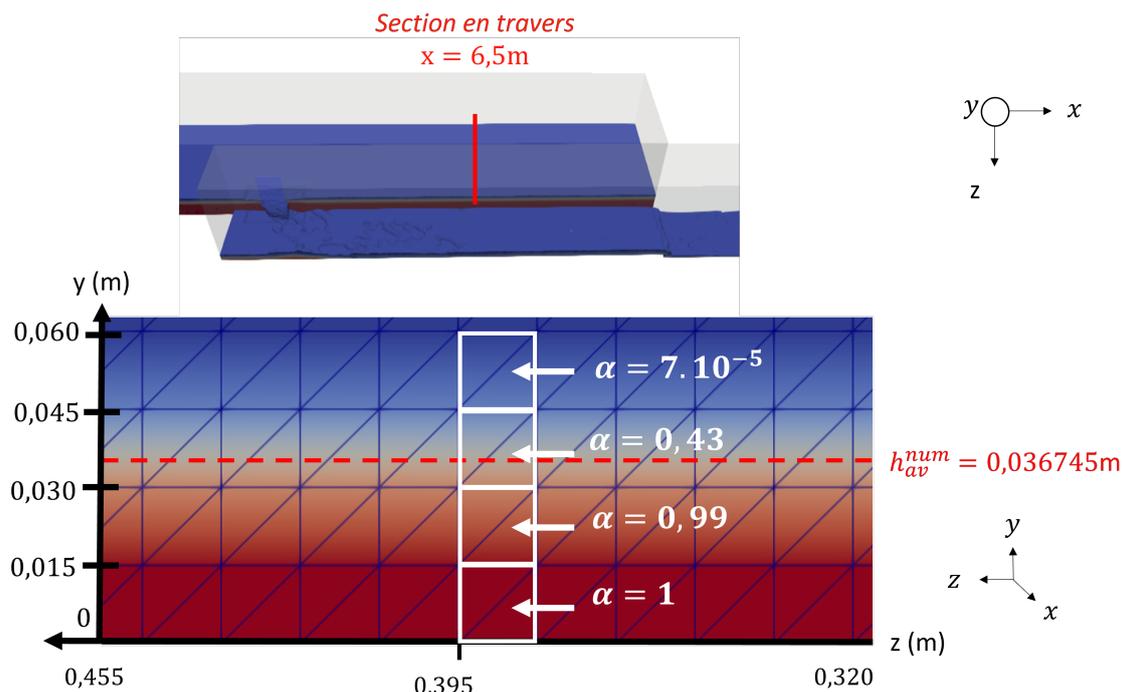


FIGURE 3.6 : Coefficient  $\alpha$  de la simulation *Porte F1* dans une colonne d'eau au sein d'une section en travers du canal de la rue correspondant à la coordonnée  $x$  le long de laquelle la hauteur  $h_{av}$  est mesurée. Les cellules du canal sont cubiques et les diagonales tracées sur la figure sont seulement une conséquence de l'outil de visualisation

### 3.1.2.2 Turbulence

Le modèle de turbulence k-omega SST (Shear Stress Transport) est utilisé dans cette étude, en accord avec le tutoriel d'écoulement en canal ouvert *waterChannel* proposé par le logiciel parmi les tutoriels accompagnant l'utilisation du solveur interFoam<sup>2</sup> et en conservant sa paramétrisation ( $k = 1, 10^{-4} \text{m}^2/\text{s}^2$  et  $\omega = 3, 10^{-3} \text{s}^{-1}$ ). Des publications récentes font appel à ce modèle pour représenter l'écoulement dans des canaux par dessus des seuils [71] et dans des structures hydrauliques complexes [32, 54]. Une analyse de sensibilité aux paramètres aurait permis d'affiner le choix du modèle de turbulence et des paramètres en quantifiant leur influence sur les résultats.

### 3.1.2.3 Maillage

La géométrie présentée dans la section 3.1.1 est maillée du point d'injection à l'amont des chutes (jusqu'à 8000 mm). Le domaine d'étude est découpé en mailles cubiques mesurant 1,5 cm de côté. Le maillage est raffiné au niveau de l'ouverture

2. \$FOAM\_TUTORIALS/multiphase/interFoam/waterChannel

où les cellules mesurent 0,75 cm de côté. Le maillage compte environ 1,5 millions de mailles (voir figure 3.7).

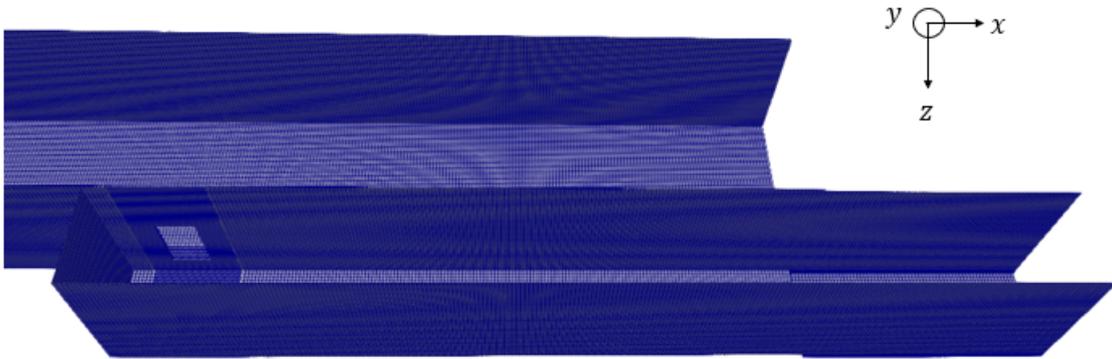


FIGURE 3.7 : Maillage du pilote à partir de  $x = 5000$  mm

### 3.1.2.4 Conditions limites

A l'amont, le débit permanent  $Q_{injecté}$  est injecté sur une section en travers du canal. Cette section est définie par la largeur du canal, sur la hauteur  $h_{am}$  mesurée expérimentalement. D'après les images des expériences, il semble raisonnable de supposer que la surface libre varie peu aux abords de la chute à l'aval de la rue. On suppose que la surface libre est horizontale à cet endroit, c'est pour cette raison qu'une pression uniforme égale à 0 a été appliquée à la sortie de la rue, avec un gradient de vitesse nul dans la direction de l'écoulement (la chute et le seuil inclinable ne sont donc pas représentés).

A l'aval du bâtiment, un décrochement du fond de 10 cm a été modélisé à partir de  $x = 8000$  mm pour garantir que l'écoulement à l'aval n'influence pas l'écoulement dans le bâtiment de manière conforme au prototype. Une longueur de 1 m est ajoutée après le décrochement avec une condition limite aval de type gradient nul sur la vitesse et la pression au bout du canal dans le sens de l'écoulement. L'aval du canal bâtiment se positionne donc à 9000 mm. Le fonctionnement hydrodynamique sur la chute est calculé par le modèle et la condition limite aval disposée après celle-ci n'influence donc pas les résultats (on a pris soin de vérifier que la cote à l'aval du décrochement ne dépasse pas la hauteur de la chute). Sur le reste du domaine, une condition de type « mur » est appliquée sur toutes les autres parois et une condition limite de type « atmosphère » est appliquée sur la paroi supérieure. Pour gagner du temps de simulation, le canal côté rue est prérempli avec la hauteur d'eau  $h_{am}$  mesurée expérimentalement (voir tableau 13). La vitesse de l'eau dans le canal à l'état initial est nulle. Le canal est sec partout ailleurs.

### 3.1.2.5 Durée de simulation

On souhaite que les simulations durent suffisamment longtemps pour que le régime permanent soit atteint et ainsi pouvoir comparer les données numériques avec les données expérimentales. Pour cela, les débits et les hauteurs sont analysés au cours du temps dans la section 3.1.3. L'étude montre que des oscillations persistent en fin de simulation pour les débits sortants et les hauteurs d'eau dans le canal rue. Toutes les simulations ont été réalisées sur une durée initiale de  $t_{fin} = 150$  s. Les erreurs résiduelles sur les débits sortants et les hauteurs dans le canal rue ont été calculées à partir de la formule suivante :

$$Err_G^t = \max \left( \frac{G_{moy}^t - G_{min}^t}{G_{moy}^t}, \frac{G_{max}^t - G_{moy}^t}{G_{moy}^t} \right) \quad (3.3)$$

où  $G$  désigne une grandeur quelconque parmi  $Q_{av,rue}$ ,  $Q_{av,bâti}$ ,  $h_{am}$ ,  $h_{av}$ ,  $h_{o,am}$  et  $h_{o,av}$ .  $G_{min}^t$ ,  $G_{max}^t$  et  $G_{moy}^t$  représentent respectivement la valeur minimale, maximale et moyenne de la grandeur  $G$  relevée sur les 50 dernières secondes de simulation. Dans le cas où au moins une de ces erreurs excède 20 %, alors la durée de simulation est prolongée vers une durée estimée permettant de réduire suffisamment l'amplitude des oscillations. Les erreurs résiduelles sur les débits et les hauteurs sont exposées dans le tableau 14. Les durées de simulation sont comprises entre 150 et 300 s. L'utilisation de cette méthode permet d'aboutir à une erreur de  $+/- 9$  % sur le débit  $Q_{av,rue}$ ,  $+/- 15$  % sur le débit  $Q_{av,bâti}$  et de  $+/- 4$  % sur les hauteurs dans le canal rue. On remarque que l'erreur sur le débit  $Q_{av,bâti}$  est plus grande que celle sur  $Q_{av,rue}$ . Ceci pourrait s'expliquer par les mouvements de recirculation qui se mettent en place à l'intérieur du bâtiment (voir figure A.6 en annexe A.2 d'une simulation à échelle réelle réalisée dans le cadre de la section 3.1) et qui rendent plus difficile la stabilisation des débits de sortie.

Les calculs sont réalisés sur le serveur de l'Université de Strasbourg en parallèle sur 60 cœurs. Le calcul dure par exemple 10 h pour 300 s de simulation. Le pas de temps de calcul est fixé à  $\Delta t = 0,02$  s et le pas de temps de stockage vaut  $\Delta t_s = 10$  s.

TABLEAU 14 : Temps de simulation, erreur résiduelle sur les débits  $Q_{av,bâti}$  et  $Q_{av,rue}$  et erreur résiduelle maximale rencontrée pour les hauteurs  $h_{am}$ ,  $h_{av}$ ,  $h_{o,am}$ ,  $h_{o,av}$ , notée  $\max(Err_{h_i}^t)$  sur les 50 dernières secondes de simulation (voir éq. (3.3))

	$t_{fin}$	$Err_{Q_{av,bâti}}^t$	$Err_{Q_{av,rue}}^t$	$\max(Err_{h_i}^t)$
<i>Fenêtre F2</i>	300 s	15 %	9 %	< 1 %
<i>Fenêtre F5</i>	150 s	15 %	4 %	4 %
<i>Porte F1</i>	500 s	15 %	4 %	< 1 %
<i>Porte F2</i>	280 s	4 %	1 %	< 1 %
<i>Porte F3</i>	150 s	15 %	4 %	< 1 %
<i>Porte F4</i>	150 s	4 %	1 %	< 1 %

### 3.1.3 Comparaison des résultats expérimentaux et numériques

#### 3.1.3.1 Débits

On s'intéresse au débit amont  $Q_{injecté}$ , aux débits sortants  $Q_{av,bâti}$  et  $Q_{av,rue}$ , ainsi qu'au débit  $Q_o$  qui passe dans l'ouverture. Dans le modèle numérique, ces débits sont calculés sur des surfaces définies à partir de fonctions de post-traitement du logiciel OpenFOAM. Les surfaces définies sont l'amont du canal rue, l'aval du canal rue, l'aval du canal du bâtiment et l'ouverture au niveau de la paroi latérale du côté du canal rue sur toute la hauteur du maillage. L'évolution temporelle de ces débits est présentée sur la figure 3.8 pour la simulation *Fenêtre F5* et en annexe A.1 pour les autres. Les droites horizontales en pointillés représentent la moyenne calculée sur les 50 dernières secondes. La variation temporelle des débits montre des oscillations en début de simulation qui sont de grandes amplitudes (jusqu'à  $\pm 90$  l/s pour la simulation *Fenêtre F5* en figure 3.8) et qui se réduisent à mesure que la simulation progresse (moins de 1 l/s en fin de simulation). Les oscillations de la courbe  $Q_{av,rue}$  sont les plus marquées. Ces oscillations marquent la mise en place d'un régime transitoire en début de simulation, dû à l'arrivée de l'hydrogramme dans le canal. Les courbes semblent assez vite converger vers la valeur moyenne calculée sur les derniers pas de temps, permettant de caractériser un régime pseudo-permanent à défaut d'atteindre un véritable régime permanent.

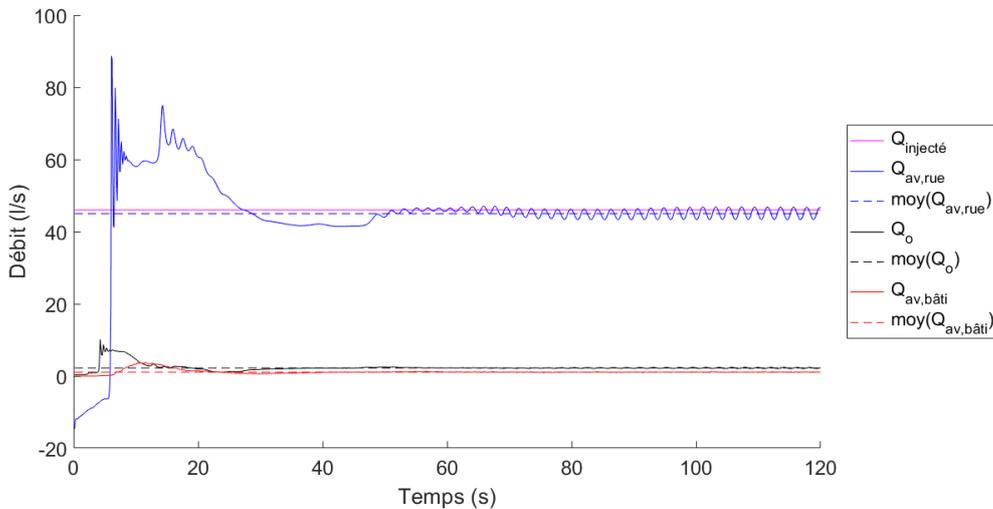


FIGURE 3.8 : Évolution du débit simulé entrant ( $Q_{injecté}$ ), sortant du canal de la rue ( $Q_{av,rue}$ ), sortant du canal bâtiment ( $Q_{av,bâti}$ ), passant à travers l'ouverture ( $Q_o$ ) et leur moyenne respective sur les 50 dernières secondes de simulation pour la simulation *Fenêtre F5*

Il est possible de remarquer sur les graphiques des figures 3.8 et en annexe A.1 que les débits  $Q_o$  et  $Q_{av,b\hat{a}ti}$  sont différents (à l'exception de la simulation *Porte F3*), alors que le débit devrait être conservé. Pour accompagner les graphiques, la colonne 2 du tableau 15 présente la différence  $Q_o^{num} - Q_{av,b\hat{a}ti}^{num}$ . Ces deux débits correspondent respectivement aux valeurs moyennes calculées sur les 50 dernières secondes moy ( $Q_o^{num}$ ) et moy ( $Q_{av,b\hat{a}ti}^{num}$ ) présentées sur les graphiques. Pour la configuration *Porte F2*,  $Q_o$  est supérieur à  $Q_{av,b\hat{a}ti}$  et l'écart vaut jusqu'à 4,42 l/s, représentant une surestimation de 105 % par rapport au débit  $Q_{av,b\hat{a}ti}$ . C'est un écart significatif et le plus grand écart relatif relevé sur l'ensemble des simulations. On suppose que pour l'une de ces deux valeurs, le bilan de masse n'est pas respecté et qu'il s'agit d'une erreur numérique. L'erreur sur le bilan de masse est calculée à partir des débits  $Q_o$  et  $Q_{av,b\hat{a}ti}$  via la formule :

$$Err_{masse} = \frac{(Q + Q_{av,rue}) - Q_{inject\acute{e}}}{Q_{inject\acute{e}}} \quad (3.4)$$

où  $Q$  vaut soit  $Q_o$ , soit  $Q_{av,b\hat{a}ti}$ . Les résultats sont disponibles dans le tableau 15. L'erreur sur le bilan de masse  $Err_{masse}^{av,b\hat{a}ti}$  donne au maximum une erreur de 2 % par rapport au débit total injecté, tandis que l'erreur atteint jusqu'à 25 % pour  $Err_{masse}^o$ . Le débit  $Q_{av,b\hat{a}ti}$  donne de meilleurs résultats sur le bilan de masse que  $Q_o$ . Le débit calculé directement dans l'ouverture serait donc faux. L'erreur numérique sur le débit  $Q_o$  s'explique probablement par le maillage grossier qui est utilisé dans le bâtiment qui ne permet pas une bonne estimation de la hauteur d'eau. Pour la suite, on considère que les valeurs du débit  $Q_{av,b\hat{a}ti}$  sont satisfaisantes pour accéder au débit qui transite du côté du bâtiment.

TABLEAU 15 : Écart entre le débit ouverture  $Q_o^{num}$  et le débit sortant du canal bâti  $Q_{av,b\hat{a}ti}^{num}$  et bilan de masse à partir de ces deux débits par rapport au débit injecté (voir éq. (3.4))

	$Q_o^{num} - Q_{av,b\hat{a}ti}^{num}$	$Err_{masse}^{av,b\hat{a}ti}$	$Err_{masse}^o$
<i>Fenêtre F2</i>	0,42 l/s	1 %	-5 %
<i>Fenêtre F5</i>	1,14 l/s	< 1 %	-1 %
<i>Porte F1</i>	-0,17 l/s	2 %	-9 %
<i>Porte F2</i>	4,42 l/s	1 %	25 %
<i>Porte F3</i>	0,01 l/s	1 %	-1 %
<i>Porte F4</i>	5,09 l/s	< 1 %	14 %

La figure 3.9 compare la moyenne du débit  $Q_{av,b\hat{a}ti}^{num}$  sur les 50 dernières secondes de simulation aux résultats expérimentaux. Le tableau 16 présente l'écart relatif  $e$  sur le débit numérique  $Q_{av,b\hat{a}ti}^{num}$  par rapport au débit expérimental  $Q_{av,b\hat{a}ti}^{exp}$ , calculé à partir de la formule suivante :

$$e_G = \frac{G^{num} - G^{exp}}{G^{exp}} \quad (3.5)$$

où  $G$  désigne une grandeur quelconque parmi  $Q_{av,rue}$ ,  $Q_{av,bâti}$ ,  $h_{am}$ ,  $h_{av}$ ,  $h_{o,am}$  et  $h_{o,av}$ . On appelle  $e^{min}$  le plus petit écart mesuré entre la valeur expérimentale et les bornes des barres d'erreur. Cet écart n'est calculé que dans le cas où la valeur expérimentale n'est pas comprise dans les barres d'erreur. Il est calculé à partir de la formule suivante :

$$e^{min} = \min \left( \frac{G^{exp} - b_{max}}{G^{exp}}, \frac{G^{exp} - b_{min}}{G^{exp}} \right) \quad (3.6)$$

où  $b_{min}$  et  $b_{max}$  représentent respectivement les bornes inférieures et supérieures de la barre d'erreur. Les histogrammes hachurés sont globalement du même ordre de grandeur que les blancs pour chaque configuration testée. Les débits simulés reproduisent donc bien les valeurs expérimentales. Les configurations de fenêtre reproduisent mieux le débit (erreur inférieure à 5 %) que celles de porte, avec une erreur pour les configurations  $F1$  et  $F2$  de moins de 20 % et pour  $F3$  et  $F4$  l'erreur atteint jusqu'à 35 %. On remarque que les débits simulés sont surestimés par rapport aux débits expérimentaux pour les configurations de porte, tandis qu'ils sont sous-estimés pour les fenêtres.

Les barres d'erreur matérialisent les valeurs minimales et maximales de débit relevées sur les 50 dernières secondes de simulation. En prenant en compte cette variabilité, on peut conclure que les résultats expérimentaux sont correctement reproduits pour les configurations de fenêtre. L'écart minimal  $e^{min}$  (voir éq. (3.6)) est calculé pour les simulations de porte et les résultats sont synthétisés dans le tableau 16. L'écart  $e^{min}$  est compris entre  $-2$  et  $-23$  %.

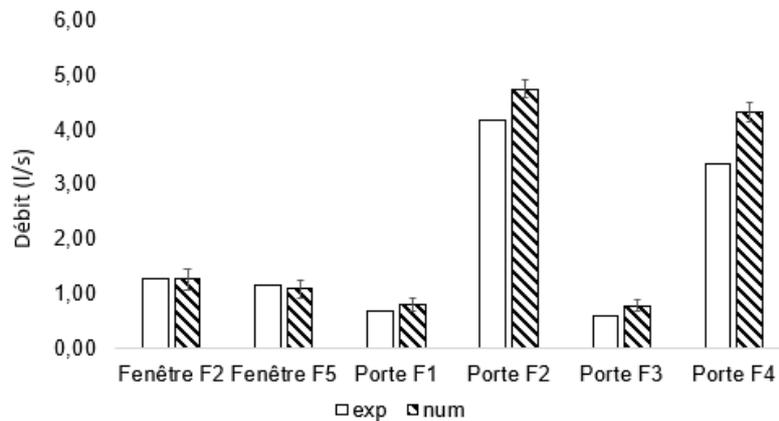


FIGURE 3.9 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux du débit sortant du bâtiment. Les barres d'erreur représentent les valeurs minimales et maximales rencontrées au cours des dernières 50 secondes de simulation. Les incertitudes expérimentales ne sont pas connues.

TABLEAU 16 : Écart relatif sur le débit à l'aval du canal du bâtiment (voir éq. (3.5)) et écart minimal entre la valeur expérimentale et la borne de la barre d'incertitude la plus proche (voir éq. (3.6)), par rapport à la valeur expérimentale. L'écart  $e^{min}$  n'est calculé que dans le cas où la valeur expérimentale ne se trouve pas entre les bornes de la barre d'incertitude.

	$e_{Qav,bâti}$	$e_{Qav,bâti}^{min}$
<i>Fenêtre F2</i>	-1 %	-
<i>Fenêtre F5</i>	-4 %	-
<i>Porte F1</i>	20 %	-2 %
<i>Porte F2</i>	13 %	-10 %
<i>Porte F3</i>	34 %	-15 %
<i>Porte F4</i>	28 %	-23 %

Les écarts  $e_{Qav,bâti}$  et  $e_{Qav,bâti}^{min}$  sont en valeur absolue corrélés positivement au Froude ( $Fr_{Porte F1} < Fr_{Porte F3}$ ,  $Fr_{Fenêtre F2} < Fr_{Fenêtre F5}$ ,  $Fr_{Porte F2} < Fr_{Porte F4}$  - attention,  $h_{am}$  pas tout à fait égaux) et négativement à la hauteur  $h_{am}$  ( $h_{am,Porte F1} < h_{am,Porte F2}$ ,  $h_{am,Porte F3} < h_{am,Porte F4}$ ) (voir tableau 13). Cela suggère que le modèle a plus de difficultés à reproduire les résultats quand l'écoulement est rapide. La corrélation avec l'étude des hauteurs dans le canal de la rue est explorée dans la section 3.1.3.2.

### 3.1.3.2 Hauteurs

Les hauteurs dans la rue à l'amont  $h_{am}$ , à l'aval  $h_{av}$  et à proximité de l'ouverture  $h_{o,am}$  et  $h_{o,av}$  et  $h_{o,am}$  (voir figure 3.2) sont calculées à partir des fonctions de post-traitement du modèle 3D. Leur évolution est tracée sur la figure 3.10 pour la simulation *Fenêtre F5* et en annexe A.1 pour les autres simulations. Les courbes en pointillés représentent la valeur moyenne de chaque hauteur sur les 50 dernières secondes de simulation. Les courbes de hauteurs sont très variables en début de simulation, de  $+/- 10$  cm pour la simulation *Fenêtre F5* sur la figure 3.10 par exemple. Ceci est l'expression du régime transitoire qui se met en place sous l'effet des conditions initiales. Les hauteurs semblent ensuite tendre vers une valeur constante avec des oscillations d'au maximum 1 cm d'amplitude, permettant de caractériser un régime quasi-permanent. On note que la courbe  $h_{am}$  se stabilise moins bien que les autres sur la figure 3.10. Ce constat est propre à la simulation *Fenêtre F5*.

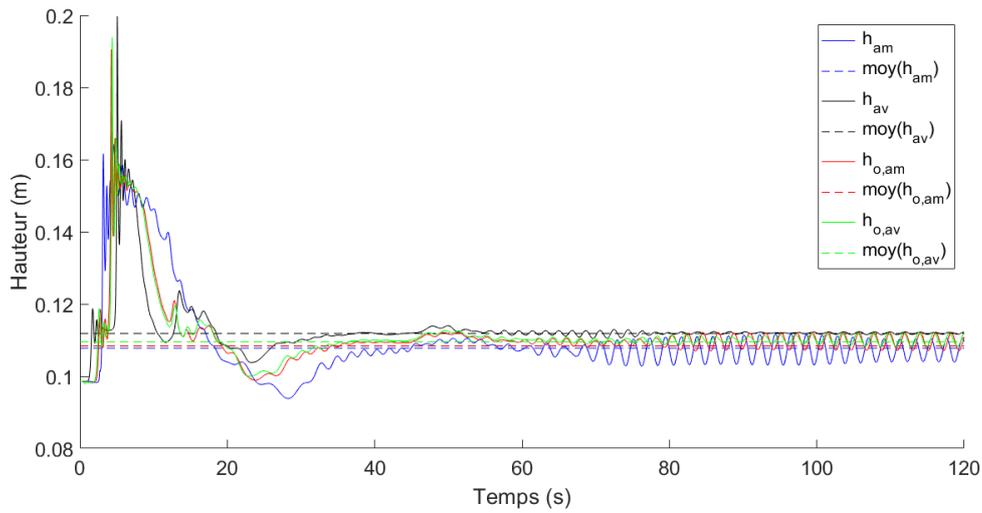


FIGURE 3.10 : Évolution des hauteurs simulées dans le canal rue à l'amont ( $h_{am}$ ), à l'aval ( $h_{av}$ ), à l'amont ( $h_{o,am}$ ) et l'aval ( $h_{o,av}$ ) de l'ouverture et leur moyenne respective sur les 50 dernières secondes pour la simulation Fenêtre F5 (voir figure 3.17 et coordonnées dans le tableau 12)

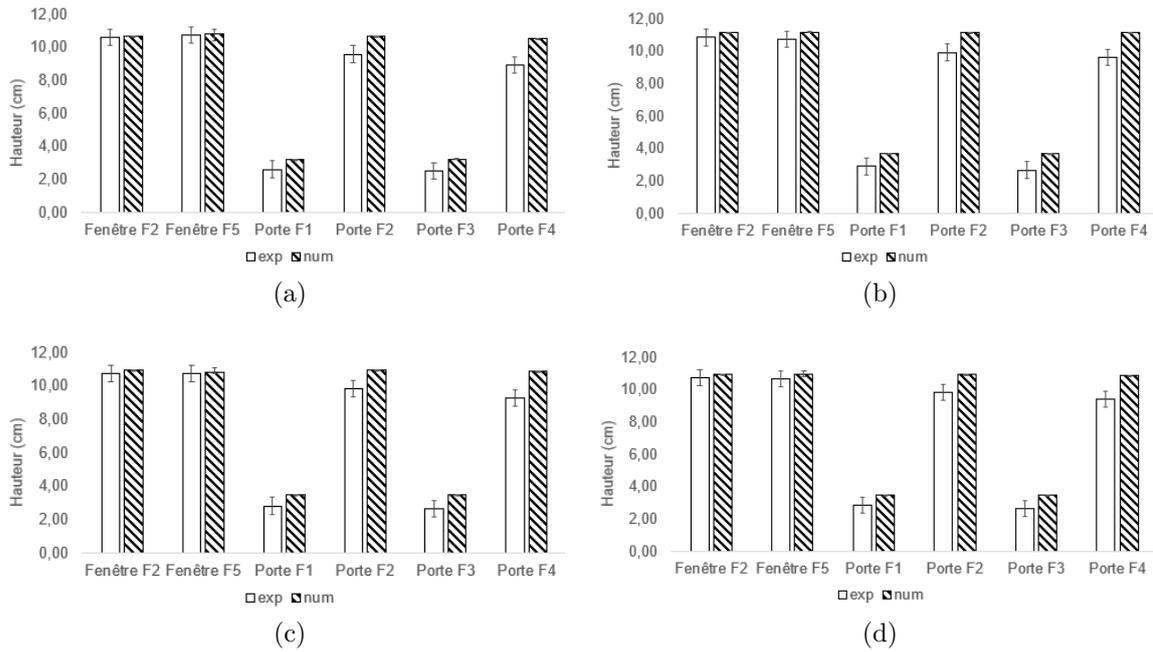


FIGURE 3.11 : Comparaison des hauteurs numériques et expérimentales dans le canal de la rue. (a)  $h_{am}$ . (b)  $h_{av}$ . (c)  $h_{o,am}$ . (d)  $h_{o,av}$ . Les barres d'erreur représentent les valeurs minimales et maximales du débit sur les 50 dernières secondes de simulations.

Les hauteurs moyennes calculées sur les 50 dernières secondes de simulation numérique sont comparées aux résultats expérimentaux sur la figure 3.11. Les écarts  $e_{ham}$ ,  $e_{hav}$ ,  $e_{ho,am}$ ,  $e_{ho,av}$  (voir éq. (3.5)) sont présentés dans le tableau 17. On observe que toutes les hauteurs simulées sont supérieures aux valeurs expérimentales, à l'exception de la hauteur  $h_{am}$  de la simulation *Fenêtre F5*. Les écarts entre les hauteurs expérimentales et numériques sont plus faibles pour les simulations de fenêtres ( $\leq 4$  %). Pour les simulations *Porte F2* et *Porte F4*, les écarts sont au maximum de 18 %, tandis que pour *Porte F1* et *Porte F3*, l'écart atteint 38 %. Ces écarts sont significatifs et semblent indiquer que le modèle numérique surestime les hauteurs dans la rue.

Les barres d'erreur sur les hauteurs simulées représentent les valeurs extrêmes rencontrées sur les 50 dernières secondes. En tenant compte de cette variabilité, les simulations de fenêtres sont satisfaisantes. L'écart minimal  $e^{min}$  (voir éq. (3.6)) est calculé et les résultats sont synthétisés dans le tableau 17. Il vaut au maximum 16 %.

Les écarts  $e_h$  et  $e_{min}$  sont en valeur absolue corrélés positivement au Froude et négativement à la hauteur  $h_{am}$  (voir tableau 17), ce qui est cohérent avec les observations faites en comparant les débits simulés et expérimentaux (voir section 3.1.3.1). Ce constat laisse supposer que le modèle a plus de difficultés à reproduire les écoulements rapides, probablement du fait d'une mauvaise estimation des pertes de charge et/ou du choix du modèle de turbulence (ou de ses paramètres) et/ou d'un mauvais choix sur la condition limite aval.

TABLEAU 17 : Écart relatif sur les hauteurs par rapport aux résultats expérimentaux (voir éq. (3.5)) et écart minimal entre la valeur expérimentale et la borne de la barre d'incertitude la plus proche (voir éq. (3.6)), par rapport à la valeur expérimentale. L'écart  $e^{min}$  n'est calculé que dans le cas où la valeur expérimentale ne se trouve pas entre les bornes de la barre d'incertitude.

	$e_{ham}$	$e_{hav}$	$e_{ho,am}$	$e_{ho,av}$	$e_{ham}^{min}$	$e_{hav}^{min}$	$e_{ho,am}^{min}$	$e_{ho,av}^{min}$
<i>Fenêtre F2</i>	1 %	3 %	2 %	2 %	-	-	-	-
<i>Fenêtre F5</i>	< 1 %	4 %	1 %	3 %	-	-	-	-
<i>Porte F1</i>	23 %	28 %	24 %	23 %	3 %	9 %	5 %	5 %
<i>Porte F2</i>	11 %	13 %	11 %	12 %	6 %	7 %	6 %	6 %
<i>Porte F3</i>	30 %	38 %	32 %	32 %	8 %	16 %	11 %	11 %
<i>Porte F4</i>	18 %	16 %	17 %	16 %	11 %	10 %	11 %	10 %

Le modèle numérique tend à surestimer la cote de la surface libre dans toute la rue et à surestimer le débit sortant du canal bâti. Cette surestimation de débit est cohérente avec une hausse de la hauteur d'eau sur la partie aval du canal. En effet, du fait de la seconde loi de Newton, la répartition des écoulements au niveau de l'ouverture dépend des forces qui s'exercent sur le volume de contrôle aux abords de l'ouverture (en pointillés sur la figure 3.12). Les forces responsables de la répartition du débit (ayant une composante dans la direction horizontale) sont : les forces exercées par les parois latérales (en vert), par l'eau plus en amont (en bleu) et en aval (en orange) du volume de contrôle (voir figure 3.12). Les forces de pression étant dépendantes de la hauteur d'eau, une surestimation de la hauteur implique une surestimation de la force. Des forces plus importantes à l'aval du canal rue induiraient donc une augmentation du débit qui transite du côté du canal de la rue. Néanmoins, la hauteur dans la *rue* étant surestimée dans l'ensemble du canal, cette hypothèse n'est possible que dans le cas où les forces exercées à l'aval de la *rue* augmentent de manière plus importantes qu'à l'amont. Pour le vérifier, il est nécessaire de calculer l'excès des forces calculé par le modèle 3D noté  $\frac{F_{p,num}}{F_{p,exp}}$  où  $F_p$  est la force de pression, et de comparer cet excès à l'amont et à l'aval. On définit  $\alpha$  tel que  $dh = \alpha + h$  où  $\alpha$  représente la surestimation de la hauteur simulée. En supposant que le profil de pression est hydrostatique, on a :

$$F_p = \rho g L_o h^2 \quad (3.7)$$

où  $\rho$  est la masse volumique de l'eau,  $g$  la constante gravitationnelle et  $L_o$  la largeur de l'ouverture. La force calculée à partir de la hauteur d'eau issue de la modélisation vaut :

$$\begin{aligned} F_{p,num} &= \rho g L_o (h + dh)^2 \\ &= \rho g L_o h^2 (1 + \alpha)^2 \end{aligned} \quad (3.8)$$

ce qui permet d'écrire :

$$\frac{F_{p,num}}{F_{p,exp}} = (1 + \alpha)^2 \quad (3.9)$$

Pour la simulation *Porte F1* par exemple pour laquelle les écarts amont et aval valent respectivement  $e_{am} = 23 \%$  et  $e_{av} = 28 \%$  (voir tableau 17), la surestimation de la hauteur induit une surestimation de la force exercée par l'amont de 51 % et 64 % à l'aval, en supposant que les autres forces soient conservées par le modèle 3D. Bien que les hauteurs augmentent à l'amont comme à l'aval, l'augmentation de la hauteur à l'aval plus importante permet effectivement d'appliquer l'hypothèse formulée pour expliquer la surestimation du débit vers le bâtiment. Pour 1 cas sur les 6 simulés cependant, la surestimation de la hauteur à l'amont est plus grande que celle constatée à l'aval (*Porte F4*), confirmant ainsi que les autres forces ne sont pas forcément conservées dans le modèle 3D.

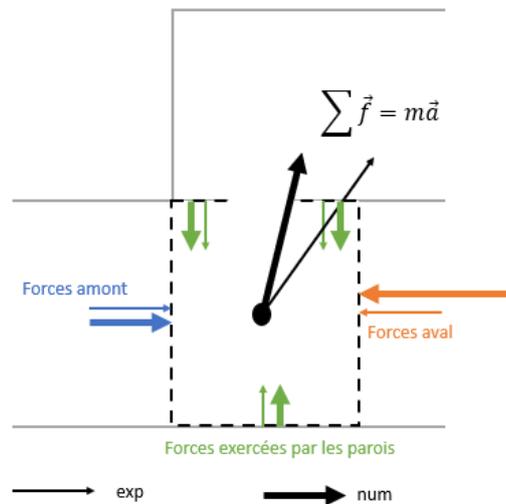


FIGURE 3.12 : Forces exercées sur l'écoulement aux abords de l'ouverture

### 3.1.4 Modélisation à échelle réelle du pilote

Dans cette partie, le dispositif expérimental est reproduit numériquement à échelle réelle dans le but de se placer dans une configuration pour laquelle les différents phénomènes physiques (turbulence, tension de surface...) sont du même ordre de grandeur que dans les configurations étudiées par la suite. Puisque le pilote expérimental est une simplification de la réalité à une échelle 1/12, il est possible de transposer les débits injectés, les dimensions du pilote, ainsi que les résultats, à échelle réelle.

#### 3.1.4.1 Changement d'échelle

##### 3.1.4.1.1 Dimensions

Toutes les dimensions de la configuration réelle peuvent être calculées à partir des grandeurs du pilote en les multipliant par un facteur d'échelle géométrique  $\lambda_g$  tel que :

$$\frac{x_{exp}}{x_{réel}} = \lambda_g \quad (3.10)$$

où  $x$  représente n'importe quelle grandeur géométrique (le prototype n'a pas d'effet de distorsion, voir chapitre 1) et  $\lambda_g = 1/12$ . Aux deux échelles, on souhaite que les régimes d'écoulement soient identiques :  $Fr_{exp} = Fr_{réel}$ .

En détaillant l'écriture du nombre de Froude, on obtient :

$$\text{Fr}_{exp} = \text{Fr}_{réel} \quad (3.11a)$$

$$\frac{u_{exp}}{\sqrt{gh_{exp}}} = \frac{u_{réel}}{\sqrt{gh_{réel}}} \quad (3.11b)$$

$$\frac{u_{exp}}{u_{réel}} = \frac{\sqrt{gh_{exp}}}{\sqrt{gh_{réel}}} \quad (3.11c)$$

$$\lambda_u = \sqrt{\lambda_h} \quad (3.11d)$$

où  $\lambda_h = \frac{h_{exp}}{h_{réel}}$  est le facteur d'échelle des hauteurs et  $\lambda_u = \frac{u_{exp}}{u_{réel}}$  celui des vitesses. On obtient donc  $\lambda_u = \sqrt{12}$ . Enfin, la transposition du débit injecté passe par le facteur de changement d'échelle  $\lambda_Q$  qui s'écrit :

$$\begin{aligned} \lambda_Q &= \frac{Q_{exp}}{Q_{réel}} \\ &= \frac{u_{exp} L_r h_{am}}{u_{réel} 12 L_r 12 h_{am}} \\ &= \frac{u_{exp}}{12^2 u_{réel}} \\ &= \frac{1}{12^2 \sqrt{12}} \end{aligned} \quad (3.12)$$

Ainsi, la rue à échelle réelle mesure 96,00 m de long par 9,48 m de large, avec un bâtiment de 4,80 m de large. Quant à la porte, elle mesure 0,95 m de large et la fenêtre 1,85 m. Ces grandeurs semblent tout à fait réalistes.

#### 3.1.4.1.2 Configuration étudiée

Pour manque de temps, une seule configuration du pilote est modélisée à échelle réelle. La configuration *Fenêtre F5* a été choisie car c'est la configuration pour laquelle les hauteurs et les débits rencontrés sont les plus grands (voir tableau 13), représentant mieux les inondations extrêmes envisagées pour la suite.

Les mailles font 10 cm de côté avec un raffinement à proximité de l'ouverture où les cellules mesurent 5 cm de côté. Le maillage comprend 1,4 millions de mailles. Le modèle de turbulence et ses paramètres sont conservés (voir section 3.1.2.2). Le débit injecté a été arrondi et vaut  $Q_{injecté}^{réel} = 23 \text{ m}^3/\text{s}$  (représentant une sous-estimation de 0,2 % par rapport au débit du modèle réduit transposé à l'échelle réelle). Les simulations sont nommées *Fenêtre F5 exp ER* pour les résultats expérimentaux transposés à l'échelle réelle (*ER*) et *Fenêtre F5 num ER* pour les résultats numériques produits avec les dimensions à échelle réelle du pilote.

#### 3.1.4.2 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux

##### 3.1.4.2.1 Débits

La figure 3.13 trace l'évolution du débit tout au long de la simulation pour la modélisation du pilote à échelle réelle. De manière analogue aux précédentes simulations, des oscillations apparaissent au début de la simulation sous l'effet de la

condition initiale et l'amplitude des oscillations est plus importante pour le débit  $Q_{av,rue}$ . Assez vite, l'amplitude de ces oscillations se réduit. À 300 s, des oscillations persistent, à l'origine d'une erreur résiduelle (voir eq. (3.3)) sur les débits à l'aval  $Err_{Q_{av,rue}} = 3 \%$  et  $Err_{Q_{av,bâti}} = 34 \%$  (voir tableau 18). Le débit  $Q_{av,bâti}$  ne semble pas stabilisé à la fin de la simulation et l'erreur résiduelle est dix fois plus grande que pour  $Q_{av,rue}$ . Une durée plus longue de simulation aurait peut-être permis de réduire l'erreur sur ce dernier.

Il apparaît que le débit  $Q_o$  semble mieux se stabiliser que  $Q_{av,bâti}$ . Un écart est toujours visible entre ces deux débits comme il avait été mis en évidence dans la simulation à échelle réduite (voir section 3.9). Cette différence est de  $Q_o - Q_{av,bâti} = -186$  l/s (voir tableau 19), représentant une sous-estimation du débit de 37 % par rapport au débit sortant  $Q_{av,bâti}$ . Dans le prototype, le débit  $Q_o$  était de 1,14 l/s pour un débit sortant de  $Q_{av,bâti} = 1,09$  l/s, soit une surestimation de 5 %. L'erreur numérique sur le débit  $Q_o$  serait donc plus importante en conditions réelles. Dans la section 3.1.3.1, les erreurs sur  $Q_o$  avaient été attribuées au maillage trop grossier dans le bâtiment. Dans la simulation à échelle réelle, les mailles sont larges de 10 cm dans le bâtiment et la hauteur d'eau vaut 30 à 40 cm dans le bâtiment. Bien qu'il y ait plusieurs mailles sur la profondeur de l'écoulement, le raffinement est peut être tout de même insuffisant. Le calcul du bilan de masse en comparant les débits entrant  $Q_{injecté}$  et sortant  $Q_{av,bâti}$  ou  $Q_o$  donne une erreur de 1 % ou moins par rapport au débit entrant. Pour la suite, le débit  $Q_{av,bâti}$  est conservé car il est plus proche de la valeur expérimentale (voir tableau 19).

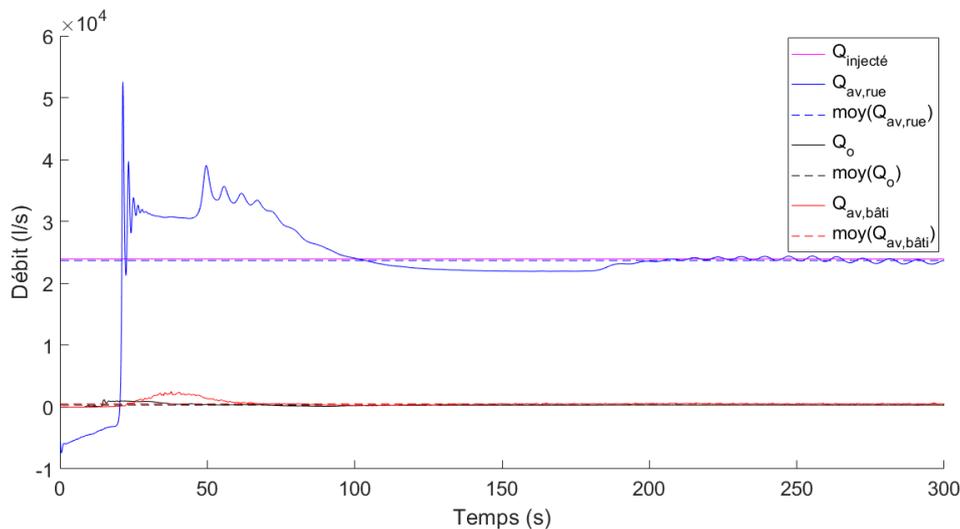


FIGURE 3.13 : Évolution des débits simulés sortants du pilote transposé à l'échelle réelle. Les valeurs moyennes ont été calculées sur les 50 dernières secondes de simulation

TABLEAU 18 : Erreur résiduelle sur les débits et les hauteurs sur les 50 dernières secondes de simulation (voir éq. (3.3))

	$t_{fin}$	$Err_{Q_{av,bâti}}^t$	$Err_{Q_{av,rue}}^t$	$Err_{h_{am}}^t$	$Err_{h_{av}}^t$	$Err_{h_{o,am}}^t$	$Err_{h_{o,av}}^t$
<i>Fenêtre F5 ER</i>	300 s	34 %	3 %	3 %	1 %	2 %	1 %

TABLEAU 19 : Comparaison du débit ouverture et du débit sortant du bâtiment

	$Q_o^{num} - Q_{av,bâti}^{num}$	$Q_{av,bâti}^{num} - Q_{av,bâti}^{exp}$	$Q_o^{num} - Q_{av,bâti}^{exp}$
<i>Fenêtre F5 ER</i>	-186 l/s	-32 l/s	-218 l/s

La figure 3.14 représente les valeurs des débits de la simulation *Fenêtre F5* à grande échelle. Le débit  $Q_{av,bâti}^{num}$  correspond à la moyenne calculée sur les 50 dernières secondes de simulation. Le tableau 20 accompagne la lecture du graphique en précisant les écarts relatifs  $e$  (voir éq. (3.5)) par rapport aux résultats du pilote transposés à échelle réelle. La valeur numérique est inférieure de 32 l/s à la valeur expérimentale, représentant un écart sur le débit de -6 %. Le débit était également sous-estimé dans la modélisation du pilote à échelle réduite, du même ordre de grandeur (-4 %). C'est un écart qui est satisfaisant, c'est la raison pour laquelle la durée de simulation n'est pas prolongée, bien que l'erreur sur le débit à l'aval du bâtiment soit importante comme le montre les grandes barres d'erreur. Celles-ci représentent les valeurs extrêmes rencontrées sur les dernières 50 s de simulation. En tenant compte des barres d'erreurs, les deux histogrammes se superposent. Le modèle numérique semble bien reproduire le débit sortant du côté du bâtiment à échelle réelle.

TABLEAU 20 : Écart relatif des débits et des hauteurs par rapport aux valeurs expérimentales transposées à l'échelle réelle

	$e_{Q_{av,bâti}}$	$e_{h_{am}}$	$e_{h_{av}}$	$e_{h_{o,am}}$	$e_{h_{o,av}}$
<i>Fenêtre F5 ER</i>	-6 %	-3 %	+4 %	-3 %	+2 %

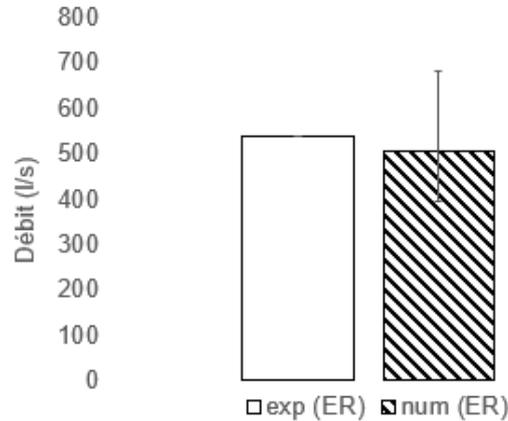


FIGURE 3.14 : Comparaison des débits numériques et expérimentaux à échelle réelle. Les barres d'erreur représentent les valeurs minimales et maximales du débit mesurées sur les 50 dernières secondes de simulations. Les incertitudes expérimentales ne sont pas connues.

### 3.1.4.2.2 Hauteurs d'eau

L'évolution des hauteurs  $h_{am}$ ,  $h_{av}$ ,  $h_{o,am}$  et  $h_{o,av}$  est tracée sur la figure 3.15. De nouveau, des oscillations marquées sont présentes au début de la simulation (jusqu'à 1 m d'amplitude) et leur amplitude diminue à l'approche de la fin de celle-ci (< 10 cm en fin de simulation). De la même manière que dans la simulation du pilote à échelle réduite, la courbe  $h_{am}$  se stabilise moins bien que les autres. L'erreur résiduelle en fin de simulation est au maximum de 3 % sur les hauteurs observées (voir tableau 18), ce qui est acceptable.

Les résultats des hauteurs d'eau à échelle réelle moyennés sur les 50 dernières secondes de simulation sont exposés sur la figure 3.16 aux côtés des résultats du modèle à échelle réelle. Le tableau 20 expose les écarts relatifs sur les hauteurs calculés par rapport aux hauteurs expérimentales remises à l'échelle réelle. La différence entre les hauteurs atteint jusqu'à 5 cm, représentant un écart entre valeur numérique et expérimentale de 4 % pour la hauteur  $h_{av}$ . Les hauteurs amont  $h_{am}$  et  $h_{o,am}$  sont sous-estimées, tandis que les hauteurs à l'aval  $h_{av}$  et  $h_{o,av}$  sont elles, surestimées par le modèle numérique. En tenant compte des barres d'erreur, la valeur simulée de  $h_{am}$  est satisfaisante. Pour les autres hauteurs, un écart persiste s'élevant au plus à 3 %. Pour la simulation du pilote à échelle réduite, les écarts relatifs étaient du même ordre de grandeur et la hauteur  $h_{av}$  était également la hauteur qui était la moins bien représentée par le modèle numérique. En revanche, toutes les hauteurs étaient surestimées. Il y a donc une inversion pour les hauteurs amont  $h_{am}$  et  $h_{o,am}$ .

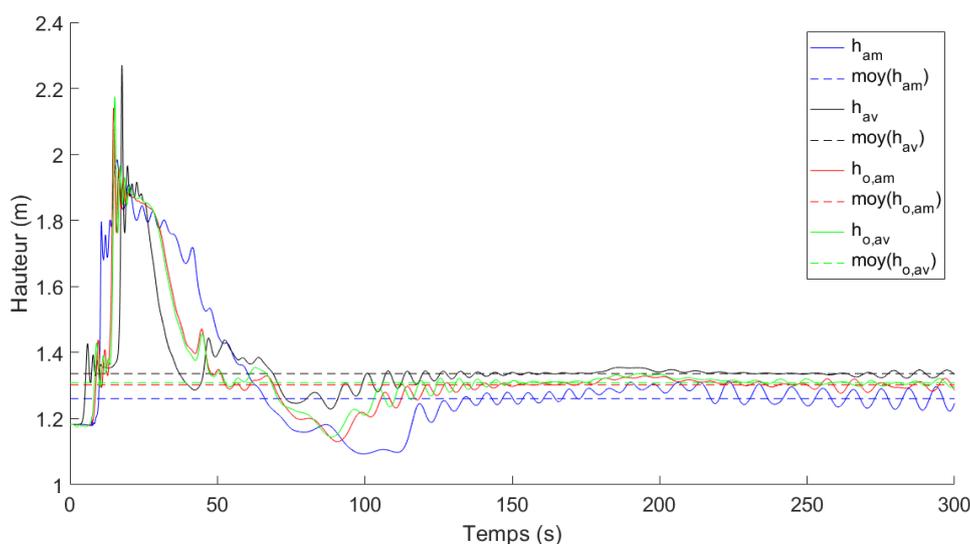


FIGURE 3.15 : Évolution des hauteurs simulées dans le pilote transposé à l'échelle réelle. Les valeurs moyennes ont été calculées sur les 50 dernières secondes de simulation

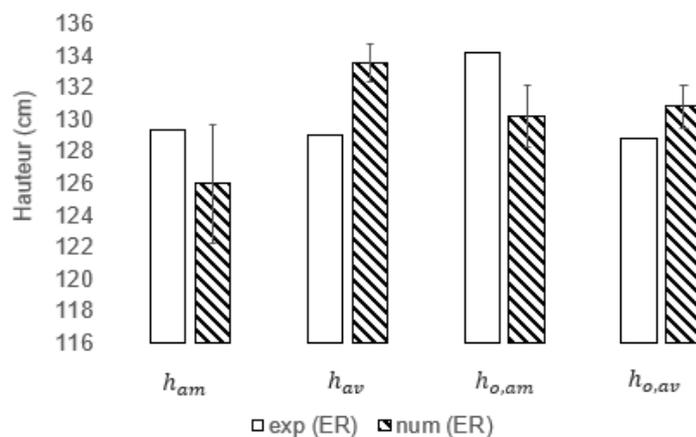


FIGURE 3.16 : Comparaison des hauteurs simulées et expérimentales dans le pilote transposé à l'échelle réelle. Les barres d'erreur représentent les valeurs minimales et maximales du débit sur les 50 dernières secondes de simulations.

Les hauteurs à l'amont de l'ouverture sont sous-estimées par le modèle numérique, ce qui pourrait expliquer que le débit dans l'ouverture soit également sous-estimé. Le débit qui sort du canal dans la rue est lui plus important, ce qui explique que les hauteurs à l'aval soient quant à elles surestimées. Les résultats numériques sont jugés satisfaisants, par conséquent les résultats ne sont pas davantage expliqués.

### 3.1.5 Bilan

La reproduction en 3D d'un dispositif expérimental représentant l'écoulement à travers une ouverture conduit à des écarts significatifs pour les simulations de porte. L'erreur commise sur le débit transversal atteint jusqu'à 23 % et les mesures de hauteur dans le canal sont approchées avec une erreur qui va jusqu'à 16 %. Pour la fenêtre en revanche, les écarts sont faibles (< 5 %). Il semblerait que le modèle numérique reproduise mieux l'écoulement à travers une fenêtre qu'une porte avec les dimensions réduites utilisées.

La modélisation du pilote à échelle réelle conduit à des écarts satisfaisants dans la configuration représentée (< 6 %) et les écarts sont du même ordre de grandeur que la simulation du modèle réduit. Il est important de noter que la configuration choisie pour être modélisée à l'échelle réelle fait partie des deux configurations pour lesquelles les écarts entre le modèle numérique et le modèle réduit sont faibles (voir section 3.1.3). Les observations ne peuvent pas nécessairement être généralisées aux autres configurations.

La modélisation 3D semble être un outil capable de reproduire correctement les écoulements, au moins à travers une ouverture avec des dimensions réalistes. L'outil est utilisé pour construire les lois de débit d'une porte et d'une fenêtre, en vue d'alimenter le modèle d'échange rue-bâti.

## 3.2 Détermination des lois d'échanges

Cette section vise à établir des lois d'échanges exploitables par le modèle d'échange rue-bâti (voir chapitre 2). La modélisation 3D est employée pour calculer le débit qui transite entre une rue et un bâtiment pour différentes ouvertures et conditions d'écoulement. On cherche à représenter des événements allant jusqu'à des inondations majeures, avec des hauteurs d'eau dans la rue jusqu'à 3,5 m comme c'est le cas de l'inondation de 1988 du quartier Richelieu de Nîmes, modélisée dans le chapitre 5. On souhaite que la hauteur dans les bâtiments atteigne celle du plafond estimée à 2,5 m.

On souhaite employer les lois classiques de seuil et d'orifice pour calculer le débit d'échange à travers une porte et une fenêtre. Pour les utiliser, le coefficient de débit auxquelles leurs formulations mathématiques font appel sont déterminées. À partir des résultats, il est possible d'évaluer la capacité des lois de la littérature à reproduire l'écoulement au droit des portes et des fenêtres en estimant l'erreur commise sur le débit.

### 3.2.1 Construction du modèle

#### 3.2.1.1 Géométrie

Comme pour toute singularité hydraulique, le débit d'échange est fonction de la géométrie de l'ouverture et de l'hydrodynamique dans la rue et le bâtiment. Les dimensions caractéristiques d'une ouverture sont faibles (inférieures à 2 m),

par conséquent le volume de contrôle à proximité de l'ouverture est suffisamment petit pour que toute évolution de l'hydrodynamique se répercute instantanément sur l'ensemble du volume. On suppose donc qu'au niveau de l'ouverture, l'écoulement se comporte comme une succession de régimes permanents. La géométrie employée cherche donc à obtenir un débit d'échange permanent entre la rue et le bâtiment.

On propose de reproduire une géométrie d'écoulement réaliste et fréquemment rencontrée dans les zones urbaines pour calculer le débit d'échange entre une rue et un bâtiment. Pour cela, la rue est représentée par un canal rectangulaire droit et ouvert. Une ouverture est placée latéralement pour représenter l'écoulement transversal en direction du bâtiment (voir chapitre 1) comme présenté dans la figure 3.17. Les dimensions de la géométrie sont décrites dans le tableau 21.

La rue a une largeur  $L_r$  et une longueur  $l_r$ . La largeur  $L_r = 6,5$  m a été choisie pour être représentative d'une petite rue du quartier Richelieu de Nîmes modélisé dans le chapitre 5. L'influence du mur en face de l'ouverture, à l'opposé de celle-ci côté de la rue (mur le plus en haut sur la figure 3.17) est probablement plus marquée que dans des configurations de large avenue. Les trottoirs ne sont pas représentés. À l'aval de la rue, un seuil d'épaisseur  $e_s$  a été modélisé afin de pouvoir régler la hauteur d'eau dans la rue. L'aval du seuil est également représenté pour permettre à l'écoulement à l'amont du seuil de s'affranchir de la condition limite aval dans la rue disposée à une distance  $l_{r,av}$  du seuil. Le fond à l'amont et l'aval du seuil côté rue est à la même cote (voir figure 3.21a).

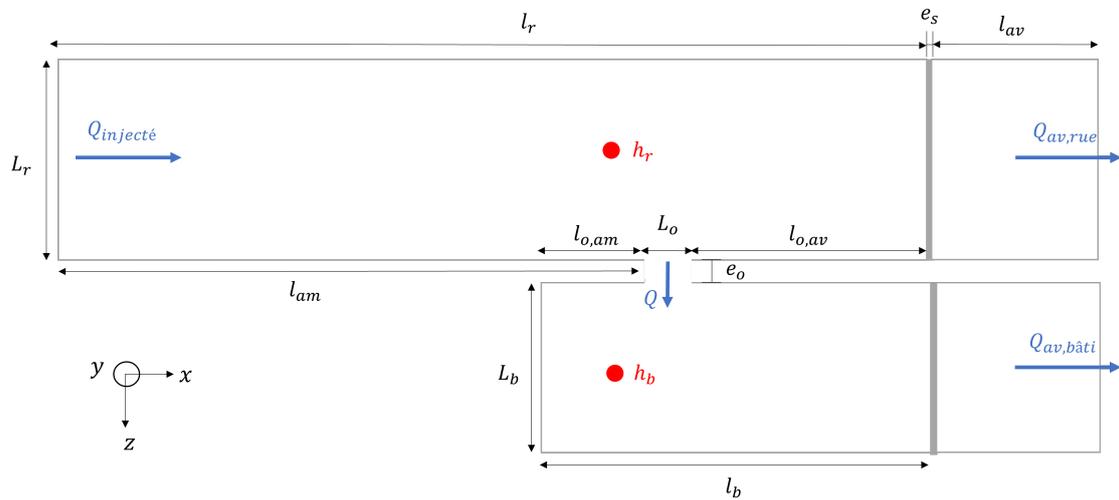


FIGURE 3.17 : Schéma de la géométrie utilisée pour la détermination des lois de débit

TABLEAU 21 : Dimensions de la géométrie utilisée pour la détermination des lois de débit

Symbole	Description	Valeur ( m)
$l_r$	Longueur du canal rue	25,9
$l_{am}$	Longueur à l'amont de l'ouverture	20
$l_{av}$	Longueur à l'aval du seuil	4
$l_b$	Longueur du canal bâtiment	8
$L_r$	Largeur du canal rue	6,5
$L_b$	Largeur du canal bâtiment	5
$e_o$	Épaisseur du seuil de l'ouverture l'ouverture	0,2
$e_s$	Épaisseur du seuil à la sortie des canaux	0,1

Une ouverture est disposée latéralement par rapport à la rue. Pour atteindre un régime permanent, il faut que le débit transitant dans l'ouverture puisse être évacué. Le bâtiment est donc représenté par un canal parallèle à celui de la rue, qui est ouvert, c'est à dire par lequel le débit sort du modèle. La largeur de ce deuxième canal est  $L_b$  et sa longueur  $l_b$ . La largeur  $L_b = 5$  m est donnée à titre indicatif. Dans la réalité, il existe probablement des bâtiments dont la largeur est plus petite et d'autres pour lesquels elle est plus grande. De nouveau, l'influence du mur en face de l'ouverture est plus marquée lorsque les bâtiments sont de petite largeur. Comme pour la rue, le canal représentant le bâtiment est terminé par un seuil permettant de régler la hauteur d'eau à l'intérieur de celui-ci et de s'affranchir de la condition limite à l'aval de ce canal. Le fond à l'amont et l'aval du seuil du côté du bâtiment est à la même cote (voir figure 3.21a). Les deux canaux (rue et bâtiment) ont une pente du fond nulle  $i = 0$  %.

L'ouverture est placée dans la rue à une distance  $l_{am}$  après le début du canal afin de garantir que l'écoulement au droit de l'ouverture ne soit pas influencé par la condition limite amont. L'étude de la variabilité de la hauteur dans le canal de la rue dans la section 3.2.2.4 démontre que les hauteurs à 18 m de l'amont ne sont plus sous l'influence de la condition limite amont. L'ouverture est par conséquent disposée à une distance  $l_{am} = 20$  m.

Quant à la distance qui sépare le début du bâtiment à l'ouverture, il a été placé de manière arbitraire à une distance  $l_{o,am} = 2$  m. La distance à laquelle se trouve le mur du bâtiment influence *a priori* l'écoulement à l'intérieur de celui-ci. La distance  $l_{o,av}$  qui sépare l'ouverture du seuil à l'aval a été fixée en observant les lignes de courant sur la première simulation réalisée (voir figure 3.18b) : à 5 m à l'amont du seuil, les variations de la surface libre sont faibles ( $< 1$  cm). Puisque la porte et la fenêtre ont des largeurs respectives de 0,9 et 1,2 m (voir tableau 22), on propose de placer le seuil à une distance de 25,9 m de l'amont pour toutes les simulations, correspondant au minimum à une distance  $l_{o,av} = 8,8$  m entre l'aval de l'ouverture et le seuil.



FIGURE 3.18 : Quelques lignes de courant à la surface de l'écoulement le long de la paroi à l'opposé de l'ouverture sur une largeur de 1 m dans la simulation  $0,5r-0,5b$   $Q28$   $P$  de part et d'autre de l'ouverture. (a) À l'amont de l'ouverture. (b) À l'aval de l'ouverture.

En fonction de la simulation, l'ouverture est soit une porte, soit une fenêtre, de largeur  $L_o$ , de hauteur  $h_o$  et de hauteur de seuil  $h_s$  (voir figure 3.19 et tableau 22). Afin de balayer les différentes configurations voulues (3, 5 m dans la rue, 2, 5 m dans le bâtiment), les paramètres modifiés sont le débit injecté à l'amont de la rue  $Q_{injecté}$  et les hauteurs des seuils à l'aval de la rue et du bâtiment, notées respectivement  $h_{s,r}$  et  $h_{s,b}$ . Le tableau A.3 regroupe l'ensemble des paramètres des simulations. Vingt-trois simulations sont faites avec une porte et vingt-neuf avec une fenêtre. Les cas tests sont nommés pour la suite  $Ar-Bb$   $QX$   $C$  avec  $A$  ( m) la hauteur  $h_{s,r}$ ,  $B$  ( m) la hauteur  $h_{s,b}$ ,  $X$  (  $m^3/s$ ) le débit  $Q_{injecté}$  et  $C$  qui indique le type d'ouverture et vaut  $P$  pour porte et  $F$  pour la fenêtre. Ainsi, la simulation  $0,5r-1,5b$   $Q28$   $P$  correspond par exemple à la modélisation d'une ouverture de type porte, avec un débit  $Q_{injecté} = 28$   $m^3/s$ , une hauteur de seuil dans la rue  $h_{s,r} = 0,5$  m, et  $h_{s,b} = 1,5$  m dans le bâtiment.

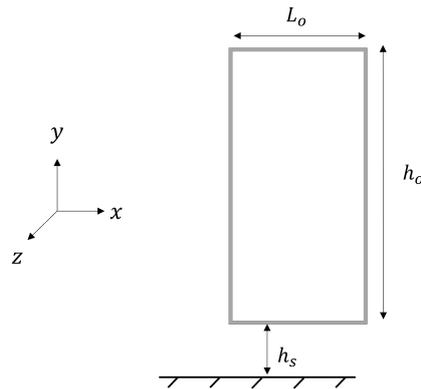


FIGURE 3.19 : Schéma de la géométrie de l'ouverture utilisée pour la détermination des lois de débit

TABLEAU 22 : Dimensions de la géométrie des ouvertures utilisées pour la détermination des lois de débit (en m)

Symbole	Description	Porte	Fenêtre
$L_o$	Largeur de l'ouverture	0,90	1,20
$h_s$	Hauteur du seuil de l'ouverture	0,10	1,00
$h_o$	Hauteur de l'ouverture	2,25	1,35
$l_{o,am}$	Longueur entre le mur du bâtiment de l'ouverture	2,00	2,00
$l_{o,av}$	Longueur entre l'ouverture et les seuils aval	9,10	8,80

### 3.2.1.2 Conditions limites et initiales

Plusieurs débits constants  $Q_{injecté}$  sont injectés dans le canal sur la surface définie par la largeur  $L_r$  et sur une hauteur d'eau qu'on appelle  $h_{injecté}$ , estimée à partir des résultats des précédentes simulations. Par exemple, la première simulation  $0,5r-0,5b$   $Q28$   $P$  donne une hauteur dans le canal d'environ  $h_r = 1,9$  m en fin de simulation. Pour toutes les simulations avec le même débit amont  $Q_{injecté} = 28$  m<sup>3</sup>/s, la hauteur utilisée à l'amont vaut 1,9 m. Lorsque le débit est plus grand/petit, la hauteur  $h_{injecté}$  est augmentée/diminuée de quelques dizaines de centimètres. Une hauteur plus précise aurait pu être déterminée en calculant la ligne d'eau à partir de la hauteur critique sur le seuil à partir du débit  $Q_{injecté}$ . Cette hauteur aurait été surestimée car une partie de l'écoulement rejoint le bâtiment. Toutefois, cette hauteur  $h_{injecté}$  n'a *a priori* pas d'incidence sur les résultats dans les cas étudiés car la condition limite amont a été disposée loin de l'ouverture et que le régime permanent. Il a donc été jugé suffisant d'utiliser une estimation approximative de  $h_{injecté}$ . En sortie, une pression uniforme égale à 0, avec un gradient de la vitesse dans la direction de l'écoulement nul, est appliquée au bout des deux canaux. Les seuils influencent la répartition des débits et la condition limite aval est disposée après les seuils. Celle-ci n'affecte donc pas les résultats étudiés. Au début de la simulation, les deux canaux sont secs.

### 3.2.1.3 Maillage

Des mailles cubiques sont utilisées. Une étude de sensibilité au maillage de 465000 à 13 millions de mailles a été réalisée sur la simulation  $0,5r-0,5b$   $Q28$   $P$  dont les résultats de hauteur dans la rue  $h_r$  et dans le bâtiment  $h_b$ , ainsi que les débits sortants de la rue  $Q_{av,rue}$  et du bâtiment  $Q_{av,bâti}$  sont présentés sur la figure 3.20. On observe très peu de variations sur les paramètres étudiés en fonction du nombre total de mailles utilisé. Pour les débits, avec 1 million de mailles il apparaît que les débits diminuent légèrement. À partir de 3 millions de mailles en revanche, les débits semblent converger. Le maillage à 3 millions de mailles est donc retenu pour l'ensemble des simulations. Des mailles de 5 cm de côté sont employées dans les directions  $y$  et  $z$  et de 8 cm selon  $x$  où une moins grande précision est nécessaire dans le sens principal de l'écoulement.

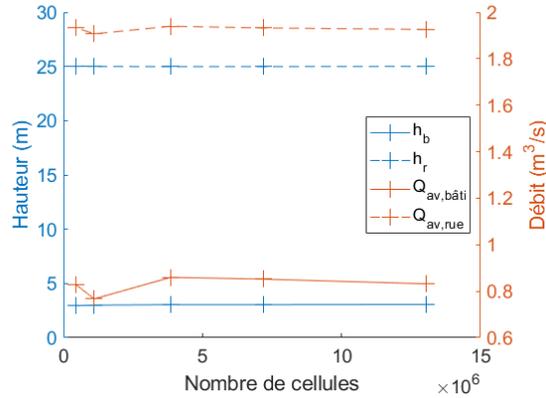


FIGURE 3.20 : Sensibilité au maillage des hauteurs et des débits pour la simulation  $0,5r-0,5b$   $Q28$   $P$ .  $Q_{av,rue}$  et  $Q_{av,b\hat{a}ti}$  sont les débits sortants de la rue et le bâtiment.  $h_r$  (coordonnées  $(20, 6; 0; 3, 25)$ ) et  $h_b$  (coordonnées  $(20, 6; 0; 9, 2)$ ) sont respectivement la hauteur dans la rue et dans le bâtiment. Les débits et les hauteurs sont les moyennes sur les 5 dernières secondes de simulations par les fonctions de post-traitement du modèle 3D.

Les mailles sont raffinées sur la hauteur de chaque seuil ( $x \in [25, 9; 26]$  m,  $y \in [0; h_s]$  m et  $z \in [0; 11, 7]$  m) et de l'ouverture ( $x \in [19; 21, 9]$  m,  $y \in [0; 2]$  m et  $z \in [5, 5; 7, 7]$  m) (voir figure 3.21). Le raffinement de l'ouverture ne couvre pas l'intégralité de l'ouverture (voir figure 3.21b). Ceci n'a d'incidence sur les résultats que si la hauteur ne dépasse pas 2 m dans la rue et le bâtiment. Plus de la moitié des configurations sont concernées. L'influence de ce raffinement incomplet est caractérisée à la section 3.2.2.1.

### 3.2.1.4 Résolution numérique

La méthode VOF est utilisée avec le modèle de turbulence RANS k-omega-SST qui a été validé, ainsi que sa paramétrisation, sur la reproduction d'un pilote expérimental (voir section 3.1). Les calculs sont réalisés sur le serveur de l'Université de Strasbourg en parallèles en faisant appel à 60 cœurs. Le calcul dure jusqu'à 48 h pour 75 s de simulation. Le pas de temps de simulation est  $\Delta t = 0,02$  s et le pas de temps d'écriture est  $\Delta t_s = 10$  s.

Afin de pouvoir établir les lois de débit à travers l'ouverture, il est essentiel que les simulations atteignent le régime permanent. Les résultats montrent toutefois que même avec une durée de simulation longue, des oscillations persistent en fin de simulation (voir sections 3.2.2.1 et 3.2.2.2). Toutes les simulations sont lancées pour une durée initiale de 75 s (voir section 3.2.2.2). Les erreurs résiduelles sur les débits sortants  $Err_{Q_{av,rue}}$  et  $Err_{Q_{av,b\hat{a}ti}}$  (voir éq. (3.3)) sur les 5 dernières secondes de simulation sont calculées. Lorsque l'une de ces deux erreurs dépassent 25 %, alors on considère que le régime pseudo-permanent n'est pas atteint et la durée de la simulation est prolongée jusqu'à une durée estimée permettant de respecter ce

critère. Cette méthode permet d'obtenir des variations inférieures à 25 % en fin de simulation pour les deux débits de sortie. Les erreurs résiduelles finalement obtenues avec la durée de simulation adoptée sont synthétisées dans le tableau en annexe A.4.

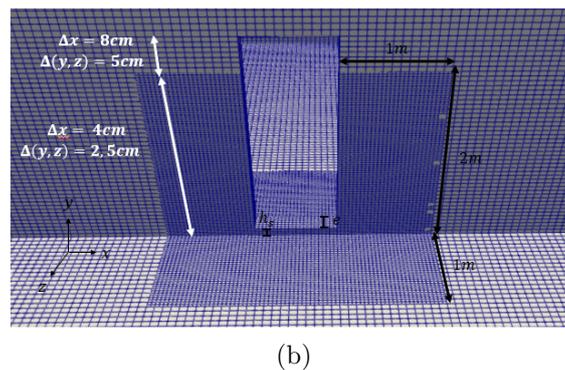
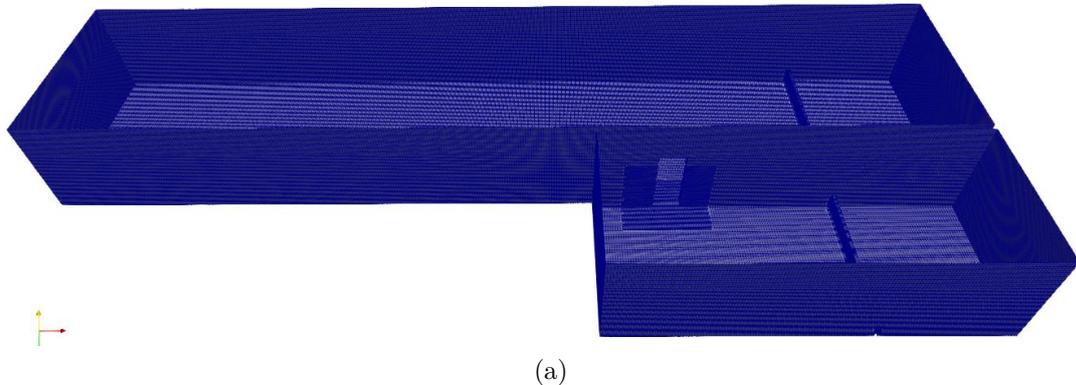


FIGURE 3.21 : Maillage de la géométrie utilisée pour la détermination des lois de débit. (a) Maillage d'une simulation de porte. (b) Raffinement du maillage au niveau de la porte en regardant depuis la rue.

## 3.2.2 Résultats du modèle

### 3.2.2.1 Évolution des débits au cours du temps

On considère  $Q_{av,bâti}$  pour accéder au débit qui transite du côté du bâtiment. La figure 3.22 présente l'évolution temporelle du débit sortant de la rue  $Q_{av,rue}$  et du débit sortant du bâtiment  $Q_{av,bâti}$  pour la simulation  $0,5r-0,5b Q28 P$ . La moyenne calculée sur les 50 dernières secondes de simulation est présentée par des pointillés. Les débits sont calculés par les fonctions de post-traitement du logiciel OpenFOAM au niveau de surfaces définies par la largeur du canal jusqu'à la condition limite supérieure.

Les débits subissent de grandes variations en début de simulation (jusqu'à  $t = 30$  s environ) avec des oscillations qui atteignent jusqu'à  $25 \text{ m}^3/\text{s}$ , car un régime transitoire se met en place du fait du remplissage du canal. À 200 s, des oscillations persistent pour toutes les courbes sans atténuation, indiquant la mise en place d'un régime pseudo-permanent. Dans la rue, les oscillations du débit  $Q_{av,rue}$  sont de l'ordre de  $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$  à 75 s et plus que de  $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$  à 200 s, correspondant à une variation du débit inférieure à 1 %. L'amplitude des oscillations est réduite par deux entre 75 et 200 s. Dans le bâtiment, le débit  $Q_{av,bâti}$  a des oscillations du même ordre de grandeur à 75 s et 200 s, de l'ordre de  $0,3 \text{ m}^3/\text{s}$ , traduisant une variation du débit sortant du bâtiment de 10 % .

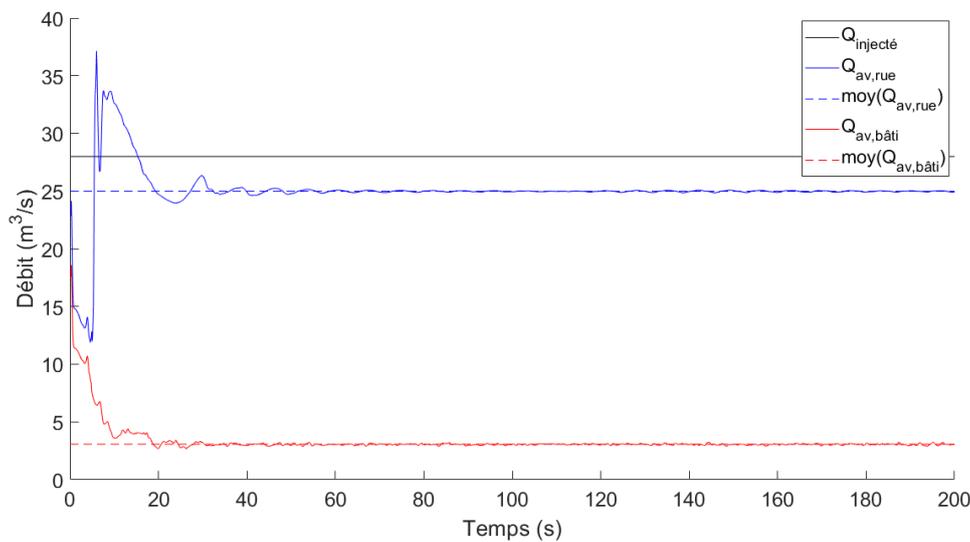


FIGURE 3.22 : Évolution des débits de la simulation  $0,5r-0,5b Q28 P$ . La moyenne est calculée sur les 5 dernières secondes de simulation

On souhaite estimer l'erreur commise sur la grandeur  $G$  si la simulation est arrêtée à 75 s par rapport à 200 s dans un souci d'économie de temps de calcul. Pour cela, on considère que la valeur de référence est la moyenne calculée sur les 50 dernières secondes de la simulation  $0,5r-0,5b Q28 P$  dont la durée est de 200 s. Elle est notée  $\text{moy}(G)^{200 \text{ s}}$  et comparée à la moyenne de  $G$  calculée entre 70 et 75 s. Une durée de 5 s est *a priori* suffisante pour avoir plusieurs oscillations des courbes de débits (voir figure 3.22) ou de hauteur (voir figure 3.24) selon la variable à l'étude. Cette seconde moyenne est appelée  $\text{moy}(G)^{75 \text{ s}}$ .

On calcule l'erreur  $Err_G^{fin}$  liée à la durée de fin de la simulation :

$$Err_G^{fin} = \frac{\text{moy}(G)^{75 \text{ s}} - \text{moy}(G)^{200 \text{ s}}}{\text{moy}(G)^{200 \text{ s}}} \quad (3.13)$$

où  $G$  fait référence à  $Q_{av,bâti}$ ,  $Q_{av,rue}$ ,  $h_r$ , ou  $h_b$ . Les erreurs commises sur les débit  $Q_{av,rue}$  et  $Q_{av,bâti}$  sont inférieures à 1 % en arrêtant la simulation à 75 s au lieu de 200 s.

On s'intéresse à présent au bilan de masse. Pour vérifier la conservation de la masse, la somme des débits sortants  $Q_{av,rue} + Q_{av,bâti}$  est comparée au débit injecté avec l'équation (3.4). Toutes les erreurs de bilan de masse sont exposées dans le tableau de l'annexe A.4. Elles sont toutes inférieures ou égales à  $+/- 1 \%$ , à l'exception de deux simulations pour lesquelles les erreurs sont respectivement de  $-10 \%$  et  $-16 \%$ . Pour ces deux simulations, la hauteur d'eau dans la rue atteint le haut du maillage dans la rue. Il est probable que le déficit du bilan de masse soit donc causé par une perte au niveau de la condition limite supérieure.

On calcule les erreurs  $Err_{Q_{av,rue}}^t$  et  $Err_{Q_{av,bâti}}^t$  (voir éq. (3.3)) pour évaluer la variabilité temporelle du débit sur les 5 dernières secondes de simulation à partir de l'éloignement des valeurs extrêmes par rapport à la moyenne. Ces erreurs sont synthétisées dans le tableau de l'annexe A.4. L'erreur sur le débit ne dépasse pas 2 % pour  $Err_{Q_{av,rue}}^t$  et atteint jusqu'à 23 % pour  $Err_{Q_{av,bâti}}^t$ . Les erreurs sur le débit  $Err_{Q_{av,bâti}}^t$  ne sont pas plus grandes pour les configurations pour lesquelles la hauteur dans la rue dépasse la limite de raffinement de l'ouverture à 2 m (voir figure 3.23b). La difficulté à atteindre le régime permanent dans le bâtiment est supposée être causée par le mur en face de l'ouverture dans le bâtiment. La figure A.6 présente une ligne de courant faisant une recirculation dans le bâtiment et mettant en évidence l'influence du mur sur l'écoulement. Les plus grandes erreurs sur le débit  $Err_{Q_{av,rue}}^t$  sont quant à elles rencontrées pour des hauteurs d'eau dans la rue supérieures à 2 m (voir figure 3.23a), ce qui pourrait suggérer qu'un temps de simulation plus important serait peut être préconisable pour modéliser les inondations extrêmes.

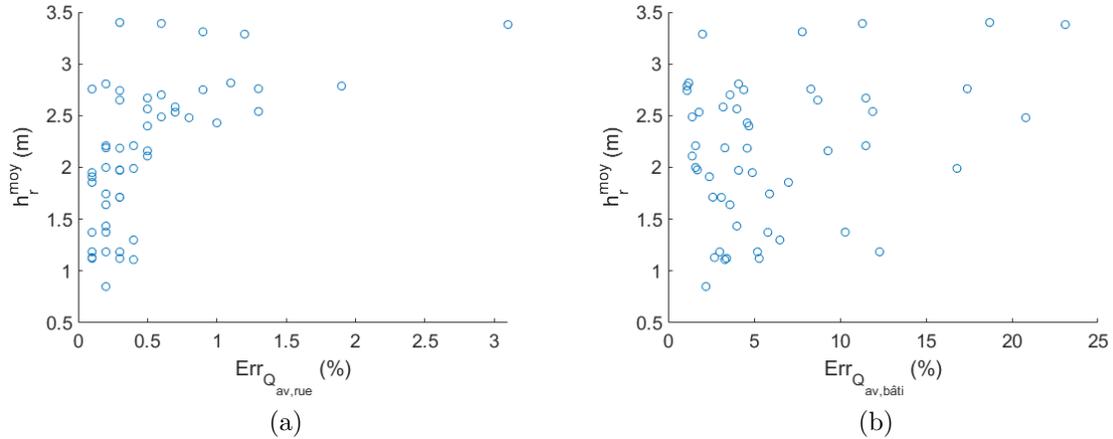


FIGURE 3.23 : Erreur sur les débits aval (voir éq. (3.13)) en fonction de la hauteur d'eau moyenne dans la rue relevée entre  $x \in [18; 23]$  m et  $z \in [0; 6, 5]$  m (voir section 3.2.2.4.1). (a) Débit sortant de la rue. (b) Débit sortant du bâtiment.

### 3.2.2.2 Évolution des hauteurs au cours du temps

Les évolutions de la hauteur dans la rue  $h_r$  et dans le bâtiment  $h_b$  de la simulation  $0,5r-0,5b Q28 P$  sont présentées dans le graphique de la figure 3.24 (voir figure 3.17). La moyenne sur les 50 dernières secondes de simulation est matérialisée par des pointillés. Les hauteurs ont été calculées par une fonction de post-traitement du logiciel OpenFOAM à partir du coefficient  $\alpha$  (voir section 3.11). De même que pour les débits, les variations sont importantes avant 30 s, générant des écarts de hauteur qui atteignent jusqu'à 1 m. Puis, les hauteurs convergent vers une valeur constante. À  $t = 75$  s, l'oscillation de la courbe  $h_r$  est de 0,1 cm, représentant une variation de moins de 1 % de la valeur de  $h_r$ . À  $t = 200$  s, l'oscillation est de 0,05 cm, représentant une division par deux des amplitudes entre 75 et 200 s. L'erreur commise sur la hauteur dans la rue  $h_r$  en arrêtant la simulation à 75 s vaut  $Err_{h_r,centre}^{fin} < 1 \%$ .

Pour la courbe  $h_b$ , les oscillations sont toujours de grandes amplitudes en fin de simulation : à  $t = 75$  s, les oscillations ont une amplitude de 12 cm et à 200 s, l'amplitude est encore de 10 cm, à l'origine d'une variation de la hauteur de 12 %. Néanmoins, l'erreur commise sur la hauteur dans le bâtiment  $h_b$  en arrêtant la simulation à 75 s s'élève seulement à  $Err_{h_b} = 2 \%$ . Une durée de la simulation de 75 s semble suffisante pour approcher la moyenne des hauteurs étudiées, avec une variation tolérée de 2 % sur celles-ci. Contrairement aux débits et aux hauteurs dans la rue, les oscillations ne se réduisent pas en fin de simulation, probablement du fait de la proximité du mur en face.

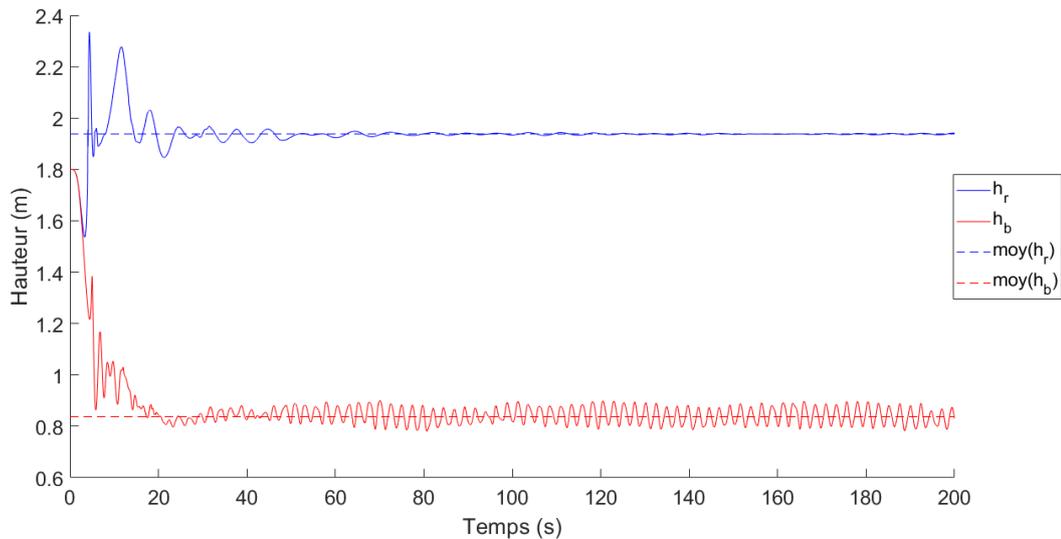


FIGURE 3.24 : Évolution des hauteurs d'eau  $h_r$  (20, 6 ; 3, 25) et  $h_b$  (20, 6 ; 9, 2) de la simulation  $0,5r-0,5b$  Q28 P. La moyenne est calculée sur les 5 dernières secondes de simulation

Finalement, les erreurs commises sur les hauteurs ou sur les débits sont au maximum de 2 % si la simulation est coupée à 75 s au lieu de 200 s, pour une réduction de 60 % de la durée totale de simulation. On considère que cette erreur est acceptable, c'est pourquoi les durées de simulation sont initialement prises égales à 75 s pour chaque simulation réalisée (voir section 3.2.1.4).

### 3.2.2.3 Caractérisation de la charge de l'écoulement

Les lois de débit de la littérature sont généralement basées sur la loi de la conservation de la charge (ou relation de Bernoulli). La relation de Bernoulli le long d'une ligne de courant traversant l'ouvrage permet d'obtenir l'expression de la vitesse en tout point de la section d'écoulement. Le débit s'obtient ensuite par intégration sur la section d'écoulement à partir de la charge moyenne sur une section du tube de courant passant sur l'ouvrage [77].

La charge hydraulique  $H$  désigne l'énergie disponible par unité de poids de l'eau. Au fond du canal, elle s'exprime comme :

$$H = z_b + \frac{P_f}{\rho g} + \frac{u^2}{2g} \quad (3.14)$$

où  $z_b$  est la cote du fond,  $P_f$  la pression au fond.

Si on suppose un profil de pression hydrostatique (ce qui est cohérent avec les hypothèses employées dans les modélisations 2D), on montre que la charge peut s'exprimer :

$$\begin{aligned} H &= z_b + h + \frac{u^2}{2g} \\ &= z_b + H_s \end{aligned} \quad (3.15)$$

où  $h$  est la hauteur d'eau au-dessus du fond et la charge spécifique  $H_s$  est définie de la façon suivante :

$$H_s = h + \frac{u^2}{2g} \quad (3.16)$$

Si la vitesse de l'écoulement est faible, le terme d'énergie cinétique devient négligeable et la charge spécifique peut être assimilée à la hauteur d'eau. Dans un tel cas, les lois de débit se simplifient en une loi reliant le débit à la hauteur d'eau. On cherche maintenant à estimer l'erreur commise si l'on approche la charge spécifique par la hauteur d'eau. Pour une comparaison cohérente avec la théorie, il faudrait calculer la valeur moyenne de la charge spécifique sur la section du tube de courant passant par l'ouverture. Il est toutefois compliqué d'identifier précisément cette section, notamment avec un champ de vitesses tridimensionnelles.

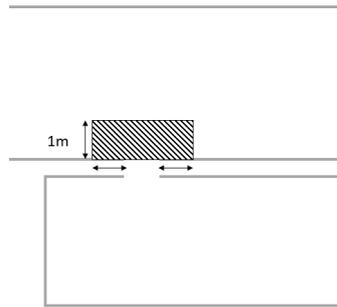


FIGURE 3.25 : Zone d'étude des vitesses d'amenée

Pour pallier cette difficulté, on s'intéresse à une zone de 1 m autour de l'ouverture (voir figure 3.25) sur laquelle on souhaite calculer la charge spécifique. On définit la charge spécifique de référence :

$$H_s^{ref} = \bar{h}_i + \frac{\overline{u_i^2}}{2g} \quad (3.17)$$

où  $\bar{h}_i$  représente la hauteur d'eau moyenne dans la zone d'étude et  $\overline{u_i}$  représente la moyenne du vecteur vitesse dans cette même zone. Si cette dernière est estimée uniquement à partir de la moyenne des vecteurs vitesses dans les directions  $x$  (sens de l'écoulement principal), elle s'écrit :

$$H_{s,x}^{ref} = h + \frac{u_x^2}{2g} \quad (3.18)$$

La charge peut également être calculée à partir uniquement des vecteurs vitesses dans la direction de l'ouverture tel que :

$$H_{s,z}^{ref} = h + \frac{u_z^2}{2g} \quad (3.19)$$

Le choix de la vitesse à employer pour calculer  $H_s^{ref}$  est discutable. Le débit dans la rue est dû uniquement aux vecteurs  $u_x$  dont une partie change d'orientation sous l'effet de l'ouverture, à l'origine du débit qui passe par celle-ci. Avec  $H_{s,x}^{ref}$  on s'attend donc à surestimer la charge spécifique réelle car l'intégralité des vecteurs vitesses qui sont dans le sens principal de l'écoulement sont considérés. Avec  $H_{s,z}^{ref}$ , la charge est plutôt sous-estimée.

On appelle  $H_s^{approx}$  la charge approximative uniquement calculée à partir de la hauteur d'eau :

$$H_s^{approx} = \bar{h}_i \quad (3.20)$$

On cherche à estimer l'erreur commise sur la charge spécifique lorsque celle-ci n'est calculée qu'à partir de la hauteur d'eau. On définit le ratio  $R_{charges}$  pour comparer les charges  $H_s^{ref}$  et  $H_s^{approx}$  avec :

$$R_{charges,x} = \frac{H_s^{approx} - H_{s,x}^{ref}}{H_{s,x}^{ref}} \quad (3.21a)$$

$$R_{charges,z} = \frac{H_s^{approx} - H_{s,z}^{ref}}{H_{s,z}^{ref}} \quad (3.21b)$$

Les ratios  $R_{charges,x}$  et  $R_{charges,z}$  sont calculés sur toutes les simulations. La figure 3.26 expose ces ratios en fonction du débit  $Q_{av,bâti}$  et de la hauteur  $h_r$  pour observer d'éventuelles corrélations. Une tendance croissante générale apparaît sur la figure 3.26a : plus le débit  $Q_{av,bâti}$  augmente, plus le ratio  $R_{charges,x}$  diminue, témoin que le terme de vitesse a moins d'influence lorsque le débit est élevé dans l'ouverture. De même, le ratio  $R_{charges,x}$  diminue lorsque la hauteur dans la rue augmente (voir figure 3.26b). Aucune corrélation évidente n'apparaît pour le ratio  $R_{charges,z}$  (voir figure 3.27).

Les valeurs du ratio  $R_{charge,x}$  sont plus grandes au moins d'un facteur 10 au ratio  $R_{charges,z}$ , confirmant la surestimation attendue. Les simulations de fenêtre ont globalement un ratio  $R_{charges,z}$  plus faible que les simulations de porte (figures 3.27a et 3.27b). À l'inverse, leurs ratios  $R_{charges,x}$  sont plus élevés que ceux des portes. Le ratio  $R_{charge,x}$  vaut au maximum  $-7\%$  pour les simulations de porte et  $-12\%$  pour les fenêtres. Quant au ratio  $R_{charges,z}$ , sa valeur est inférieure à  $1\%$  dans les deux cas.

Les ratios  $R_{charges}$  sont globalement jugés faibles, ce qui implique que la charge spécifique peut être approchée de manière acceptable par la hauteur d'eau. Pour la suite, la vitesse d'amenée est négligée et on utilise une relation hauteur-débit pour caractériser le flux de masse dans l'ouverture.

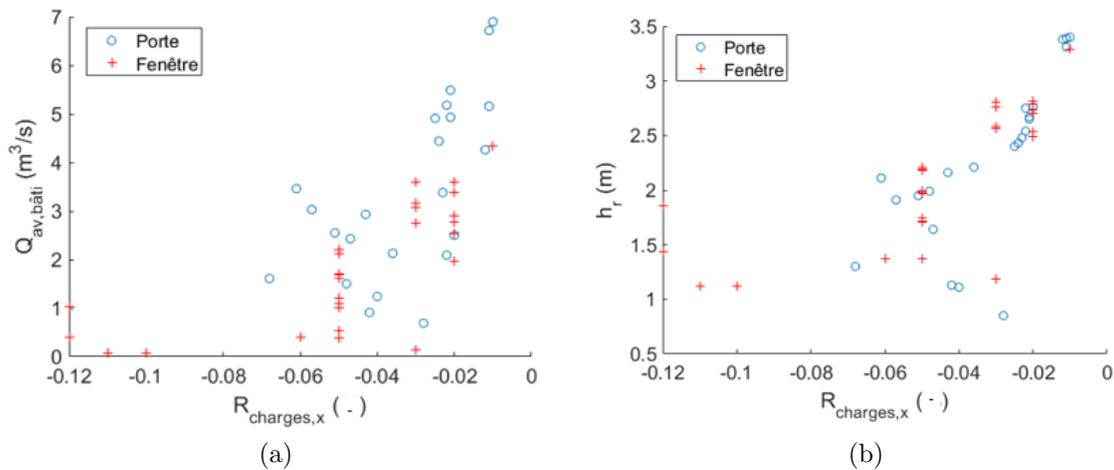


FIGURE 3.26 : Ratio de la charge dans la direction principale  $R_{charges,x}$  (voir éq. (3.21a)) avec et sans terme de vitesse. (a) En fonction du débit sortant du bâtiment. (b) En fonction de la hauteur dans la rue.

### 3.2.2.4 Calcul des moyennes spatiales de la hauteur d'eau

Le modèle d'échange rue-bâti proposé nécessite de pouvoir calculer le débit à travers une ouverture entre une maille représentant une portion de la rue et le bâtiment. Il est donc nécessaire de pouvoir déterminer la hauteur moyenne sur ces deux domaines afin d'établir des lois d'échanges à partir de la modélisation 3D. Le logiciel OpenFOAM ne calcule la hauteur en un point que si ces coordonnées sont spécifiquement renseignées au lancement de la simulation. Quand c'est le cas, il écrit pour tous les pas de temps de stockage la hauteur mesurée par rapport à la cote du fond à partir du coefficient  $\alpha$ . Si on souhaite calculer une hauteur moyenne à partir de plusieurs points dans la rue, alors le logiciel calcule à chaque pas de temps le niveau d'eau, les écrit dans les fichiers de sortie pour tous les pas de temps de stockage. Il faut ensuite télécharger les fichiers depuis le serveur de l'Université de Strasbourg et enfin faire le traitement. Dans un souci d'économie de temps de calcul et éviter les problèmes de stockage, le choix est fait de travailler sur une moyenne spatiale de la hauteur d'eau à la fin de la simulation et non temporelle. À l'état final, la surface libre est analysée dans le domaine et la méthode d'estimation de la surface libre à partir du coefficient  $\alpha$  est détaillée dans la section 3.2.3.1.

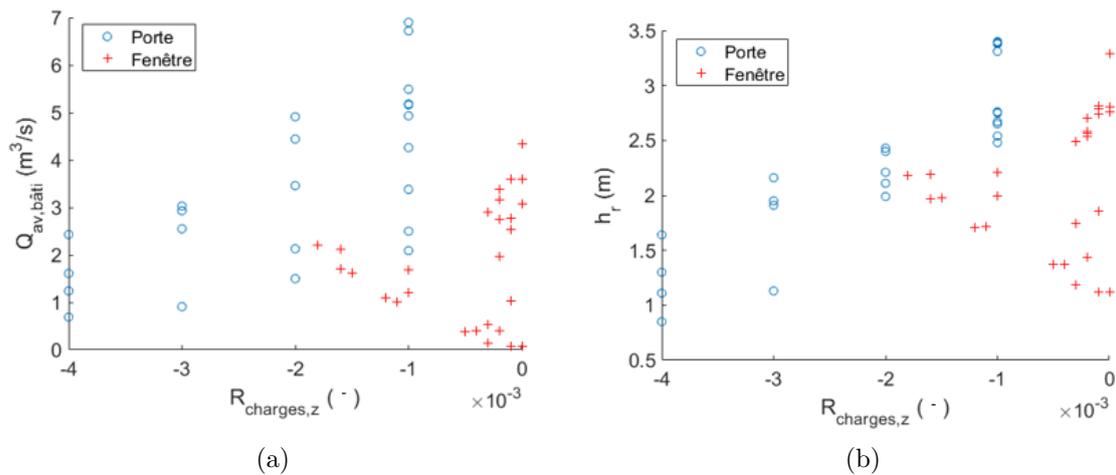


FIGURE 3.27 : Ratio de la charge dans la direction transversale  $R_{charges,z}$  (voir équ. (3.21b)) avec et sans terme de vitesse. (a) En fonction du débit sortant du bâtiment. (b) En fonction de la hauteur dans la rue.

### 3.2.2.4.1 Hauteur moyenne dans la rue

On s'interroge sur l'influence de la zone sur laquelle la hauteur moyenne dans la rue est estimée dans le modèle 3D. Pour cela, cinq zones différentes sont identifiées dans la rue (voir figure 3.28 et tableau 23 pour les coordonnées exactes) : plus le numéro de la zone est élevé, plus la zone est restreinte au niveau de l'ouverture, tandis qu'elle est beaucoup plus large pour des petits numéros. Sur chacune de ces zones, on calcule  $h_{r,i}^{max}$ , correspondant à la hauteur d'eau maximale dans la rue sur la zone n<sup>o</sup>i, les hauteurs minimales et moyennes  $h_{r,i}^{min}$ ,  $h_{r,i}^{moy}$ , ainsi que l'écart-type  $h_{r,i}^{\sigma}$ .

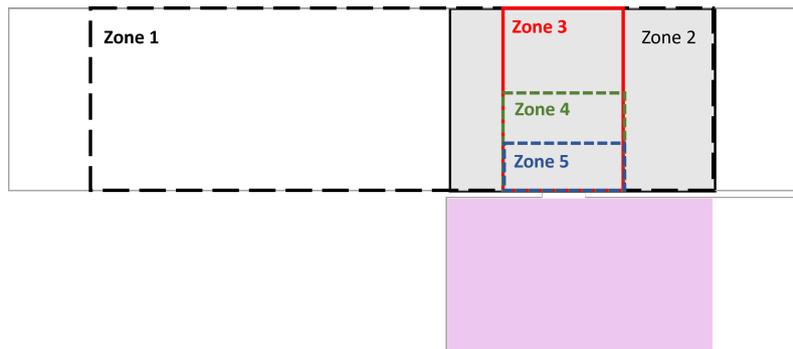


FIGURE 3.28 : Zones sur lesquelles la variabilité de la hauteur dans la rue est observée

TABLEAU 23 : Zones du canal sur lesquelles la hauteur d'eau dans la rue  $h_r$  est analysée

	$x$ ( m )	$z$ ( m )	Surface ( m <sup>2</sup> )
Zone 1	[2, 0; 23, 0]	[0, 0; 6, 5]	136, 50
Zone 2	[18, 0; 23, 0]	[0, 0; 6, 5]	32, 50
Zone 3	Porte : [19, 0; 21, 9] Fenêtre : [19, 0; 22, 2]	[0, 0; 6, 5]	18, 85
Zone 4	Porte : [19, 0; 21, 9] Fenêtre : [19, 0; 22, 2]	[4, 5; 6, 5]	5, 80
Zone 5	Porte : [19, 0; 21, 9] Fenêtre : [19, 0; 22, 2]	[5, 5; 6, 5]	2, 90

Chaque simulation dispose donc de 5 hauteurs maximales  $h_r^{max}$  correspondant à une valeur pour chaque zone (de même pour les hauteurs minimales, moyennes et les écarts-type). De nouveau, il est possible de calculer un minimum, un maximum, une moyenne et un écart type sur ces 5 valeurs : on obtient quatre indicateurs  $H_{hmax}^{min}$ ,  $H_{hmax}^{max}$ ,  $H_{hmax}^{moy}$  et  $H_{hmax}^\sigma$  pour la hauteur  $h_r^{max}$  et les autres indicateurs sont définis de façon analogue pour les hauteurs  $h_r^{min}$ ,  $h_r^{moy}$  et  $h_r^\sigma$ . À partir de ces valeurs, il est possible de calculer les erreurs suivantes :

$$Err_{hmin}^s = \max \left( \frac{H_{hmin}^{moy} - H_{hmin}^{min}}{H_{hmin}^{moy}}, \frac{H_{hmin}^{max} - H_{hmin}^{moy}}{H_{hmin}^{moy}} \right) \quad (3.22a)$$

$$Err_{hmax}^s = \max \left( \frac{H_{hmax}^{moy} - H_{hmax}^{min}}{H_{hmax}^{moy}}, \frac{H_{hmax}^{max} - H_{hmax}^{moy}}{H_{hmax}^{moy}} \right) \quad (3.22b)$$

$$Err_{hmoy}^s = \max \left( \frac{H_{hmoy}^{moy} - H_{hmoy}^{min}}{H_{hmoy}^{moy}}, \frac{H_{hmoy}^{max} - H_{hmoy}^{moy}}{H_{hmoy}^{moy}} \right) \quad (3.22c)$$

$$Err_\sigma^s = \max \left( \frac{H_\sigma^{moy} - H_\sigma^{min}}{H_\sigma^{moy}}, \frac{H_\sigma^{max} - H_\sigma^{moy}}{H_\sigma^{moy}} \right) \quad (3.22d)$$

L'erreur  $Err^s$  permet d'apprécier la variation des valeurs minimales, maximales, moyennes et de l'écart-type dans toutes les différentes zones testées. Plus la valeur est faible, moins le paramètre a varié d'une zone à l'autre, tandis que si la valeur est grande, alors le paramètre est sensible à la zone.

Pour analyser les erreurs  $Err_{hmin}^s$ ,  $Err_{hmax}^s$ ,  $Err_{hmoy}^s$  et  $Err_\sigma^s$  de toutes les simulations, les histogrammes de la figure 3.30 regroupent toutes les erreurs par classes et comptabilisent le nombre de simulations associé à chaque classe d'erreur. La figure 3.29 présente le nombre de simulations pour lesquelles les erreurs  $Err_{hmax}^s$  et  $Err_{hmoy}^s$  sont de 0 à 7 %. Les moyennes et les maximums des hauteurs relevées sur les cinq zones testées varient donc au maximum de 7 %. Les hauteurs minimales de la figure 3.30a et l'écart-type de la figure 3.30b varient davantage, avec une erreur maximale atteignant respectivement 23 et 211 %. Il y a quatre simulations pour

lesquelles l'erreur  $Err_{hmax}^s$  dépasse 5 % et 9 pour  $Err_{hmin}^s$ . L'erreur sur la hauteur maximale n'excédant dans aucun cas 5 %, ceci signifie que les plus grandes hauteurs d'eau mesurée dans le canal sont localisées au niveau de l'ouverture. La hauteur maximale ne montre aucune sensibilité à la zone. Pour les erreurs sur l'écart-type  $Err_{\sigma}^s$  en revanche, toutes les simulations ont une erreur d'au moins 23 %. C'est le paramètre le plus sensible à la zone.

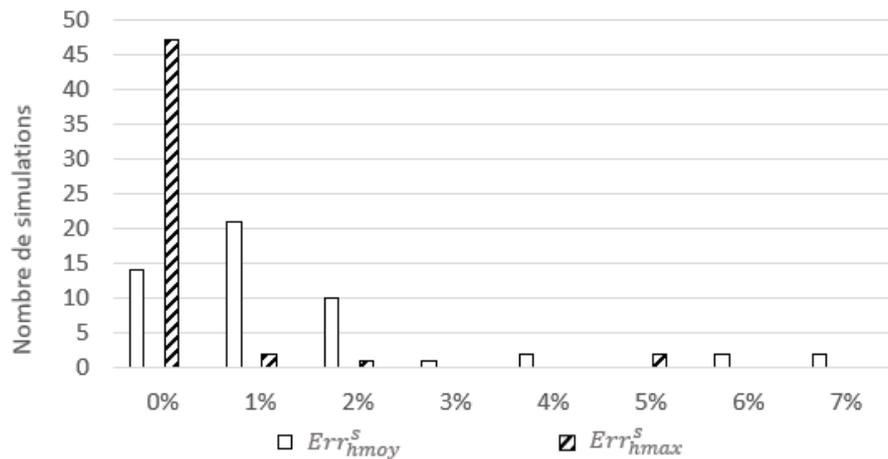


FIGURE 3.29 : Variabilité de la hauteur moyenne (éq. (3.22c)) et de la hauteur maximale (voir éq. (3.22b)) en fonction de la zone dans laquelle ces variables sont calculées (voir figure 3.28) pour toutes les simulations réalisées

On s'intéresse maintenant uniquement aux simulations pour lesquelles l'erreur  $Err^s$  dépasse strictement 5 %. Concernant la hauteur moyenne et la hauteur minimale, les figures 3.31a et 3.31b exposent respectivement les valeurs des hauteurs moyennes et minimales calculées dans les 5 zones pour les simulations présentant une erreur de plus de 5 %. On observe que les valeurs convergent dès la Zone 2, ce qui semble indiquer que c'est la prise en compte de l'amont du canal ou non qui fait sensiblement varier les hauteurs moyennes et minimales calculée dans le canal. Les hauteurs moyennes et minimales sont sensiblement identiques dès qu'elles sont analysées 18 m après la condition limite amont : ceci est un argument pour appuyer que l'ouverture est suffisamment éloignée de l'amont (voir section 3.2.1.2). Les variations observées entre les Zones 1 et 2 sont vraisemblablement causées par un mauvais dimensionnement de la surface sur laquelle le débit  $Q_{injecté}$  est introduit dans le canal. En effet, la surface injectée a été définie en utilisant une hauteur approchée (voir section 3.2.1.2) : les hauteurs augmentent entre les Zones 1 et 2 si la surface a été sous-dimensionnée et elles diminuent si elle a été sur-dimensionnée. Sur les 13 simulations présentées sur les figures 3.31a et 3.31b, seulement 2 correspondent à des portes, ce qui indique que les hauteurs moyennes et minimales varient davantage pour les configurations de fenêtre.

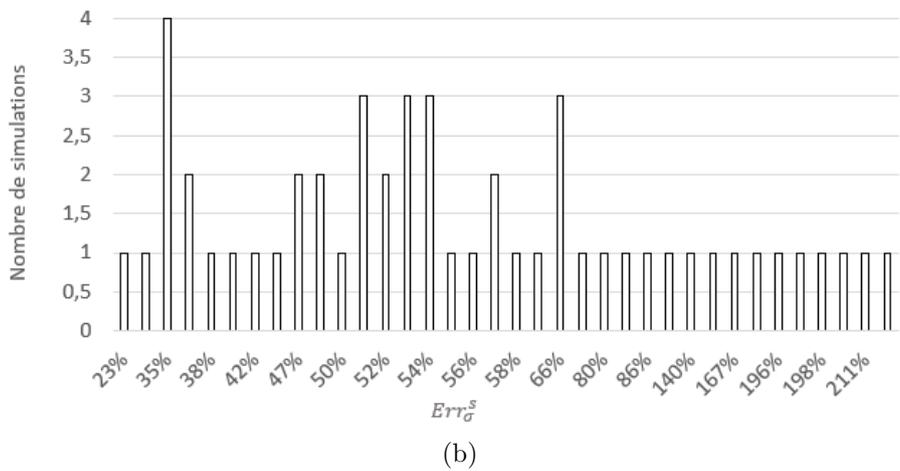
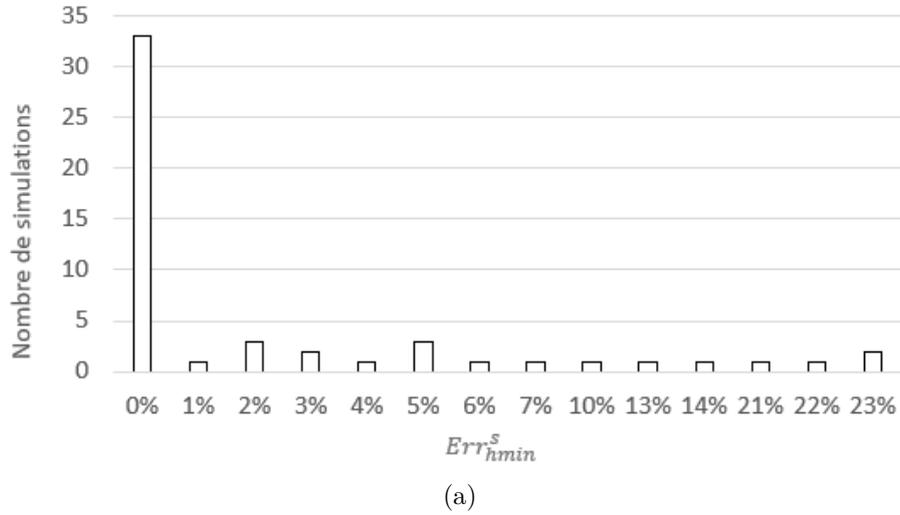


FIGURE 3.30 : Variabilité de la hauteur minimale et de l'écart-type et de l'écart-type en fonction de la zone dans laquelle ces variables sont calculées (voir figure 3.28) pour toutes les simulations réalisées. (a) Hauteurs minimales (éq. (3.22a)). (b) Écart-type (éq. (3.22d)).

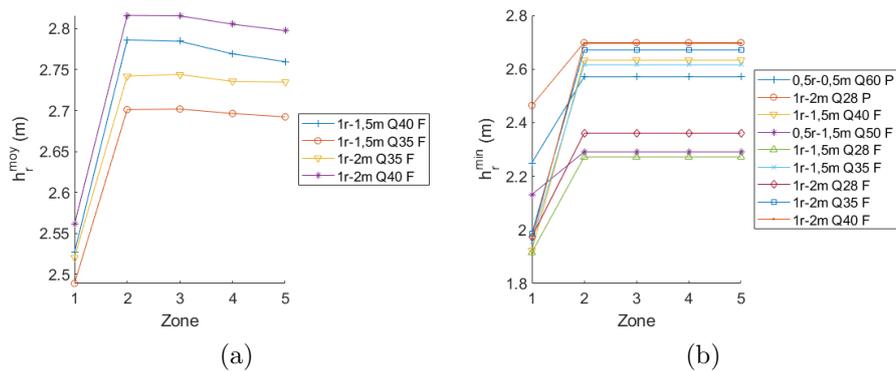


FIGURE 3.31 : Sensibilité de la hauteur dans la rue à la zone sur laquelle celle-ci est relevée (voir figure 3.28) pour les simulations dont la variabilité  $Err_{h_{moy}}^s$  (éq. (3.22c)) ou  $Err_{h_{min}}^s$  (éq. (3.22a)) dépasse 5 % (voir figures 3.29 et 3.30a). (a) Hauteur moyenne. (b) Hauteur minimale. Les zones sont définies dans la figure 3.28.

Pour comprendre la variabilité de l'écart-type en fonction de la zone, on se contente de reporter sur la figure 3.32 les quelques tendances représentatives rencontrées en calculant l'écart-type dans les différentes zones. Dans certains cas l'écart-type augmente globalement en passant de la Zone 1 à la Zone 5, de façon linéaire (en bleu) ou non (en jaune). C'est le signe que la variabilité augmente à proximité de l'ouverture. Ceci s'explique par une forte variabilité de la hauteur dans la rue et dans le bâtiment (voir figure 3.33 suivante). Cette tendance générale croissante est rencontrée dans 71 % des simulations réalisées. Dans d'autres cas, l'écart-type diminue d'abord avant d'augmenter finalement à partir de la Zone 2 (en violet) ou 4 (en rouge). Une forte diminution entre les Zones 1 et 2 témoigne de nouveau du mauvais dimensionnement de la condition limite aval. Pour toutes les simulations, les écarts-type valent au maximum 0,13 m pour les portes et 0,25 m pour les fenêtres. Ils sont relativement faibles par rapport à la moyenne, car celle-ci vaut au minimum 0,85 m, démontrant ainsi que les hauteurs dans la rue sont globalement peu dispersées. La moyenne semble donc être un bon indicateur pour caractériser la hauteur dans la rue. D'une zone à l'autre, l'écart-type est susceptible de varier jusqu'à 0,05 m pour les portes et 0,17 m pour les fenêtres. Les variations sont plus marquées pour les fenêtres que pour les portes.

Finalement, l'analyse de la hauteur à différents endroits du canal met en évidence que la hauteur moyenne et les extrêmes varient peu d'une zone à l'autre. L'écart-type est plus sensible et son analyse montre que la hauteur varie davantage à l'approche de l'ouverture. Les petits écarts-types indiquent en plus que la moyenne est un bon indicateur pour caractériser la hauteur dans la rue. L'étude montre que les hauteurs varient davantage dans la rue pour les fenêtres.

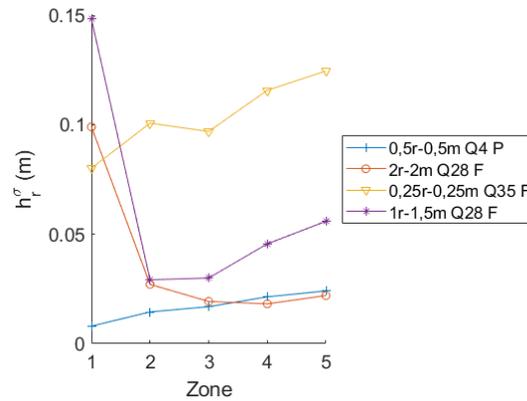


FIGURE 3.32 : Sensibilité de l'écart-type dans la rue à la zone testée (voir figure 3.28) pour quelques simulations dont la variabilité  $Err_o^s$  (éq. (3.22d)) dépasse 5 % (voir figure 3.30b)

Pour la suite, la hauteur moyenne dans la rue est calculée sur la Zone 2, comprise entre  $x \in [18; 23]$  m et  $z \in [0; 6, 5]$  m, car les hauteurs moyennes et extrêmes varient de manière insignifiante entre les Zones 2 et 5. Ce choix conditionne l'utilisation du modèle d'échanges rue-bâti. L'utilisateur du modèle doit découper son domaine avec des mailles d'une taille équivalente pour être dans des configurations similaires et s'assurer que la loi est valide.

La zone sur laquelle la hauteur dans la rue est estimée a été définie. Pour illustrer ce choix, la surface libre de la simulation  $0,5r-0,5b$  Q28 P est visible sur la figure 3.33a. Elle est variable au niveau de l'ouverture, avec ponctuellement un abaissement et une surélévation de la surface libre. La différence  $h_r^{max} - h_r^{min}$  varie de 11 à 72 cm selon les simulations. Cette différence ne semble ni corrélée à l'écoulement dans le canal, ni aux échanges rue-bâti (voir figure 3.34). On propose d'utiliser le même indicateur que pour les débits pour caractériser la variabilité en pourcentage et ainsi construire un indicateur représentant l'incertitude sur la hauteur dans le canal utilisée dans les lois d'échanges.

On appelle  $Err_h^s$  l'erreur commise sur la hauteur dans la rue ( $h_r$ ) ou dans le bâtiment ( $h_b$ ) dû à la variabilité spatiale dans la zone dans laquelle elle est relevée :

$$Err_h^s = \max \left( \frac{h_{moy}^s - h_{min}^s}{h_{moy}^s}, \frac{h_{max}^s - h_{moy}^s}{h_{moy}^s} \right) \quad (3.23)$$

L'exposant  $s$  rappelle que cette erreur permet d'apprécier la variabilité spatiale de la hauteur, contrairement à l'erreur sur le débit calculée dans la section 3.2.2.1 qui est liée à l'évolution de ce dernier dans le temps. Les résultats de  $Err_{h_r}^s$  pour toutes les simulations sont exposées dans le tableau de l'annexe A.4. L'écart des extrêmes par rapport à la moyenne représente entre 3 et 19 %. L'erreur dépasse strictement 10 % pour 50 % des simulations, démontrant ainsi qu'elle est significative dans la moitié des cas. Ces erreurs ne sont pas corrélées de manière évidente à l'écoulement dans le canal ( $Q_{injecté}$  et  $h_r^{moy}$ ), ni aux échanges rue-bâti ( $h_b^{moy}$  et  $Q_o$ ) (non présenté).

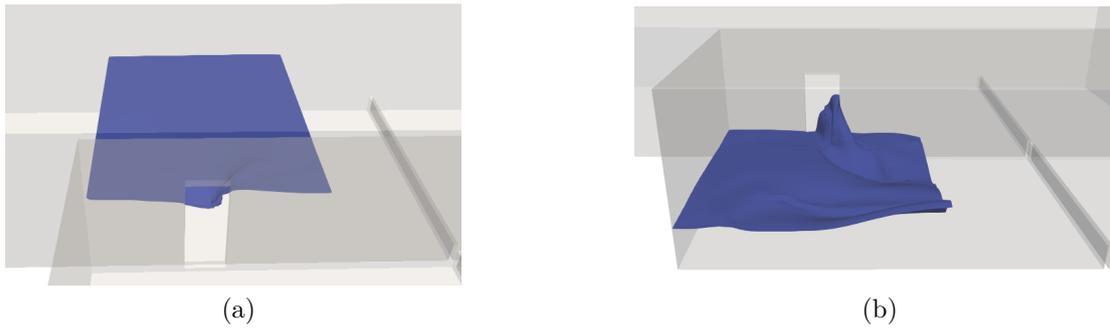


FIGURE 3.33 : Surface libre à proximité de l'ouverture dans la simulation  $0,5r-0,5b$  Q28 P. (a) Dans la rue, dans la zone sur laquelle les hauteurs moyennes sont extraites pour interpréter les résultats. (b) Dans le bâtiment, dans la zone sur laquelle les hauteurs moyennes sont extraites pour interpréter les résultats.

#### 3.2.2.4.2 Hauteur moyenne dans le bâtiment

Dans le modèle 2D, chaque ouverture communique avec un bâtiment pour lequel une seule hauteur d'eau est calculée. La hauteur moyenne employée dans le 3D pour fabriquer les lois de débit doit donc prendre en compte une hauteur moyenne dans le bâtiment sur une zone assimilable à la surface du bâtiment. Le bâtiment modélisé en 3D étant large de 5 m, on propose de prendre une longueur de 5 m, donnant une surface équivalente à  $25 \text{ m}^2$  qui semble représentative d'une surface réelle pour une pièce. La *zone bâtie* sur laquelle la hauteur dans le bâtiment est mesurée est comprise entre  $x \in [18; 23]$  m et  $z \in [6, 7; 11, 7]$  m (en rose sur la figure 3.28).

La section 3.2.2.2 a montré que la hauteur dans le bâtiment peine à se stabiliser au cours du temps. La surface libre visible sur la figure 3.33b pour la simulation  $0,5r-0,5b$  Q28 P montre que la variabilité spatiale est importante à proximité de l'ouverture à cause de la différence des hauteurs d'eau de part et d'autre de l'ouverture.

Pour caractériser la variabilité spatiale de la hauteur dans le bâtiment  $h_b$  en fonction des simulations, la différence entre les valeurs maximales et minimales  $h_b^{max} - h_b^{min}$  est calculée dans toutes les cellules du bâtiment comprises dans la *zone bâtie*. La différence  $h_b^{max} - h_b^{min}$  est comprise entre 0,14 et 2,21 m. Cette dernière n'est *a priori* pas corrélée au débit sortant du bâtiment (voir figure 3.35a). En revanche, une tendance globale décroissante apparaît entre la différence  $h_b^{max} - h_b^{min}$  et la hauteur  $h_b^{moy}$ , indiquant que plus la hauteur moyenne dans le bâtiment augmente, moins la variabilité est importante (voir figure 3.35b).

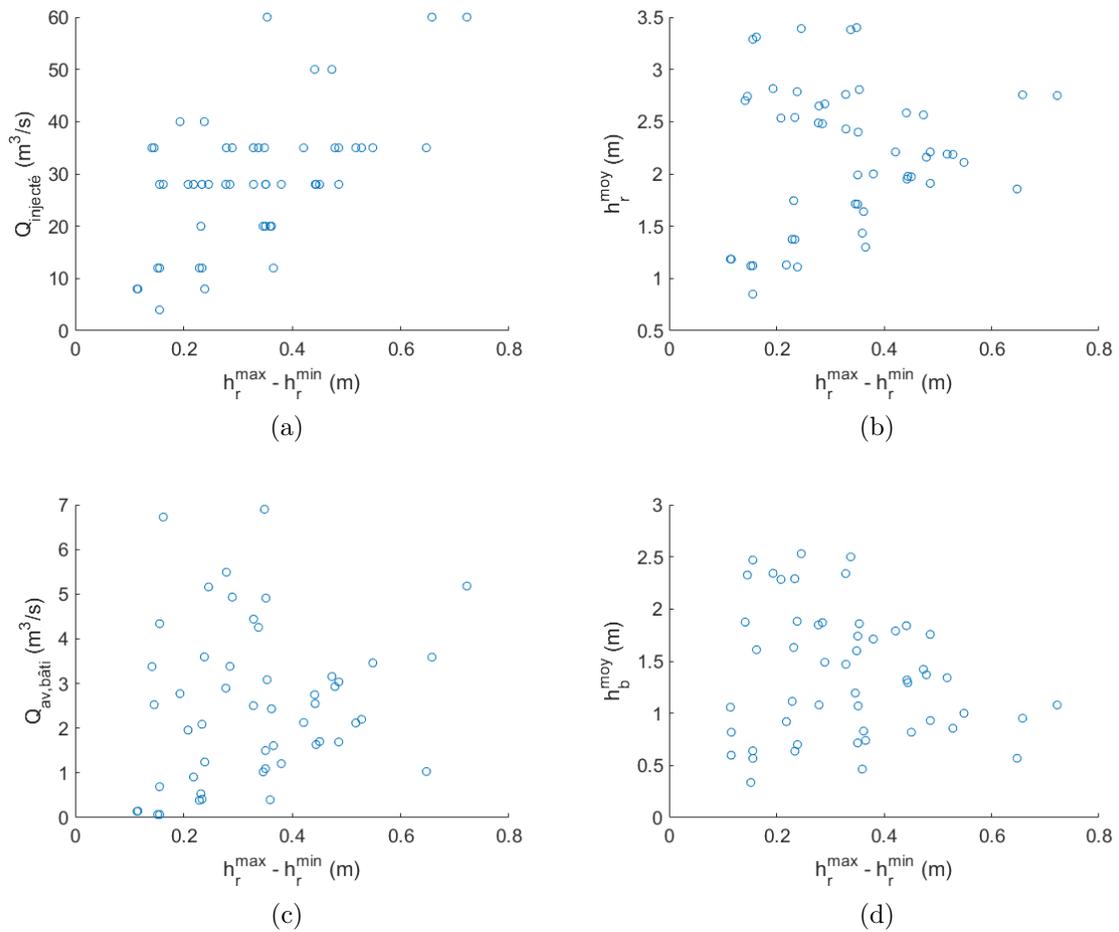


FIGURE 3.34 : Étude de corrélation de la différence entre les extrêmes rencontrés dans la rue. (a) En fonction du débit injecté. (b) En fonction de la hauteur moyenne dans la rue. (c) En fonction du débit sortant du bâtiment. (d) En fonction de la hauteur moyenne dans le bâtiment.

Pour chaque simulation, l'erreur sur la hauteur  $Err_{h_b}^s$  est calculée (voir éq. (3.3)). Les résultats sont disponibles dans le tableau en annexe A.4. Les erreurs  $Err_{h_b}^s$  sont comprises entre 4 et 250 % et dépassent strictement 10 % dans 85 % des simulations. La majorité des simulations sont donc concernées par une variabilité significative de la hauteur dans le bâtiment. À noter également que la variabilité spatiale de la hauteur dans le bâtiment est plus importante que celle de la rue. La variabilité est supposée être provoquée par la proximité du mur du bâtiment. Pour des bâtiments plus petits, cette variabilité pourrait augmenter, tandis qu'elle est susceptible de s'atténuer pour des bâtiments avec une largeur plus importante.

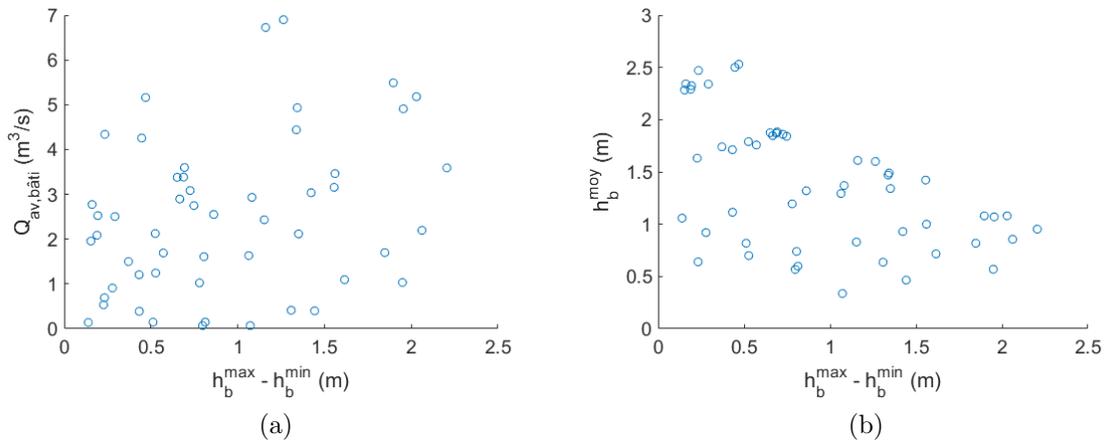


FIGURE 3.35 : Étude de corrélation de la différence entre les extrêmes rencontrés dans le bâtiment. (a) En fonction du débit sortant du bâtiment. (b) En fonction de la hauteur moyenne dans le bâtiment.

### 3.2.2.5 Bilan

Le tableau en annexe A.3 synthétise les données des simulations qui sont nécessaires pour interpréter les résultats et déterminer des lois d'échanges. Les hauteurs  $h_r$  et  $h_b$  représentent respectivement les moyennes spatiales dans la rue et le bâtiment à l'état final de la simulation, qui sont calculées sur une zone délimitée par les bornes  $x \in [18; 23]$  m, sur la largeur de la rue ou du bâtiment. Les hauteurs dans la rue sont comprises entre 0,85 et 3,39 m. Dans le bâtiment, elles vont de 0,34 jusqu'à 2,47 m. Les simulations permettent de couvrir la gamme des hauteurs prévues. Le débit d'échange  $Q$  est le débit  $Q_{av,b\grave{a}ti}$  moyen estimé sur les 5 dernières secondes de simulation à la sortie du canal du bâtiment. Il vaut entre 0,07 et 6,90  $m^3/s$ , représentant de 1 à 24 % du débit total injecté à l'amont du canal.

La préparation des simulations, la phase de calcul et de post-traitement qui ont été réalisées pour le calage des lois demande approximativement un mois de travail. Il aurait été préférable de réaliser davantage de simulations pour certaines configurations, mais celles-ci n'ont pas été faites par manque de temps.

### 3.2.3 Association des simulations aux domaines de validité des lois théoriques

La section 1.4.3 a montré que les portes et les fenêtres peuvent être approchées par une combinaison des lois utilisées aux abords des seuils et des orifices. Plusieurs simulations réalistes sont modélisées en 3D, à partir desquelles le débit simulé est approché par cette formule théorique. Pour cela, le coefficient de débit de chaque loi est calé et l'erreur entre les deux débits est caractérisée. L'utilisation des formules de la littérature nécessite d'associer chaque simulation à la bonne loi, c'est pourquoi les domaines de validité des lois doivent être définis pour les configurations étudiées.

### 3.2.3.1 Domaines de validité des lois théoriques

Dans la section 1.4.3, il y a cinq formules qui ont été présentées et qui permettent de décrire le comportement physique de l'écoulement à travers une porte et une fenêtre : deux formules de seuil et trois formules d'orifice. Chaque formule possède son domaine de validité. Ce dernier dépend de la hauteur d'eau dans la rue  $h_r$  et dans le bâtiment  $h_b$ . Les hauteurs  $h_{s,r}$  et  $h_{s,b}$  sont les hauteurs d'eau au-dessus du seuil dans la rue et le bâtiment respectivement. Les notations sont reprises des figures 1.31 et 1.35 précédemment présentées.

Dans la littérature, les trois régimes pour la loi d'orifice ont des limites strictement géométriques (voir section 1.4.3.2). Le passage du régime dénoyé au régime partiellement noyé se fait quand le niveau d'eau à l'aval dépasse le niveau inférieur de l'orifice ( $h_b > h_s$ ) et le passage en régime noyé est réalisé lorsque ce même niveau dépasse le haut de l'ouverture ( $h_b > h_s + h_o$ ).

Comme démontré dans la bibliographie (voir section 1.4.3.1.2), la limite entre les régimes de seuil dénoyé et noyé n'est (i) pas claire (comprise entre  $[\frac{2}{3}; 0, 82]$  pour les seuils à crête épaisse et un ratio en  $\frac{h_{s,b}}{h_{s,r}} = 1$  pour les crêtes minces d'après [19], et (ii) pas adaptée aux configurations étudiées puisque les travaux de la littérature ne s'intéressent pas à des ouvrages semblables aux portes et aux fenêtres qui nous intéressent ici. Ainsi, on propose de caractériser le ratio  $\frac{h_{s,b}}{h_{s,r}}$  correspondant au passage par  $Fr = 1$  (voir section 1.4.3.1.2) pour distinguer les régimes de seuil dans les configurations testées.

On rappelle que le nombre de Froude est défini comme le ratio de la vitesse de l'écoulement  $u$  sur la célérité des ondes de pression  $c$  :

$$Fr = \frac{u}{c} \quad (3.24)$$

Dans un écoulement tridimensionnel, il n'existe *a priori* pas de définition formalisée pour la célérité des ondes de pression. Les observations de [116] montrent les limites d'une approche basée sur un nombre de Froude calculé de manière globale à l'échelle de la section d'écoulement. En effet, dans un carrefour, les mesures montrent qu'une modification de l'écoulement à l'aval induit une modification de l'écoulement à l'amont et ce malgré un nombre de Froude supérieur à 1 (régime torrentiel) dans une section d'écoulement entre ces deux points. L'explication proposée est que l'écoulement n'était pas unidimensionnel sur cette section, avec des zones à écoulement torrentiel et d'autres à écoulement fluvial, expliquant ainsi le contrôle aval. L'écoulement dans l'ouverture n'étant *a priori* pas unidimensionnel dans les configurations étudiées, il a été choisi de ne pas réaliser d'analyse basée sur un nombre de Froude défini sur l'ensemble de la section de l'ouverture, en cohérence avec les observations faites par [116].

On s'intéresse aux colonnes d'eau à l'intérieur de l'ouverture. Il y a 6 mailles sur l'épaisseur de la largeur de l'ouverture, 22 colonnes d'eau pour les portes et 29 pour les fenêtres. L'ouverture étant positionnée entre les coordonnées  $z = 6,5$  et  $6,7$  m, la section en travers de l'ouverture qui est étudiée est localisée au milieu de l'ouverture, en  $z = 6,6$  m (voir figure 3.36). Le nombre de Froude est calculé dans les colonnes de cette section à partir de deux estimations faisant appel à des vitesses d'écoulement différentes tel que :

$$\text{Fr}_i^{\text{moy}} = \frac{u_{z,i}^{\text{moy}}}{\sqrt{gh_i}} \quad (3.25a)$$

$$\text{Fr}_i^{\text{max}} = \frac{u_{z,i}^{\text{max}}}{\sqrt{gh_i}} \quad (3.25b)$$

où  $u_{z,i}^{\text{max}} = \max_j (u_{z,i,j})$  (respectivement  $u_{z,i}^{\text{moy}} = \text{moy}_j (u_{z,i,j})$ ) est la valeur maximale (respectivement moyenne) des  $j$  cellules le long de la colonne n° $i$  de la composante suivant l'axe  $z$  de la vitesse en direction de l'ouverture.

Pour rappel, le coefficient  $\alpha$  représente la teneur en eau des cellules qui sont situées à l'interface air-eau. Pour déterminer la surface libre  $h$  de chaque colonne, il s'agit d'identifier la cellule qui contient  $0 < \alpha < 1$ . À la différence des hauteurs d'eau dans la rue et dans le bâtiment qui sont calculées à des coordonnées précises via les fonctions de post-traitement du logiciel OpenFOAM comme présenté dans la section 3.2.2.2, la hauteur d'eau dans l'ouverture a été déterminée manuellement (puisque les données de cette dernière ont dû être de toute façon extraites pour accéder aux vitesses  $u_{z,i}^{\text{moy}}$  et  $u_{z,i}^{\text{max}}$ ). Dans chaque cellule, le code calcule le coefficient  $\alpha$ . La figure 3.36 montre à gauche pour la simulation *0,5r-0,5b Q28 P*, la valeur du coefficient  $\alpha$  dans la section d'écoulement de l'ouverture sur laquelle on souhaite calculer le nombre de Froude. On constate que la limite entre les mailles ne contenant que de l'air ( $\alpha = 0$ ) et celles ne contenant que de l'eau ( $\alpha = 1$ ) s'étale sur plusieurs mailles. Le graphique à droite détaille l'évolution du coefficient  $\alpha$  sur la colonne comprise entre les coordonnées  $x = 20,6545$  et  $20,6955$  m, où chaque point correspond à une maille de calcul. On observe 253 mailles sur cette verticale qui commence à  $y = 10$  cm et se termine à  $y = 2,00$  m. Il y a 56 % des cellules avec  $\alpha = 1$  et 25 % pour lesquelles  $\alpha = 0$ . Pour 19 % des mailles (48),  $0 < \alpha < 1$ , ce qui positionne la surface libre entre 1,3972 et 1,8250 m pour la colonne d'eau présentée.

Pour identifier la surface libre, on suppose que l'interface air-eau se situe au niveau du coefficient  $\alpha$  le plus proche de 0,5. Le niveau d'eau correspondant pour la colonne d'eau présentée de la simulation *0,5r-0,5b Q28 P* est représenté par des pointillés rouges sur le graphique de la figure 3.36. Cette méthode a été appliquée pour toutes les colonnes d'eau de chacune des simulations pour calculer le nombre de Froude à partir des équations (3.25a) et (3.25b).

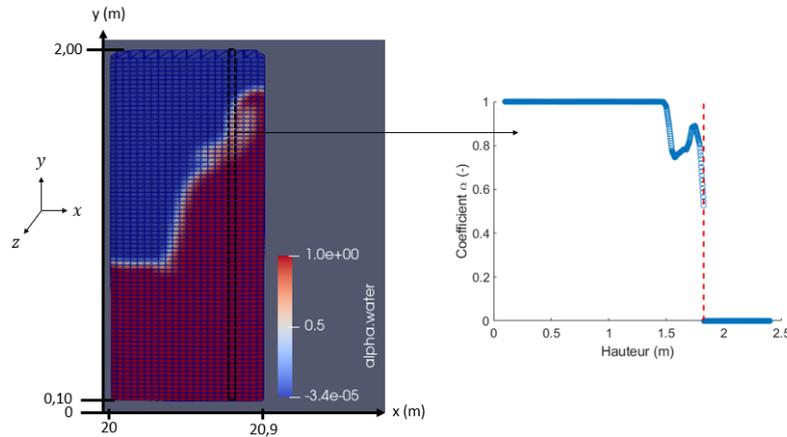


FIGURE 3.36 : Coefficient  $\alpha$  dans l'ouverture de la simulation  $0,5r-0,5b$   $Q28$   $P$  dans la section en travers correspondant à  $z = 6,6$  m

L'objectif est de savoir quelle formule (régime dénoyé ou noyé) employer lorsque la loi de seuil est valide. La limite dénoyé/noyé est supposée correspondre à  $Fr_i^{max} = 1$  ou à  $Fr_i^{moy} = 1$ . On souhaite obtenir un critère simple pour le code de calcul 2D. On s'autorise donc à ce que la limite soit une fonction du type  $h_{s,b} = f(h_{s,r})$  qui soit linéaire ou au maximum un polynôme de degré 2. On s'intéresse dans un premier temps au nombre de Froude des simulations de porte. Les figures 3.37 et 3.38 présentent la valeur du ratio  $\frac{h_{s,b}}{h_o}$  en fonction du ratio  $\frac{h_{s,r}}{h_o}$  avec deux méthodes pour estimer le nombre de Froude dans l'ouverture. Avec la méthode  $Fr_i^{moy}$  dont les résultats sont présentés dans les figures 3.37a pour les portes et 3.38a pour les fenêtres, les nombres de Froude ne dépassent pas 0,8. Pour les portes, avec la méthode  $Fr_i^{max}$  en figure 3.37b, il y a quatre simulations pour lesquelles le nombre de Froude dépasse 1. On retrouve ces simulations sur le graphique de la figure 3.37a correspondant à un  $Fr_i^{moy}$  compris entre 0,7 et 0,8.

En supposant que ces simulations ont effectivement un régime d'écoulement dénoyé, alors les simulations en régime noyé se situent au-dessus de la droite en pointillés bleus ( $h_{s,b} = 0,588h_{s,r}$ ) et les configurations dénoyées sous la droite rouge d'équation ( $h_{s,b} = 0,535h_{s,r}$ ). Il existerait donc un ratio  $\frac{h_{s,b}}{h_{s,r}}$  théorique (noté  $R^{th}$ ) tel que  $0,535 < R^{th} < 0,588$ . Ce ratio  $R^{th}$  permettrait de distinguer les régimes seuil dénoyé et noyé pour les configurations de porte.

La limite théorique  $\frac{h_{s,b}}{h_{s,r}} = \frac{2}{3}$  est tracée quant à elle en pointillés verts. Cette limite sépare les simulations pour des nombres de Froude supérieurs ou inférieurs à 0,6 sur la figure 3.37a et de 0,85 sur la figure 3.37b. Le ratio  $R_{th}$  est donc inférieure à cette limite théorique.

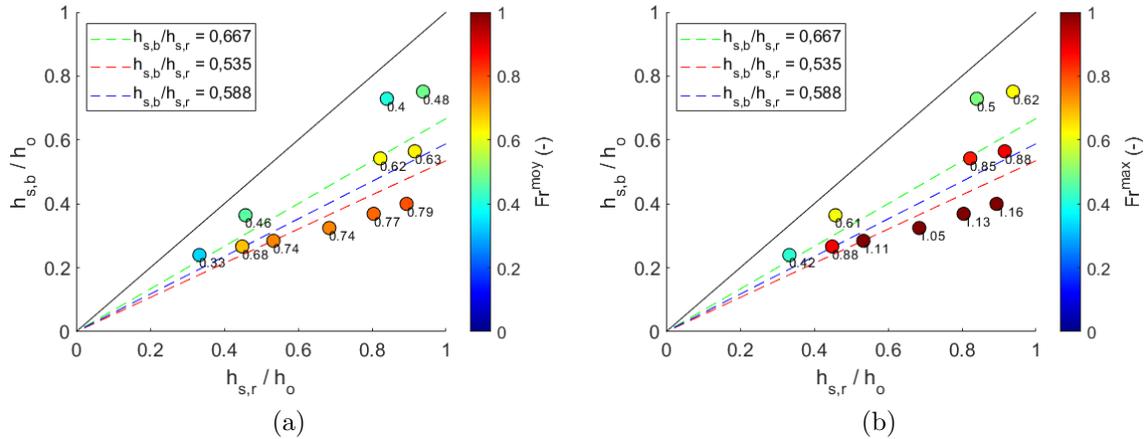


FIGURE 3.37 : Ratio  $\frac{h_{s,b}}{h_o}$  en fonction du ratio  $\frac{h_{s,r}}{h_o}$  pour les simulations de porte avec deux méthodes de calcul du nombre de Froude. (a)  $Fr^{moy}$  (voir équ. (3.25a)). (b)  $Fr^{max}$  (voir équ. (3.25b)). Un ratio  $\frac{h_{s,r}}{h_o} > 1$  (respectivement  $\frac{h_{s,b}}{h_o} > 1$ ) indique que la hauteur dans la rue (respectivement dans le bâtiment) dépasse le haut de l'ouverture. Puisqu'on s'intéresse aux simulations pour lesquelles la loi de seuil est applicable uniquement, le graphique s'arrête à  $\frac{h_{s,r}}{h_o} < 1$ . Les marqueurs et les étiquettes renseignent sur le nombre de Froude en fonction de la méthode d'estimation employée.

Pour les fenêtres dont les résultats sont exposés de façon similaire dans la figure 3.38, les nombres de Froude sont compris entre 0,22 à 1,04 pour les fenêtres, tandis qu'ils sont compris entre 0,33 et 1,16 pour les portes. Il y a des nombres de Froude légèrement plus faibles pour les fenêtres et à l'inverse plus élevés chez les portes. Sur la figure 3.38a, les nombres de Froude valent au maximum 0,84. Il y a deux simulations avec un nombre de Froude au-dessus de 1 sur la figure 3.38b. Or, il y a 10 simulations de fenêtre pour lesquelles la hauteur dans le bâtiment est sous la crête du seuil ( $\frac{h_b}{h_o} < 0$ ), par conséquent le régime d'écoulement est forcément dénoyé. Par ailleurs, les points positionnés sous la droite horizontale  $\frac{h_{s,b}}{h_o} < 0$  ont des valeurs très variables, avec un minimum de 0,22 sur la figure 3.38a et de 0,34 sur la figure 3.38b. Des valeurs du même ordre de grandeur sont visibles au-dessus de cette droite horizontale. Les deux méthodes utilisées ne permettent pas de représenter correctement le changement de régime pour les fenêtres car il existe des valeurs faibles du nombre de Froude pour les simulations dont le régime d'écoulement est forcément dénoyé.

Ceci montre les limites de l'estimation du nombre de Froude dans l'ouverture. Les nombres de Froude calculés sont peut être faux car ces derniers n'ont été calculés que dans un profil en travers dans l'ouverture. Or, il est possible que le régime torrentiel se produise à un autre endroit de l'ouverture, ou juste avant l'ouverture, et que la section en travers utilisée n'a pas permis d'identifier le passage ponctuel en

torrentiel. D'autre part, le calcul du nombre de Froude qui a été utilisé fait appel à la hauteur de la colonne d'eau. Or, le coefficient  $\alpha$  est variable dans l'ouverture (voir figure 3.36). Le nombre de Froude est par conséquent entaché de l'incertitude sur la hauteur d'eau. Enfin, les formules du nombre de Froude reposent sur l'hypothèse 1D que l'écoulement est uniforme sur la verticale, ce qui n'est pas garanti.

Ces différents constats mettent en évidence qu'il est complexe de calculer le nombre de Froude dans l'ouverture en 3D. Néanmoins, on propose pour la suite de conserver la limite de la porte avec un ratio des hauteurs  $\frac{h_{s,b}}{h_{s,r}}$  compris entre 0,535 et 0,588. Ce ratio permet *a priori* de correctement identifier les changements de régime pour les simulations de porte et il est de plus proche de la limite théorique  $\frac{h_{s,b}}{h_{s,r}} = \frac{2}{3}$ . Ce ratio est utilisé également pour les simulations de fenêtres, à défaut d'avoir une meilleure méthode pour identifier le régime d'écoulement.

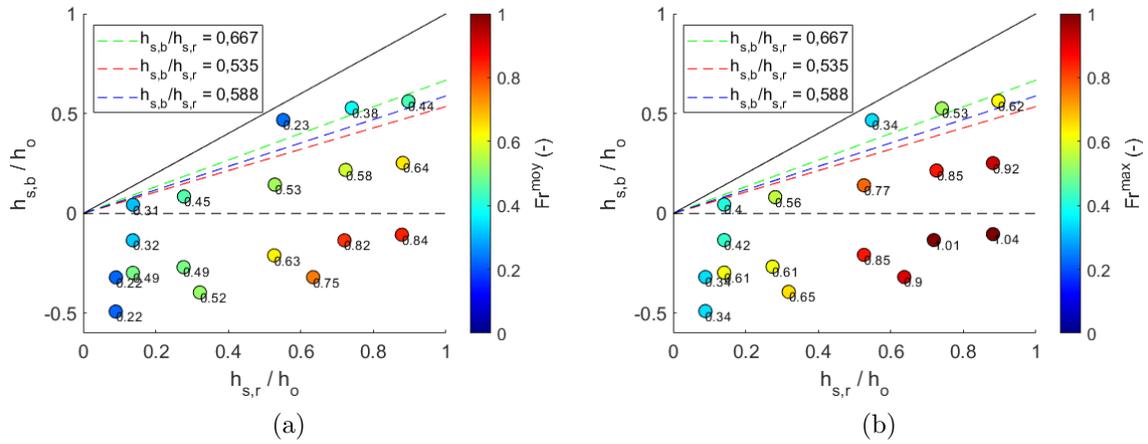


FIGURE 3.38 : Ratio  $\frac{h_{s,b}}{h_o}$  en fonction du ratio  $\frac{h_{s,r}}{h_o}$  pour les configurations de fenêtre avec deux méthodes de calcul du nombre de Froude. (a)  $Fr^{moy}$  (voir éq. (3.25a)). (b)  $Fr^{max}$  (voir éq. (3.25b)). Un ratio  $\frac{h_{s,r}}{h_o} > 1$  (respectivement  $\frac{h_{s,b}}{h_o} > 1$ ) indique que la hauteur dans la rue (respectivement dans le bâtiment) dépasse le haut de l'ouverture. Puisqu'on s'intéresse aux simulations pour lesquelles la loi de seuil est applicable uniquement, le graphique s'arrête à  $\frac{h_{s,r}}{h_o} < 1$ . Les marqueurs et les étiquettes renseignent sur le nombre de Froude en fonction de la méthode d'estimation employée.

### 3.2.3.2 Définition d'une zone de transition

Pour les configurations de portes et de fenêtres, la transition entre le régime dénoyé et noyé est fixée pour  $0,535 < \frac{h_{s,b}}{h_{s,r}} < 0,588$ . La limite théorique est quant à elle couramment définie pour  $\frac{h_{s,b}}{h_{s,r}} = \frac{2}{3}$  (voir section 3.2.3.1). On considère pour la suite que les configurations avec  $\frac{h_{s,b}}{h_{s,r}} < 0,535$  sont totalement dénoyées. De même, les configurations pour lesquelles  $\frac{h_{s,b}}{h_{s,r}} > \frac{2}{3}$  sont considérées comme totalement noyées. Les simulations pour lesquelles  $0,535 < \frac{h_{s,b}}{h_{s,r}} < \frac{2}{3}$  appartiennent à ce qu'on appelle une « zone de transition » où le régime d'écoulement est incertain. Ces simulations font l'objet d'une section dédiée (voir section 3.2.4.3).

Le tableau 24 compile pour chaque loi de la littérature, le nombre de simulations pour lesquelles elle est valide. Finalement, pour les domaines *Seuil dénoyé* et *Orifice partiellement noyé*, dix-neuf simulations sont utilisées pour réaliser le calage. Respectivement six, trois et une simulations sont disponibles pour les domaines *Seuil noyé*, *Orifice noyé* et *Orifice dénoyé*. On peut se demander si les simulations employées sont assez représentatives de la variabilité des configurations possibles à l'intérieur de chaque domaine. Une approche aurait pu être de réaliser des simulations complémentaires. Toutefois, le coût de chaque simulation est important et donc limitant sur le nombre de réalisations faisables. C'est d'autant plus significatif qu'il est difficile d'estimer la valeur des paramètres (débit injecté à l'amont et hauteurs des deux seuils, voir section 3.2.1.2) à employer pour obtenir une simulation représentative d'un fonctionnement donné.

TABLEAU 24 : Synthèse des coefficients de débits calés et des débits rencontrés

Domaine	éq.	$C_d$	$N^3$	$Q(\text{m}^3/\text{s})$	$Q/Q_{\text{injecté}}(\%)$
Seuil dénoyé	(3.26)	$C_d^{SD} = 0,311$	19	[0,07; 3,46]	[1; 13]
Seuil noyé	(3.27)	$C_d^{SN} = 0,503$	6	[0,53; 1,98]	[3; 17]
Orifice dénoyé	(3.28)	$C_d^{OD} = 0,490$	1	3,59	6
Orifice partiellement noyé	(3.29)	$C_d^{OPN} = 0,552$	19	[1,96; 6,90]	[5; 24]
Orifice noyé	(3.30)	$C_d^{ON} = 0,587$	3	[4,26; 5,16]	[12; 18]

### 3.2.4 Calage

En utilisant les approches théoriques de la bibliographie (voir section 1.4.3) et sur la base des limites identifiées entre les régimes dénoyé et noyé, 6 fonctionnements hydrodynamiques, associés chacun à une loi théorique, ont été identifiés :

- loi de seuil dénoyé pour  $h_{s,r} \leq h_o$  et  $h_{s,b} \leq 0,535h_{s,r}$  :

$$Q_{SD} = C_d^{SD} L_o \sqrt{2g} h_{s,r}^{\frac{3}{2}} \quad (3.26)$$

- loi de seuil noyé pour  $h_{s,r} \leq h_o$  et  $h_{s,b} > \frac{2}{3}h_{s,r}$  :

$$Q_{SN} = C_d^{SN} L_o \sqrt{2g} h_{s,b} \sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}} \quad (3.27)$$

- loi de transition pour  $h_{s,r} \leq h_o$  et  $0,535 < h_{s,b} \leq \frac{2}{3}h_{s,r}$  pour laquelle la formule théorique sera définie dans la section 3.2.4.3.

- loi d'orifice dénoyé  $h_{s,r} > h_o$  et  $h_b \leq h_s$  :

$$Q_{OD} = C_d^{OD} L_o \sqrt{2g} \frac{2}{3} \left[ h_{s,r}^{\frac{3}{2}} - (h_{s,r} - h_o)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (3.28)$$

- loi d'orifice partiellement noyé  $h_{s,r} > h_o$  et  $h_s \leq h_{s,b} \leq h_o$  :

$$Q_{OPN} = C_d^{OPN} L_o \sqrt{2g} \left\{ \frac{2}{3} \left[ h_{s,r}^{\frac{3}{2}} - (h_{s,r} - h_o)^{\frac{3}{2}} \right] + h_{s,b} \sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}} \right\} \quad (3.29)$$

- loi d'orifice noyé ( $h_{s,r} > h_o$  et  $h_{s,b} > h_o$ ) :

$$Q_{ON} = C_d^{ON} L_o \sqrt{2g} h_o \sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}} \quad (3.30)$$

Les coefficients de débit  $C_d$  donneront lieu à un calage puisque qu'il n'existe *a priori* pas de référence bibliographique permettant leur détermination pour des configurations de type porte ou fenêtre dans des dimensions réelles. La différence entre une porte et une fenêtre n'est *a priori* que géométrique, avec un niveau bas de l'ouverture de la fenêtre significativement plus haut que le sol dans la rue et le bâti (voir section 1.4.1). D'un point de vue hydraulique, il n'y a vraisemblablement pas de distinction évidente entre l'écoulement à travers une porte et une fenêtre. Il est donc proposé de regrouper l'ensemble des simulations pour faire un calage unique par loi, avec l'avantage d'avoir un coefficient de débit  $C_d$  unique, quelle que soit la configuration géométrique.

#### 3.2.4.1 Méthode de calage

Au total, 52 simulations ont ainsi été réalisées. Dans un premier temps, les lois sont calées lorsque le domaine est identifié sans ambiguïté, correspondant à 48 simulations. Dans un second temps, les lois des quatre simulations appartenant à la zone de transition sont traitées.

Sur la base des domaines définis à la section 3.2.3, les simulations correspondantes sont regroupées et leurs débits modélisés sont supposés pouvoir être décrits par la loi théorique correspondante avec une valeur unique du coefficient de débit  $C_d$ . La valeur de ce coefficient est optimisée de manière à reproduire au mieux les débits simulés à partir de la loi théorique appliquée dans les configurations de chaque simulation.

L'écart entre les valeurs simulées et les valeurs théoriques est calculé en utilisant l'erreur quadratique moyenne ( $RMSE$ ) :

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (Q_i^{num} - Q_i^{th})^2}{N}} \quad (3.31)$$

où  $N$  représente le nombre de simulations appartenant au même domaine,  $Q^{th}$  le débit théorique calculé à partir des lois de seuil et d'orifice et  $Q^{num}$  le débit calculé par le modèle 3D à la sortie du bâtiment (précédemment noté  $Q_{av,bâti}$ ). Le calage est réalisé à l'aide d'un solveur Excel en cherchant à faire tendre le  $RMSE$  vers 0.

Pour le coefficient de débit associé au domaine orifice dénoyé  $C_d^{OD}$ , seule une simulation appartient au domaine orifice dénoyé. Il serait préférable de faire d'autres simulations, toutefois on choisit de s'en contenter au vue du temps important que nécessite la construction du jeu de simulation, le calcul et le traitement des résultats. De plus, c'est un domaine qui est associé à des hauteurs d'eau importantes dans la rue avec des hauteurs très petites dans le bâtiment, correspondant à un cas *a priori* exceptionnel dans la réalité, puisque la littérature semble indiquer que les ouvertures s'ouvrent dès que la différence de hauteur dépasse 1 m de part et d'autre de l'ouverture et que le niveau dans le bâtiment augmente rapidement pour rétablir l'égalité des pressions (voir section 1.3.3.3). Afin d'évaluer la qualité du calage, l'écart relatif sur le débit  $E_Q$  est défini comme :

$$E_Q = \frac{Q^{th} - Q^{num}}{Q^{num}} \quad (3.32)$$

### 3.2.4.2 Résultats du calage

Le tableau 25 présente les coefficients de débit calés (nommés  $C_{d,calé}$ ) ainsi que la gamme des débits rencontrés dans la bibliographie (notés  $C_{d,th}$ ). Le coefficient  $C_{d,calé}^{SD}$  est en-dessous des coefficients de la littérature. Les coefficients  $C_{d,th}^{SD}$  ont été établis pour des hauteurs dans la rue au-dessus du seuil comprises entre 0,09 et 0,7 m, correspondant à 42 % des simulations qui ont été utilisées pour caler  $C_{d,calé}^{SD}$ . Dans les configurations réalisées, la hauteur  $h_{s,r}$  varie de 0,12 à 3,3 m. Pour  $C_d^{SN}$ , le coefficient calé est supérieur à la gamme théorique, tandis que les ratios  $\frac{h_{s,av}}{h_{s,am}}$  rencontrés dans les configurations présentées sont pour 29 % des configurations les mêmes que dans les conditions expérimentales qui ont conduites aux  $C_{d,th}^{SN}$  présentés dans la section 1.4.3.1.3. Pour les coefficients de débit associés aux formules d'orifice, la littérature fournit peu d'éléments et il est classique d'utiliser  $C_{d,th}^O = 0,6$ . Les coefficients calés sont légèrement inférieurs à celui-ci.

Le tableau 26 expose quant à lui une synthèse des indicateurs permettant de caractériser les écarts entre les débits simulés et ceux approchés par les lois de la littérature, ainsi que les incertitudes sur les débits et les hauteurs simulés utilisés pour estimer le débit théorique. Les indicateurs sont détaillés pour chaque simulation dans le tableau en annexe A.4. Sur l'ensemble des lois, les valeurs du  $RMSE$  sont comprises entre 0,08 et 0,52 m<sup>3</sup>/s pour une gamme de débits comprise entre 0,07 et

6, 90 m<sup>3</sup>/s (voir tableau 24). Il y a 5 simulations pour lesquelles le ratio  $\frac{RMSE}{Q_{num}} \geq 50$  % et 26 où  $\frac{RMSE}{Q_{num}} \geq 10$  % (voir tableau en annexe A.4). L'erreur commise sur le débit avec la formule théorique est donc significative par rapport à la valeur du débit pour la moitié des simulations réalisées. De plus, le débit calculé à partir des lois théoriques est entaché de l'incertitude sur les hauteurs d'eau. La propagation des incertitudes des hauteurs sur le débit d'ouverture est étudiée dans le tableau A.6.6 de l'annexe A.6 en utilisant la méthode des dérivées partielles. Les incertitudes sur le débit théorique causées par les incertitudes sur les hauteurs sont comprises entre 0,01 et 0,96 m<sup>3</sup>/s et représentent une incertitude de 2 à 27 % du débit. Cette incertitude dépasse 20 % pour 29 % des simulations et concerne exclusivement des simulations dont le débit théorique a été estimé à partir des lois de seuils où les débits sont plus faibles. Cette incertitude est également significative par rapport aux débits rencontrés dans l'ouverture.

TABLEAU 25 : Synthèse des coefficients de débit calés et rencontrés dans la littérature. Les coefficients de la littérature pour les seuils sont ceux tracés sur les graphiques des figures 1.32 (régime dénoyé) et 1.33 (régime noyé). Quant à ceux des formules d'orifice, ils sont présentés dans la section 1.4.3.2.3 et calculés d'après [19]

$C_{d,calé}$	$C_{d,th}$
$C_d^{SD} = 0,311$	[0, 40; 0, 45]
$C_d^{SN} = 0,503$	[0, 1; 0, 35]
$C_d^{OD} = 0,490$	[0, 59; 0, 63]
$C_d^{OPN} = 0,552$	0, 6
$C_d^{ON} = 0,587$	$0,986C_d^{OD}$

TABLEAU 26 : Synthèse des erreurs de débit à l'issue du calage : erreur quadratique moyenne (voir éq. (3.31)), erreur sur le débit calé (voir éq. (3.32)).

Domaine	$RMSE$ ( m <sup>3</sup> /s)	$E_Q^{min}$	$E_Q^{moy}$	$E_Q^{max}$
Seuil dénoyé	0,08	-10 %	-1 %	27 %
Seuil noyé	0,14	-28 %	-7 %	10 %
Orifice dénoyé	< 0,01	0 %	0 %	0 %
Orifice partiellement noyé	0,34	-8 %	4 %	28 %
Orifice noyé	0,52	-12 %	-1 %	16 %

Les bilans de masse présentés dans le tableau de l'annexe A.4 sont quant à eux compris entre  $-5,63$  et  $0,25$   $\text{m}^3/\text{s}$ . Pour savoir si l'erreur commise sur le débit en utilisant les formules issues du calage, la différence  $|Q_{th} - Q_{num}|$  est tracée en fonction de l'erreur sur le bilan de masse  $|(Q + Q_{av,rue}) - Q_{injecté}|$  en  $\text{m}^3/\text{s}$  sur la figure 3.39. Dans le cas où les points sont alignés sur la première bissectrice (en rouge), alors l'erreur sur le bilan de masse explique l'erreur occasionnée par l'utilisation des formules théoriques pour approcher le débit simulé. Il n'y a aucune simulation dont le point est exactement aligné sur cette droite (le point le plus proche est légèrement supérieur à la ligne rouge, avec comme coordonnées  $[0,029; 0,034]$ ). Si l'erreur sur le bilan de masse est plus grande que la différence  $|Q_{th} - Q_{num}|$  (points sous la ligne rouge), alors les erreurs du calage pourraient être expliquées par l'erreur sur le bilan de masse. Il y a douze simulations concernées, représentant quasiment un quart des configurations testées. Pour les trois quarts des simulations, l'erreur sur le calage  $|Q_{th} - Q_{num}|$  est plus grande. L'erreur sur le bilan de masse est donc majoritairement négligeable par rapport à l'erreur générée par le calage.

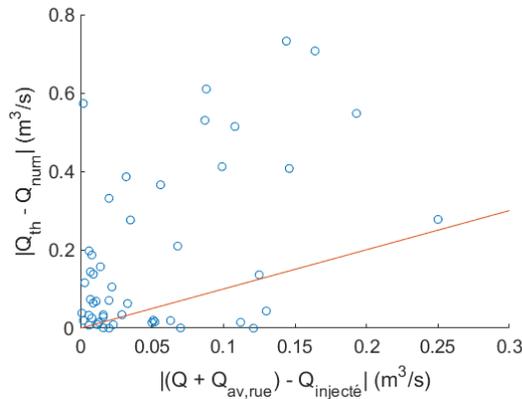


FIGURE 3.39 : Erreur commise sur le débit numérique par rapport à l'erreur sur le bilan de masse

Les erreurs relatives minimales  $E_Q^{min}$  et maximales  $E_Q^{max}$  (voir éq. (3.32)) sur chaque domaine sont également présentées dans le tableau 26. Dans le cas de la loi *Orifice dénoyé*, ces erreurs sont nulles car le calage est basé sur une seule simulation, il est donc parfait. Globalement, les erreurs sur le calage sont comprises dans l'intervalle  $[-28\%; +28\%]$ . C'est pour la loi *Orifice noyé* que l'intervalle des erreurs est le plus réduit ( $[-16\%; +16\%]$ ). On remarque que les erreurs sont du même ordre de grandeur que celles qui sont issues de la simulation du prototype dans la section 3.1 (de 5 à 35 %). Les erreurs moyennes  $E_Q^{moy}$  sont quant à elles comprises entre  $-7$  et  $4$  %. Ces valeurs sont faibles comparées aux erreurs extrêmes  $E_Q^{min}$  et  $E_Q^{max}$  relevées. Ceci indique que pour les simulations utilisant la même loi théorique, les erreurs sur le débit se compense.

Il est intéressant de remarquer que les simulations de portes connaissent une fourchette des écarts comprise entre  $-23$  et  $+22$  %, et cette fourchette s'étale de  $-20$  à  $+27$  % pour les fenêtres (voir tableau de l'annexe A.4). Ces incertitudes sont du même ordre de grandeur que celles relevées sur la modélisation numérique du pilote expérimental dans la section 3.1 (24 % au maximum). Il y a 43 % des simulations de porte avec un écart inférieur ou égal à 10 % en valeur absolue, tandis que 76 % des simulations de fenêtre ont un écart inférieur ou égal à 10 %. Ceci suggère que la loi proposée semble mieux représenter les simulations de fenêtre que celles de porte.

Les incertitudes sur le débit sortant du bâtiment atteignent 23 %. Les incertitudes sur les hauteurs valent jusqu'à 250 %. Comparé aux autres erreurs rencontrées dans ce chapitre, une erreur de  $+/- 28$  % sur les lois est acceptable. Dans la section 1.4.3.1.3, la variabilité sur le coefficient de débit a été évalué à 10 % en variant la formule. Les erreurs du calage sont trois fois plus importantes que celles qui encadrent le choix de la formule du coefficient de débit. Par ailleurs, les écarts ne sont ni corrélés au débit injecté dans le canal, ni au débit qui transite dans l'ouverture ou la part de débit déviée vers le bâtiment par rapport au débit injecté, ou encore aux hauteurs considérées dans la rue, le bâtiment ou la différence des deux (voir annexe A.5).

La variabilité des erreurs relatives et des *RMSE* montre qu'un écart global faible sur l'ensemble des simulations d'un domaine peut toutefois induire des erreurs significatives dans certains cas particuliers, comme par exemple pour la simulation *0,5r-0,5m Q4 P* appartenant au domaine seuil noyé où le *RMSE* vaut seulement  $0,14 \text{ m}^3/\text{s}$  et pour laquelle l'erreur sur le débit s'élève à  $E_Q = -28$  % (voir éq. (3.32)).

Le calage réalisé reste entaché d'incertitudes du fait :

- du régime pseudo-permanent en fin de simulation conduisant à des erreurs sur le débit
- de l'adéquation potentiellement imparfaite entre les lois théoriques définies pour des seuils et orifices et employées pour des portes et des fenêtres
- de l'hypothèse que le coefficient de débit  $C_d$  est constant sur tout un domaine. En effet, certains auteurs proposent un coefficient qui dépend du nombre de Froude dans l'écoulement et/ou de la hauteur à l'amont [41, 6]. Par conséquent, le coefficient de débit  $C_d$  peut être susceptible de varier sur un même domaine.
- de l'hypothèse que le coefficient  $C_d$  est identique pour les portes et les fenêtres. Il y a des auteurs qui mettent en évidence que ce coefficient dépend de la géométrie et notamment de la hauteur du seuil [41, 6]. Les coefficients de débits pourraient donc être différents en fonction du type d'ouverture.

Étant donné l'ensemble de ces incertitudes, l'obtention de lois plus représentatives de la réalité est complexe car les simulations réalisées ne permettent pas de savoir si des lois avec moins d'erreur sont plus justes. Le calage effectué est donc considéré comme satisfaisant.

### 3.2.4.3 Application des lois sur la zone de transition

Une zone de transition comprise entre  $0,535 < \frac{h_{s,b}}{h_{s,r}} < \frac{2}{3}$  a été identifiée dans la section 3.2.4.1 dans laquelle on suppose que la limite entre les régimes seuil dénoyé et noyé se trouve. Quatre simulations sont concernées, pour lesquelles le régime d'écoulement n'est pas connu. Dans la zone de transition, les lois de seuil dénoyé et noyé sont *a priori* applicables. On cherche à savoir laquelle des deux lois permet de mieux reproduire le fonctionnement de cette zone. Pour cela, les résultats des débits théoriques estimés à partir des équation (3.26) et (3.27) sont comparés aux débits simulés. Pour chaque simulation, on définit :

$$E_{SD} = \frac{Q_i^{SD} - Q_i^{num}}{Q_i^{num}} \quad (3.33)$$

$$E_{SN} = \frac{Q_i^{SN} - Q_i^{num}}{Q_i^{num}} \quad (3.34)$$

où  $Q^{SD}$  est le débit théorique calculé à partir de la formule de seuil dénoyé (voir éq. (3.26)) et  $Q^{SN}$  celui à partir de la formule de seuil noyé (voir éq. (3.27)).

Les écarts  $E_{SD}$  et  $E_{SN}$  sont présentés pour chaque simulation dans le tableau 27. Les écarts sur le débit sont supérieurs à 20 % en valeur absolue, hormis pour la simulation  $0,5r-0,5b Q8 P$  (écart très faible avec l'application de l'équation (3.26)). Cela indique que les formules théoriques produisent un écart significatif mais qui reste toutefois acceptable étant donnée l'ensemble des incertitudes pesant sur le calage (voir section 3.2.4.2). Pour les simulations  $0,5r-0,5b Q8 P$  et  $0,5r-1,5b Q35 F$ , les erreurs relatives  $E_{SD}$  et  $E_{SN}$  sont significativement différentes en fonction de la loi employée, définissant avec peu d'ambiguïté la loi à privilégier. À contrario, pour les simulations  $0,5r-1b Q35 P$  et  $0,5r-1b Q28 P$ , les écarts sont faibles, montrant que les deux lois conduiraient au même écart en valeur absolu. Il y a donc une ambiguïté sur la loi à appliquer pour ces deux simulations.

TABLEAU 27 : Erreur sur le débit résultant de l'application des formules de seuil dénoyé et noyé dans la zone de transition

Simulation	$E_{SD}$ éq. (3.26)	$E_{SN}$ éq. (3.27)
$0,5r-0,5b Q8 P$	1 %	-38 %
$0,5r-1b Q35 P$	25 %	-23 %
$0,5r-1b Q28 P$	22 %	-24 %
$0,5r-1,5b Q35 F$	30 %	-20 %

La figure 3.40 présente les ratios  $\frac{h_{s,b}}{h_o}$  en fonction de  $\frac{h_{s,r}}{h_o}$  pour toutes les simulations appartenant aux domaines seuil dénoyé et noyé, ainsi que les simulations appartenant à la zone de transition. En utilisant un ratio  $\frac{h_{s,b}}{h_{s,r}} = 0,621$  représenté par la courbe rose en pointillés, alors il est possible de séparer les régimes seuil noyé et dénoyé. À noter que ce coefficient est proche mais en dehors de l'intervalle  $[\frac{2}{3}; 0,82]$  proposé par [19] pour les crêtes épaisses et loin du ratio  $\frac{h_{s,b}}{h_{s,r}} = 1$  pour les crêtes minces auxquelles s'apparentent les portes et les fenêtres. Ce ratio  $\frac{h_{s,b}}{h_{s,r}} = 0,621$  est retenu pour séparer les régimes seuil dénoyé/noyé.

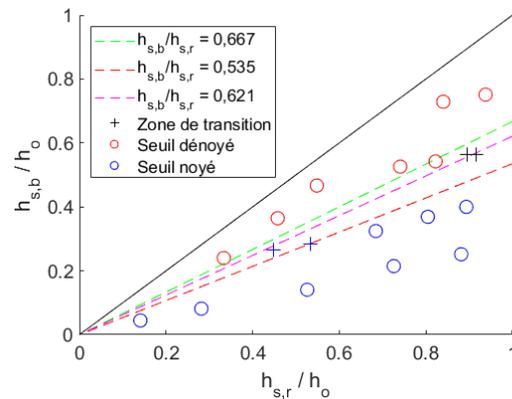


FIGURE 3.40 : Hauteurs simulées dans le bâtiment en fonction des hauteurs dans la rue par rapport à la hauteur de l'ouverture pour les simulations pour lesquelles la loi de seuil est valide. Les simulations pour lesquelles la formule de seuil dénoyé est valide sont en bleu. En rouge sont représentées celles dont la formule de seuil noyé est valide. Les points appartenant à la zone de transition sont matérialisés par des croix : s'il y a une ambiguïté sur la loi, alors le marqueur est noir, tandis qu'il est de la couleur du domaine auquel il appartient sans ambiguïté dans le cas contraire.

Finalement, une limite nette est proposée pour délimiter le domaine d'application de chaque loi pour  $\frac{h_{s,b}}{h_{s,r}} = 0,621$ . On obtient alors huit simulations au total dans le domaine seuil noyé et onze dans le domaine seuil dénoyé. Pour les quatre simulations qui appartenaient à la zone de transition, l'erreur commise sur le débit s'élève à 25 % avec ce découpage, ce qui correspond à une erreur du même ordre de grandeur que celles qui ont été relevées lors du calage (voir section 3.2.4.2).

### 3.3 Conclusion

La modélisation 3D a permis de construire des lois d'ouverture communes pour les portes et les fenêtres en adaptant les formules de seuil et d'orifice de la littérature. L'analogie des ouvertures étudiées dans cette thèse avec les seuils et orifices invite à utiliser la combinaison de cinq formules. Le coefficient de débit de chacune des formules a été calé en cherchant à minimiser l'erreur commise sur le débit passant à travers l'ouverture. Les lois d'échanges établies sont les suivantes :

- pour les seuils dénoyés ( $h_{s,r} \leq h_o$  et  $h_{s,b} \leq 0,621h_{s,r}$ ) :

$$Q_{SD} = 0,311L_o\sqrt{2g}h_{s,r}^{\frac{3}{2}} \quad (3.35)$$

- pour les seuils noyés ( $h_{s,r} \leq h_o$  et  $h_{s,b} > 0,621h_{s,r}$ ) :

$$Q_{SN} = 0,503L_o\sqrt{2g}h_{s,b}\sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}} \quad (3.36)$$

- pour les orifices dénoyés ( $h_{s,r} > h_o$  et  $h_b \leq h_s$ ) :

$$Q_{OD} = 0,490L_o\sqrt{2g}\frac{2}{3}\left[h_{s,r}^{\frac{3}{2}} - (h_{s,r} - h_o)^{\frac{3}{2}}\right] \quad (3.37)$$

- pour les orifices partiellement noyés ( $h_{s,r} > h_o$  et  $h_s \leq h_{s,b} \leq h_o$ ) :

$$Q_{OPN} = 0,552L_o\sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}\left[h_{s,r}^{\frac{3}{2}} - (h_{s,r} - h_o)^{\frac{3}{2}}\right] + h_{s,b}\sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}}\right\} \quad (3.38)$$

- pour les orifices noyés ( $h_{s,r} > h_o$  et  $h_{s,b} > h_o$ ) :

$$Q_{ON} = 0,587L_o\sqrt{2g}h_o\sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}} \quad (3.39)$$

Ces lois d'échanges sont associées à une erreur d'environ 30 % sur le débit. Ce taux d'erreur est jugé acceptable pour la suite de cette thèse. La loi est donc implémentée dans le modèle numérique 2D.

Les lois de la littérature ont été appliquées mais ces dernières reposent sur une vision unidimensionnelle de l'écoulement. L'utilisation de lois plus complexes pourrait réduire l'erreur commise sur le débit. Il est également probable que l'utilisation de deux lois différentes pour les deux types d'ouverture, ou le calage de coefficient de débit propre à chaque ouverture réduise cette erreur.

Le régime permanent a été utilisé pour caractériser le comportement hydraulique des ouvertures. Ces lois seront utilisées pour modéliser des inondations dont au moins la montée de l'hydrogramme et la descente sont des régimes transitoires, mais elle n'a pas été validée pour ces écoulements. La modélisation d'un régime permanent a fait appel à la représentation d'un bâtiment « ouvert », dans laquelle l'écoulement

qui entre par l'ouverture se propage dans un canal et passe par dessus un seuil. Dans la réalité et dans les cas étudiés par la suite, le bâtiment est « fermé », délimité par quatre murs. Faire appel à ces lois pour d'autres configurations suppose qu'elles sont également valides pour des bâtiments fermés. Or, les phénomènes qui se produisent dans un bâtiment ouvert ou fermé sont probablement différents (taille de la cellule de recirculation...), ce qui pourrait affecter l'écoulement au niveau de l'ouverture.

Les lois présentées caractérisent le remplissage du bâtiment à partir de la rue. Par souci de simplicité pour le modèle 2D, les mêmes lois sont utilisées pour la vidange. L'hypothèse est donc faite selon laquelle les lois sont identiques lorsque l'écoulement va du bâtiment vers la rue. Toutefois, le profil des écoulements à l'intérieur du bâtiment étant différent de celui de la rue (recirculations, voir figure A.6 de l'annexe A.2), on peut s'interroger sur la justesse de cette hypothèse. Le calage de lois de vidange en régime permanent suppose d'injecter de l'eau en permanence dans le bâtiment, ce qui par conséquent ne représente pas une configuration réaliste. Quant à l'utilisation d'un régime transitoire, le calage d'une loi est complexe.

Les lois ont été élaborées en ne faisant appel qu'à une seule configuration de rue et de bâtiment, pour laquelle le bâtiment est disposé latéralement par rapport à l'écoulement. D'autres configurations de rue et de bâtiment existent, pour lesquelles certaines ont vraisemblablement une vitesse d'amenée significative (bâtiment frontal à l'écoulement ou latéral dans un cul-de-sac), tandis que les lois construites supposent une vitesse d'amenée négligeable pour relier le débit à la hauteur d'eau. Dans ces configurations, il serait *a priori* préférable de faire appel à d'autres lois reposant sur une relation charge-débit. Dans notre cas, on suppose donc que toutes les configurations de rue et bâtiment peuvent être approchées par les lois d'échanges proposées.

Dans la réalité, il peut y avoir plusieurs ouvertures proches les unes des autres, influençant les écoulements des ouvertures voisines. Cette disposition n'a pas été étudiée, puisque les ouvertures ont été considérées de manière unitaire. De plus, une seule largeur et hauteur de porte et de fenêtre a été simulée. La sensibilité des résultats aux ouvertures à grande échelle est testée dans les chapitres 4 et 5.

Les lois établies à partir de la modélisation 3D sont certainement critiquables. Toutefois, l'objectif de ce chapitre est de proposer des lois de débit avec une estimation de l'erreur commise sur ce dernier. Il n'est pertinent d'améliorer la méthode et d'affiner les lois que si les échanges rue-bâti ont un effet significatif sur les résultats de modélisation à grande échelle. Par ailleurs, l'établissement des lois repose sur un certain nombre de paramètres hydrauliques (pente, rugosité, régime permanent) et géométriques (largeur de la rue, géométrie de la rue par rapport à l'ouverture, dimensions de l'ouverture, dimensions du bâtiment...) dont l'influence n'a pas été ici évaluée. À défaut de les avoir modifier dans le 3D, une étude de sensibilité 2D vient compléter la construction de ces lois pour tester l'influence de ces paramètres sur les variables de l'écoulement (voir chapitre 4).



# Chapitre 4

## Analyse de sensibilité du modèle d'échanges rue-bâti

Les échanges d'eau entre la rue et les bâtiments sont négligés ou partiellement représentés dans les modèles classiques d'inondation (voir chapitre 1). Un modèle 2D a été construit pour prendre en compte les échanges rue-bâti qui se produisent dans les zones urbaines (voir chapitre 2). Il s'appuie sur des lois de débit permettant à une maille d'échanger un flux avec un ou plusieurs bâtiments. Les lois dépendent des hauteurs d'eau de part et d'autre de l'ouverture, ainsi que de sa géométrie (voir chapitre 3). Le modèle d'échanges rue-bâti étant établi à ce stade de la thèse, deux questions se posent :

- existe-il des configurations pour lesquelles ces échanges doivent être intégrés ? ou au contraire, existe-il des configurations pour lesquelles ils peuvent être négligés ?
- à quels paramètres les échanges rue-bâti sont-ils sensibles ?

Différents paramètres des bâtiments et de l'écoulement conditionnent *a priori* les échanges rue-bâti. Le rôle des bâtiments dépend des caractéristiques de ces derniers et de leurs ouvertures. On s'attend à ce que les effets des échanges rue-bâti sur la rue s'amplifient avec leur nombre, leur surface, leur densité sur un même espace, le débit d'échange, la surface d'échange contrôlée par la largeur des portes et des fenêtres ou encore par leur stade d'ouverture (ouvert/fermé). Les paramètres hydrodynamiques du canal modifient quant à eux l'évolution de la hauteur de l'eau dans la rue, facteur déterminant des lois d'ouverture et donc de l'évolution de la hauteur dans les bâtiments.

Pour répondre à ces deux questions, une rue synthétique le long de laquelle un nombre important de bâtiments est modélisée. Dans la première section, la géométrie utilisée est présentée avec un jeu de paramètres définissant une simulation de référence. Les effets des échanges rue-bâti sont caractérisés dans cette configuration de référence dans un second temps en comparant les résultats hydrauliques à une simulation classique négligeant les bâtiments. Les paramètres des bâtiments, des ouvertures et les paramètres hydrodynamiques sont variés de façon indépendante pour caractériser leur influence sur les variables de l'écoulement et l'inondation des bâtiments. Enfin, une analyse combinée est conduite pour mettre en évidence les paramètres ayant le plus d'impact sur les échanges rue-bâti et les variables de l'écoulement les plus sensibles.

## 4.1 Construction du modèle

Dans cette section, la géométrie synthétique employée pour décrire les effets des échanges rue-bâti sur l'écoulement est présentée. Un jeu de paramètres est défini qui sert pour définir une simulation de référence. Les paramètres testés par la suite sont également détaillés.

### 4.1.1 Paramètres du canal

La rue est représentée par un canal rectangulaire à fond plat (pente  $i = 0$  %). Ce canal, visible sur la figure 4.1b, a une largeur  $L_r = 5$  m et la maille est choisie aussi large que la rue, avec une longueur de maille valant également 5 m. La largeur  $L_r$  est caractéristique des plus petites rues rencontrées dans le quartier Richelieu modélisé dans le chapitre 5. La longueur totale du canal  $l_r = 6$  km a été déterminée pour que la condition limite aval n'influence ni les débits de pointe, ni les hauteurs maximales jusqu'à  $x = 3$  km (voir annexe B.2). Le coefficient de frottement  $K = 40$  m<sup>1/3</sup>/s est identique à celui du cas réel décrit dans le chapitre 5.

Une condition limite de type  $Fr = 1$  est définie à l'aval du canal. À l'amont, l'hydrogramme  $Q_{injecté}(t)$  de la figure 4.1a est introduit, dont le pic est appelé  $Q_{max}(x = 0$  m), la durée de montée  $m$ , de plateau  $p$  et de descente  $d$ . L'hydrogramme a été défini pour avoir des vitesses élevées dans la rue ( $u = 1$  m/s) et une hauteur importante ( $h = 2$  m) et ainsi générer un aléa inondation important. Le pic vaut donc  $Q_{max}(x = 0$  m) =  $uL_rh = 10$  m<sup>3</sup>/s. Une simulation sans échanges rue-bâti est réalisée pour observer la concordance entre la hauteur souhaitée et la hauteur simulée. Les hauteurs maximales dans la rue sont comprises entre 1,95 et 2,09 m de l'aval vers l'amont (cf figure 4.6). Ces résultats sont conformes aux valeurs souhaitées. Les durées  $m = 3600$  s,  $p = 720$  s et  $d = 7200$  s de l'hydrogramme ont été définies de manière arbitraire.

### 4.1.2 Échanges rue-bâti

100 bâtiments sont modélisés, d'une surface identique  $A_b = 100$  m<sup>2</sup>. La cote au sol d'un bâtiment est identique à celle de la maille à laquelle celui-ci est relié. L'occupation de chaque logement (pièces, mobilier, équipements...) n'est pas étudiée et les maisons sont considérées comme vides et constituées uniquement d'une seule pièce.

Les bâtiments sont disposés une maille sur deux (voir figure 4.1b), de sorte à pouvoir intensifier la densité des bâtiments dans l'analyse de sensibilité. Le premier bâtiment est placé dès la première maille du canal pour que le débit pénétrant dans la zone avec bâtiment soit connu et imposé. La zone sur laquelle sont répartis les bâtiments est appelée « partie bâtie » et s'étend de 0 à 992,5 m, où  $x = 992,5$  m est l'abscisse correspondant au milieu de la dernière cellule connectée à un bâtiment.

Chaque bâtiment est lié au maillage par une seule porte d'une largeur  $L = 0,9$  m. Les échanges rue-bâti sont contrôlés par une combinaison de lois qui dépendent des niveaux d'eau dans la rue et le bâtiment (voir chapitre 3). Pour s'affranchir de

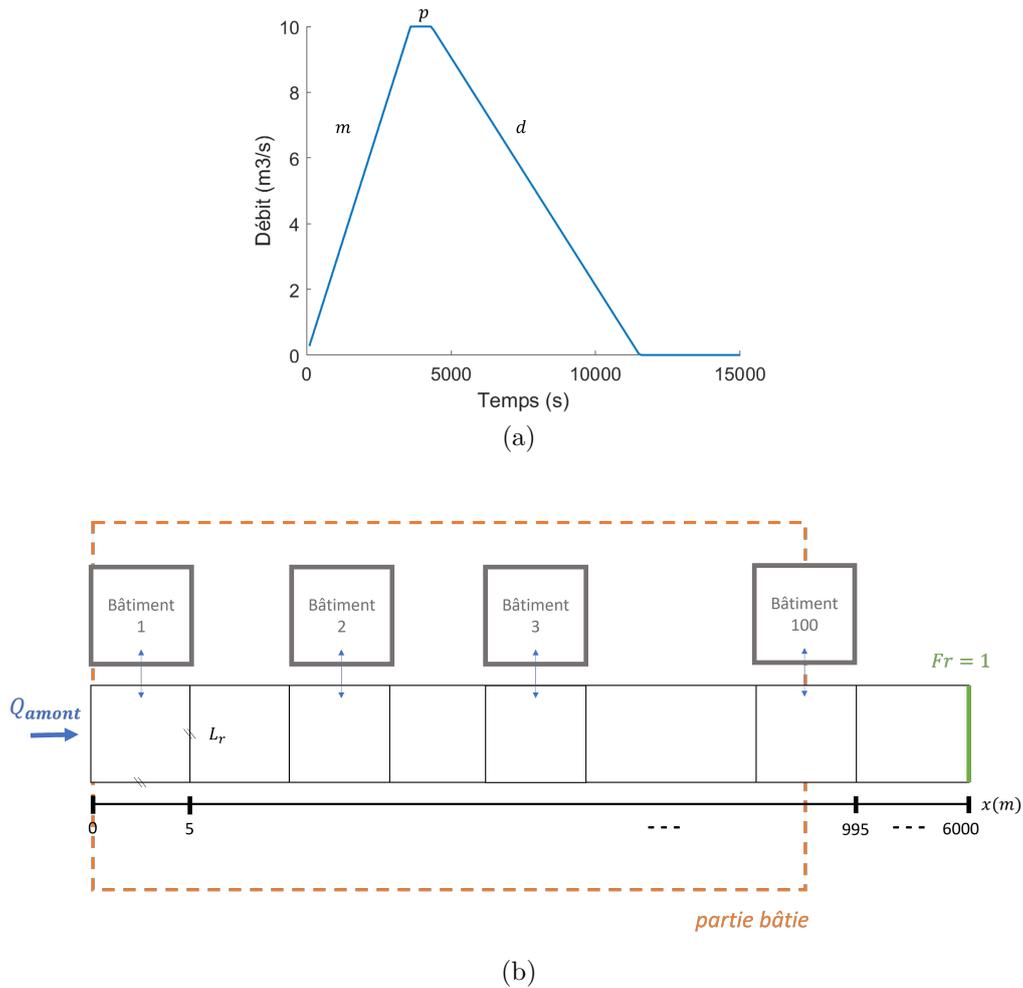


FIGURE 4.1 : Géométrie de la rue synthétique. (a) Hydrogramme  $Q_{injecté}(t)$ . (b) Schéma de la géométrie.

l'influence du changement potentiel entre les lois de seuil et d'orifice (se traduisant par une rupture de débit, voir section 2.4.2), le choix est fait d'utiliser uniquement les lois de seuil. La hauteur des ouvertures est par conséquent fixée à  $h_o = 5$  m au lieu des dimensions classiquement rencontrées (voir tableau 4). Ainsi, sur la gamme des hauteurs d'eau rencontrées, le débit dans les ouvertures sera modélisé à l'aide des équations (3.26) et (3.27) définies dans la section 3.3. Cette simplification n'est pas gênante puisque seule une simulation présentée dans ce chapitre a une hauteur d'eau dans le canal dépassant une hauteur de porte classique.

### 4.1.3 Simulations et paramètres

Le modèle d'échanges rue-bâti est appliqué pour la géométrie et les paramètres des bâtiments présentés. Ces paramètres caractérisent la simulation de référence nommée *avecRB*. Les résultats sont comparés à une simulation équivalente ne tenant pas

compte des échanges rue-bâti appelée *sansRB*. Ces deux simulations durent jusqu'à  $t_{fin} = 200000$  s et le pas de temps de stockage vaut  $\Delta t_s = 100$  s. Par la suite, d'autres simulations sont utilisées avec ce même  $\Delta t_s$ , faisant varier les paramètres du modèle.

Les effets que produisent les échanges rue-bâti sur l'écoulement dans la rue dépendent de leur nombre, de leur surface et de leur densité. On s'attend à ce que ces effets s'accroissent à mesure que ces trois paramètres augmentent, par rapport à une simulation négligeant ces échanges. Il est également possible qu'il existe un nombre ou une surface limite en deçà desquelles les bâtiments n'exercent plus aucune influence sur l'écoulement.

Les échanges rue-bâti peuvent se faire à partir de plusieurs types d'ouvertures, comme des portes ou des fenêtres et celles-ci peuvent être ouvertes ou fermées. Les dimensions de l'ouvrage étant différentes, il est possible que les effets des échanges rue-bâti varient significativement avec celle-ci. La représentation des ouvrants fermés limite *a priori* le remplissage des bâtiments, et on s'attend à ce que le rôle des bâtiments sur l'écoulement soit plus faible que lorsque les ouvrants sont pleinement ouverts.

Les lois de débit ont été déterminées dans le chapitre 3 avec une erreur estimée à 30 %. Il est possible que modifier le coefficient de débit des lois de l'ordre de 30 % affecte significativement les résultats dans la rue et le remplissage des bâtiments.

La pente et la rugosité sont deux paramètres qui modifient la vitesse de l'écoulement. À débit constant, la hauteur varie en conséquence dans le canal ( $Q = L_r h u$ ). Une pente plus élevée ou une rugosité plus faible accélèrent donc l'écoulement, diminuant ainsi les niveaux d'eau dans le canal. Les échanges avec les bâtiments dépendent de la hauteur d'eau dans la rue, la dynamique de remplissage des bâtiments est potentiellement différentes en variant ces paramètres. Les effets des échanges rue-bâti sur l'écoulement pourrait donc dépendre de la pente et de la rugosité.

L'hydrogramme injecté à l'amont du canal conditionne le volume de l'inondation, sa durée, les hauteurs et les vitesses dans le canal ainsi que la dynamique de remplissage des cellules et donc des bâtiments. Il est possible que des phénomènes lents favorisent une évolution simultanée des niveaux d'eau dans les bâtiments et la rue voisine, tandis que les débits d'échange soient limités pour permettre de suivre des dynamiques trop rapides dans la rue.

Enfin, la condition limite aval et la largeur du canal déterminent également l'écoulement dans la rue. Les observations réalisées dans la configuration présentée étant difficilement généralisable pour d'autres, la variation des effets des échanges rue-bâti en fonction de ces paramètres est abordée en conclusion du chapitre. Les gammes dans lesquelles tous ces paramètres varient sont résumées dans le tableau 28.

Les variables de l'écoulement qui sont analysées dans la rue sont :

- le débit  $Q$ , disponible tout au long de l'événement entre chaque cellule du maillage. À l'aval des 100 bâtiments disposés le long du canal, le débit est mesuré à  $x = 995$  m. L'étude du débit permet de caractériser l'écrêtement éventuel du débit de pointe induit par le stockage de l'eau dans les bâtiments.

- la hauteur d'eau  $h_r$  et la vitesse  $u$  qui sont calculées au centre de chaque maille. À l'amont du canal, la première valeur calculée est positionnée à  $x = 2,5$  m. À l'aval des 100 bâtiments,  $h_r$  et  $u$  sont relevées à  $x = 992,5$  m. Ces deux paramètres définissent l'aléa inondation (voir chapitre).

On utilise la lettre  $f$  pour faire référence à ces trois paramètres de manière quelconque. La valeur de  $f$  qui se produit à l'abscisse  $X$  à la date  $T$  s'écrit  $f(x = X, t = T)$ . Le débit de pointe  $Q_{max}$ , la hauteur maximale  $h_{max}$  ou encore la vitesse maximale  $u_{max}$  qui sont rencontrés à l'abscisse  $X$  au cours de la simulation correspondent respectivement à :

$$Q_{max}(x = X) = \max_t(Q(x = X)) \quad (4.1a)$$

$$h_{max}(x = X) = \max_t(h_r(x = X)) \quad (4.1b)$$

$$u_{max}(x = X) = \max_t(u(x = X)) \quad (4.1c)$$

TABLEAU 28 : Paramètres étudiés et notations

Notation	Description	Référence	Gamme testée
$L_r$	Largeur du canal	5 m	-
$l_r$	Longueur du canal	6 km	[3; 20] km
$i$	Pente du canal	0 ‰	[0; 2] ‰
$K$	Rugosité du canal	40 m <sup>1/3</sup> /s	[10; 100] m <sup>1/3</sup> /s
$Q_{max}(x = 0 \text{ m})$	Pic de l'hydrogramme	10 m <sup>3</sup> /s	[5; 20] m <sup>3</sup> /s
$m$	Durée de montée de l'hydrogramme	3600 s	[900; 7200] s
$p$	Durée de plateau l'hydrogramme	720 s	[0; 7200] s
$d$	Durée de descente de l'hydrogramme	7200 s	[900; 7200] s
Fr	Nombre de Froude	1	[0, 5; 1]
$B$	Nombre de bâtiments	100	[20; 200]
$A$	Surface des bâtiments	100	[20; 200] m <sup>2</sup>
$n_m$	Nombre de bâtiments au m	0, 101	[0, 101; 0, 400] m <sup>-1</sup>
$L_o$	Largeur d'ouverture	0, 9 m	[0, 01; 1, 8] m
$h_o$	Hauteur d'ouverture	5 m	[0, 01; 5] m

## 4.2 Simulation de référence

### 4.2.1 Étude des effets des échanges rue-bâti

#### 4.2.1.1 Débits

On s'intéresse dans un premier temps au débit qui s'écoule dans le canal dans la simulation de référence *avecRB*. Les résultats sont comparés à ceux produits par la simulation *sansRB* négligeant les échanges rue-bâti. L'évolution du débit dans le canal à différents pas de temps est disponible dans la figure B.1 de l'annexe B.1 et permet d'observer les différentes étapes clefs de l'inondation du canal (propagation du pic de la crue dans le canal, arrivée de l'hydrogramme à la sortie, décrue).

##### 4.2.1.1.1 Débit de pointe

La figure 4.2 présente les débits de pointe  $Q_{max}$  des simulations *sansRB* et *avecRB* dans un profil en long du canal. La droite verticale grise marque la fin de la *partie bâtie* en  $x = 992,5$  m. Les deux courbes sont décroissantes en direction de l'aval, ce qui est cohérent avec l'effet d'écèlement naturel de l'hydrogramme du fait de sa propagation dans le canal [10]. Les débits de pointe diminuent de 10 à 5,24 m<sup>3</sup>/s pour la courbe  $Q_{max}^{sansRB}$  et 3,61 m<sup>3</sup>/s pour  $Q_{max}^{avecRB}$ .

La forme des profils diffère selon le modèle. La diminution du débit  $Q_{max}^{sansRB}$  est quasiment linéaire jusqu'à la fin du canal, avec un changement de pente à 4755 m, marquant une diminution du débit  $Q_{max}^{sansRB}$  plus lente sur cette dernière partie, sous l'influence de la condition limite aval (voir annexe B.2). Le débit  $Q_{max}^{avecRB}$  est marqué par une diminution quasiment linéaire de 0 à 995 m, suivi d'un changement de pente marquant une nouvelle diminution linéaire avec une diminution plus lente. Enfin, à 4755 m apparaît un nouveau changement de pente similaire à celui du débit  $Q_{max}^{sansRB}$ .

Plus la distance augmente, plus l'écart avec la courbe  $Q_{max}^{sansRB}$  augmente le long de la *partie bâtie*, ce qui est cohérent avec le nombre croissant de bâtiments vers l'aval. Il est possible qu'un nombre plus important de bâtiments disposés sur une plus longue distance montre une tendance similaire qui s'étend plus loin en direction de l'aval. Pour autant, la tendance ne peut pas se poursuivre jusqu'à un débit nul, au moins sous la forme d'une droite, mais peut converger de façon asymptotique. L'écart entre les courbes diminue ensuite jusqu'à 4755 m, avant d'être quasiment constant jusqu'au bout du canal. Il semble a priori raisonnable de penser que les bâtiments n'ont plus d'effet une fois que ceux-ci ont été dépassés et que l'écèlement du débit  $Q_{max}^{avecRB}$  après 995 m n'est le résultat que de l'écèlement naturel sur l'hydrogramme à l'aval des bâtiments.

Pour caractériser de manière générale l'écart relatif entre les valeurs calculées par deux simulations à la même abscisse  $X$ , on définit la formule de l'écart relatif  $e$  suivante :

$$e_{f,A,B}(x = X) = \frac{f_A(x = X) - f_B(x = X)}{f_B(x = X)} \quad (4.2)$$

correspondant à l'écart relatif de la grandeur  $f$  quelconque à l'abscisse  $X$ , calculée par la simulation  $A$  par rapport à  $B$ . On trouve  $e_{Q_{max},avecRB,sansRB}(x = 995 \text{ m}) = -28 \%$ , ce qui signifie que le débit de pointe est réduit de 28 % de plus dans la simulation *avecRB* que dans *sansRB* à l'aval des bâtiments. Il est également possible de comparer de combien le pic de débit est réduit de l'amont à 995 m entre les simulations *avecRB* et *sansRB*. Pour la simulation *sansRB*, l'écrêtement naturel induit une réduction du débit de pointe de 10 % sur 995 m, tandis que dans la simulation *avecRB*, la réduction atteint 35 % sur cette même distance. Les échanges rue-bâti induisent un écrêtement supplémentaire de 25 % par rapport à la simulation *sansRB* dans la configuration étudiée.

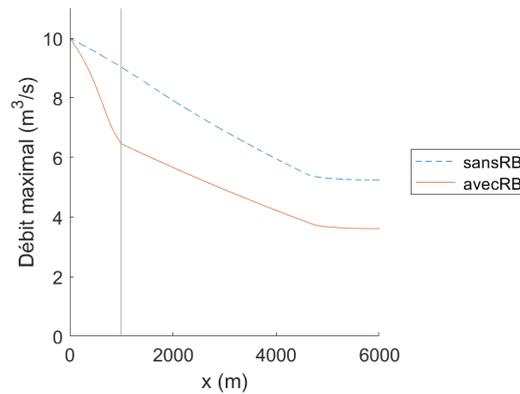


FIGURE 4.2 : Profil en long du débit maximal  $Q_{max}$  dans les simulations *avecRB* et *sansRB*. La ligne grise marque l'aval des bâtiments ( $x = 992,5 \text{ m}$ ).

#### 4.2.1.1.2 Hydrogramme

Les hydrogrammes sont observés à 495 et 995 m, correspondant au milieu et à la fin des bâtiments, car ils permettent de voir l'évolution des effets des échanges rue-bâti avec leur nombre croissant sur une distance de 500 m. Par ailleurs, l'hydrogramme à 1495 m donne accès au débit environ 500 m après les bâtiments, pour observer leur effet sur l'écoulement à l'aval, sur une distance de 500 m également. Les résultats sont tracés sur la figure 4.3. En dehors du débit de pointe plus faible pour le modèle *avecRB* et des effets des échanges rue-bâti qui s'estompent une fois les bâtiments dépassés déjà mis en évidence dans la section 4.2.1.1.1, le graphique de la figure 4.3 montre que les dates du début de l'hydrogramme et de son pic sont également modifiées sous les effets des échanges rue-bâti. La date du débit de pointe relevée correspond au premier pas de temps rencontré dans la simulation pour lequel le maximum est atteint. La présence des bâtiments génère en effet un décalage temporel du débit de pointe de  $\Delta t_{Q_{max}}(x = 995 \text{ m}) = 17 \text{ min}$  à 995 m en comparaison avec la simulation *sansRB*. L'écart entre les dates des débits de pointe n'étant que de  $\Delta t_{Q_{max}}(x = 495 \text{ m}) = 100 \text{ s}$  entre les deux modèles à la moitié des bâtiments, le décalage temporel du débit  $Q_{max}$  croît essentiellement sur la seconde moitié du canal de façon surprenante.

On remarque en comparant les hydrogrammes produits par les modèles à une même abscisse, qu'il existe une date à partir de laquelle l'hydrogramme de la simulation *avecRB* devient supérieur à celui de *sansRB*. Plus l'hydrogramme observé est éloigné de l'amont, plus la date est tardive. Ce changement apparaît lorsque le volume de l'inondation qui a été temporairement stocké à l'intérieur des bâtiments est restitué dans la rue. Les échanges rue-bâti ne diminuent donc pas le débit dans le canal du début à la fin de l'évènement.

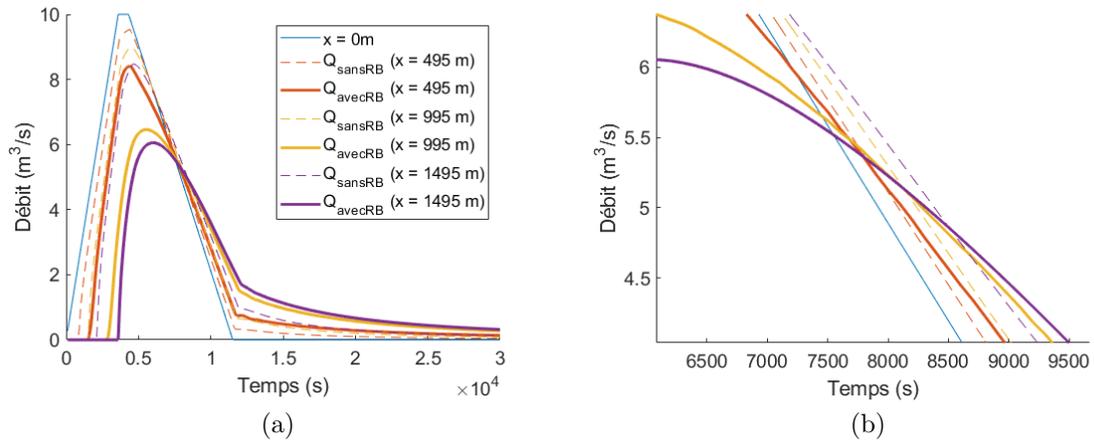


FIGURE 4.3 : Hydrogramme à différents endroits du canal dans les simulations *avecRB* et *sansRB*. La figure (b) est un zoom de la figure (a) de 6500 à 8500 s.

Entre 11000 et 12000 s apparaît une cassure dans les courbes. Celle-ci correspond à la date pour laquelle le débit  $Q_{injecté}(t)$  devient nul. La date à partir de laquelle l'information  $Q_{injecté}(t) = 0 \text{ m}^3/\text{s}$  est reçue varie avec l'abscisse et le modèle. Les débits dans le canal diminuent beaucoup plus lentement après ce changement, jusqu'à devenir inférieur à  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  à 14800 s et atteindre  $0,008 \text{ m}^3/\text{s}$  à 1 km pour le modèle *avecRB*. La diminution du débit est très lente à la fin de la simulation, si bien qu'il est très long d'obtenir un retour à l'état initial (canal sec). Le débit et son évolution sont tellement faibles passés 15000 s, que pour la suite, les résultats sont comparés de 0 à 15000 s uniquement.

### 4.2.1.1.3 Interprétation des différences de débit

Il a été démontré que les bâtiments sont à l'origine d'un écrêtement supplémentaire du pic de débit, ainsi que d'un décalage temporaire de l'arrivée de l'inondation et de la date du pic lorsque l'écoulement a rencontré 100 bâtiments. Ces différences sont causées par le stockage temporaire du volume de l'inondation dans les bâtiments. On souhaite observer le volume contenu dans les bâtiments par rapport à celui de l'inondation.

Le volume injecté dans le canal est fixé par l'hydrogramme amont. On appelle  $V_{injecté}$  le volume total de l'hydrogramme. Le volume des bâtiments  $V_b$  se calcule quant à lui à partir de la hauteur d'eau  $h_b$  et la surface  $A_b$  de chaque bâtiment  $i$  au temps  $T$  :

$$V_b(t = T) = \sum_i h_{b,i}(t = T) A_{b,i} \quad (4.3)$$

L'évolution du ratio des volumes  $\frac{V_b}{V_{injecté}}$  est présentée dans la figure 4.4 aux côtés de l'hydrogramme amont. Le volume stocké atteint au plus 28 % du volume de l'hydrogramme à  $t = 7500$  s, soit 3200 s après que le pic de l'hydrogramme soit passé. Il est cohérent que le pic de volume dans les bâtiments soit différé par rapport au pic de débit du fait (i) du temps nécessaire à la propagation de l'hydrogramme dans le canal, (ii) que les hauteurs maximales dans le canal soient atteintes après les débits de pointe (voir section 4.2.1.2). Au moment du pic de l'hydrogramme entre 3600 et 4300 s, le volume  $V_b$  représente entre 19 et 22 % du volume  $V_{injecté}$ .

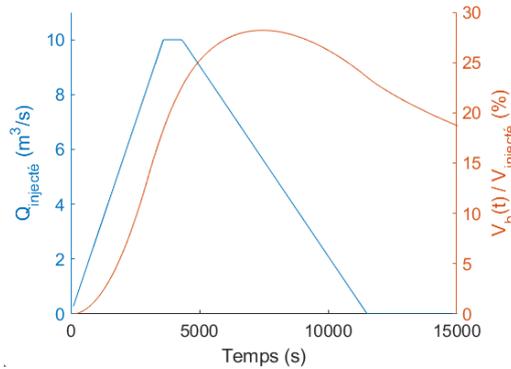


FIGURE 4.4 : Évolution du ratio du volume des bâtiments  $V_b(t)$  de la simulation *avecRB* à chaque pas de temps sur le volume total de la crue  $V_{injecté}$

On s'intéresse à la répartition du débit amont entre les bâtiments et l'aval du canal. La figure 4.5a présente simultanément l'hydrogramme amont  $Q_{injecté}(t)$ , la somme des débits pour chaque ouverture  $i$  correspondant au débit total sortant vers les bâtiments notée  $\Sigma Q_{ouverture,i}$  avec  $i \in [1; 100]$  et le débit  $Q(x = 995 \text{ m})$  restant dans le canal une fois que tous les bâtiments ont été dépassés. Il apparaît que la courbe  $\Sigma Q_{ouverture,i}$  décrit localement des oscillations qui sont probablement le fruit des lois d'échange. En effet, la discontinuité entre les lois induit que dans

certains bâtiments le débit peut varier brutalement d'un pas de temps à un autre. La courbe  $\Sigma Q_{ouverture,i}$  augmente globalement et atteint un maximum avant le pic de crue ( $t = 3100$  s). À cette date, la somme des débits des ouvertures  $\Sigma Q_{ouverture,i}$  représente jusqu'à 64 % du débit  $Q_{injecté}(t)$  (voir figure 4.5b). Une part majoritaire du débit injecté rejoint les bâtiments à cette date. Lors du pic de l'hydrogramme se produit entre 3600 et 4300 s. Au début du pic, la somme des débits des ouvertures vaut 42 % du débit injecté et à 4600 s, il vaut 30 %. Au moment du pic, la part du débit injecté rejoignant les bâtiments est minoritaire devant celle qui gagne l'aval du canal. Après 7400 s, le débit des bâtiments devient négatif, signe que les débits de vidange sont supérieurs aux débits de remplissage.

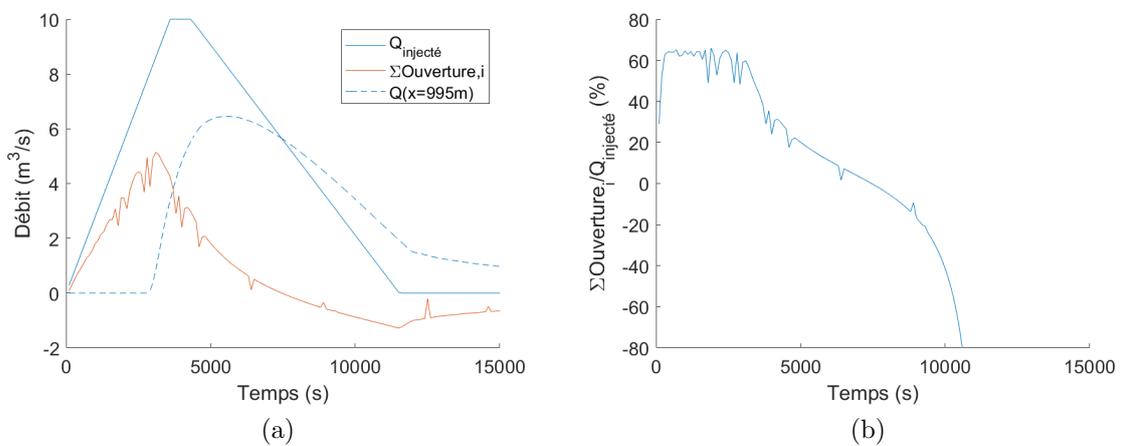


FIGURE 4.5 : Comparaison de la part du débit gagnant les bâtiment par rapport au débit qui reste dans le canal dans la simulation *avecRB*. (a) Évolution du débit injecté  $Q_{injecté}(t)$ , de la somme du débit passant à travers les ouvertures des bâtiments  $\Sigma Q_{ouverture,i}$  et du débit dans le canal à l'aval des bâtiments  $Q(x = 995 \text{ m})$ . (b) Évolution du ratio du débit des ouvertures  $\Sigma Q_{ouverture,i}$  par rapport au débit injecté  $Q_{injecté}(t)$ . Sur la figure (b), les débits après 11000 s ne sont plus visibles (valeurs très élevées dans négatifs) car l'axe des ordonnées est adapté pour observer les variations de la courbe avant 10000 s.

#### 4.2.1.2 Hauteurs d'eau

Les hauteurs d'eau sont maintenant comparées entre les deux simulations. L'évolution des hauteurs d'eau dans le canal à différents pas de temps est présentée dans la figure B.2 de l'annexe B.1 et permet d'observer la lame d'eau dans le canal au cours de la simulation.

#### 4.2.1.2.1 Hauteur maximale

La figure 4.6 présente la hauteur maximale le long du canal pour les modèles *sansRB* et *avecRB*, ainsi que les lignes d'eau tracée depuis la hauteur critique à l'aval du seuil à un débit  $Q_{max}$  ( $x = 6$  km). On ne s'intéresse dans un premier temps que aux profils des hauteurs maximales. Les courbes de la hauteur  $h_{max}$  sont décroissantes vers l'aval pour les deux simulations, ce qui est cohérent avec l'écrêtement naturel de la lame d'eau dans le canal en direction de l'aval. Elles tendent toutes les deux vers une valeur faible à la sortie de canal sous l'influence de la condition limite (voir annexe B.2).

La hauteur  $h_{max,avecRB}$  du modèle *avecRB* est inférieure à celle du modèle *sansRB*. À l'amont, la hauteur  $h_{max}$  ( $x = 2,5$  m) est de 1,79 m pour le modèle *avecRB* et de 2,09 m pour *sansRB*. L'écart relatif de la hauteur maximale amont dans la simulation *avecRB* par rapport à *sansRB* vaut donc  $e_{h_{max,avecRB},sansRB}(x = 2,5 \text{ m}) = -14$  %. À l'aval des bâtiments, la réduction est quasiment la même puisque l'écart s'élève à  $e_{h_{max,avecRB},sansRB}(x = 2,5 \text{ m}) = -15$  %. L'écart entre les deux courbes évolue peu sur la *partie bâtie*. La prise en compte des échanges rue-bâti induit donc une réduction de la hauteur maximale dans le canal et celle-ci est homogène sur la *partie bâtie*.

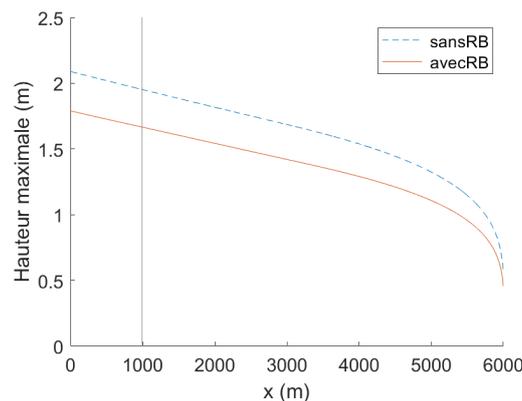


FIGURE 4.6 : Profil en long des hauteurs maximales  $h_{max}$  dans les simulations *avecRB* et *sansRB*. La ligne grise marque l'aval des bâtiments ( $x = 992,5$  m).

#### 4.2.1.2.2 Limnigrammes

La figure 4.7 montre l'évolution de la hauteur en  $x = \{2,5; 492,5; 992,5; 1492,5\}$  m correspondant à la première cellule du canal (abscisse du milieu de cellule), à la cellule positionnée au milieu de la *partie bâtie*, à la dernière cellule connectée à un bâtiment et à la cellule positionnée environ 500 m à l'aval des bâtiments. Les hauteurs maximales sont réduites dans la simulation *avecRB* par rapport à *sansRB* comme déjà décrit dans la section 4.2.1.2.1. La présence des bâtiments génère également un décalage temporel du début de la mise en eau à

l'aval des bâtiments de  $\Delta t_{inond}(x = 992,5 \text{ m}) = 23 \text{ min}$  et de la hauteur maximale  $\Delta t_{hmax}(x = 992,5 \text{ m}) = 27 \text{ min}$  par rapport à la simulation *sansRB*. Ces deux dates font référence au premier pas de temps rencontré dans la simulation pour lequel la hauteur est non nulle/le maximum est atteint.

Il existe une date durant la décrue pour laquelle les hauteurs deviennent plus grandes dans la simulation *avecRB*. Après 11700 s, la vidange des bâtiments maintient une hauteur plus importante dans la simulation *avecRB*. Il est intéressant d'observer que les hauteurs convergent toutes après 11700 s pour les deux modèles séparément. Ceci signifie que la surface libre est horizontale jusqu'à 1492,5 m au moins lors de la vidange du canal, probablement à cause de la condition limite.

On remarque que la hauteur maximale dans le canal se produit plus tardivement que le débit de pointe à la même distance par rapport à l'amont (voir figure 4.3). Ceci est cohérent, car une fois que le pic de débit s'est produit, un débit à l'amont est toujours injecté dans le canal et il contribue à augmenter la hauteur d'eau.

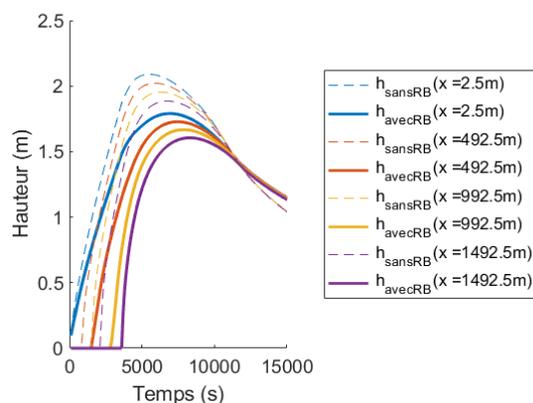


FIGURE 4.7 : Limnigramme à différents endroits du canal dans les simulations *avecRB* et *sansRB*. Après 11700 s, les courbes en trait plein sont superposées, de même que les courbes pointillées.

#### 4.2.1.2.3 Interprétation des modifications de la hauteur maximale

On cherche dans cette partie à comprendre pourquoi la hauteur maximale dans le canal est plus faible lorsque les échanges rue-bâti sont pris en compte sur la figure 4.6. La figure 4.8a montre que la mise en eau n'est pas terminée jusqu'au bout du canal à 8300 s pour la simulation *avecRB*, tandis que la hauteur maximale à 992,5 m se produit à 7700 s (voir figure 4.7). De même, dans la simulation *sansRB*, la hauteur maximale à 992,5 m se produit à 6300 s, tandis que l'eau atteint la fin du canal à 6800 s. Ce n'est donc pas la condition limite aval du canal qui influence la hauteur maximale puisque l'inondation ne s'est pas propagée jusqu'à la fin de ce dernier. L'explication vient forcément de l'aval puisqu'il ne se passe rien en amont. C'est donc l'écoulement dans la partie en eau du canal qui explique ce comportement différent

pour la hauteur amont. On observe que la réduction de la hauteur maximale est cohérente avec l'abaissement généralisé de la hauteur dans le canal lié au prélèvement d'eau induit par les échanges avec le bâti (voir figure B.2 de l'annexe B.1). Rien ne permet toutefois de généraliser ce constat pour toutes les configurations.

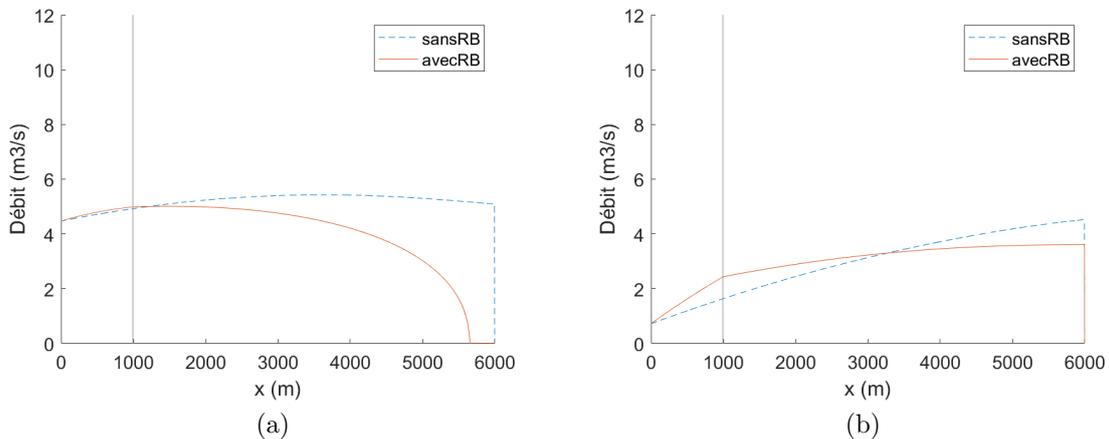


FIGURE 4.8 : Débit à 8300 et 11000 s dans le canal dans les simulations *avecRB* et *sansRB*. (a)  $Q(t = 8300 \text{ s})$ . (b)  $Q(t = 11000 \text{ s})$ . La ligne grise marque l'aval des bâtiments ( $x = 992,5 \text{ m}$ ).

### 4.2.1.3 Vitesses et régime d'écoulement

Enfin, l'étude des vitesses clôture la comparaison des variables de l'écoulement de la simulation de référence avec une simulation équivalente sans échanges rue-bâti. L'évolution des vitesses dans le canal à différents pas de temps est présentée dans la figure B.3 en annexe B.1 pour observer l'évolution de la vitesse de l'écoulement dans le canal.

#### 4.2.1.3.1 Vitesse maximale

La figure 4.9 présente la vitesse maximale atteinte en chaque point du canal pour les simulations *avecRB* et *sansRB*. Les deux courbes diminuent en direction de l'aval jusqu'à une distance de 5537,5 m avant d'augmenter fortement sous l'effet de la condition limite aval (voir annexe B.2). Cependant, les tendances des courbes sont variables sur la *partie bâtie* (avant la ligne grise). Tandis que la vitesse maximale de la simulation *sansRB* diminue progressivement en direction de l'aval jusqu'à 5537,5 m, la vitesse de la simulation *avecRB* diminue d'abord lentement, puis une chute apparaît à l'approche de la fin des bâtiments. La tendance est ensuite la même après 1 km.

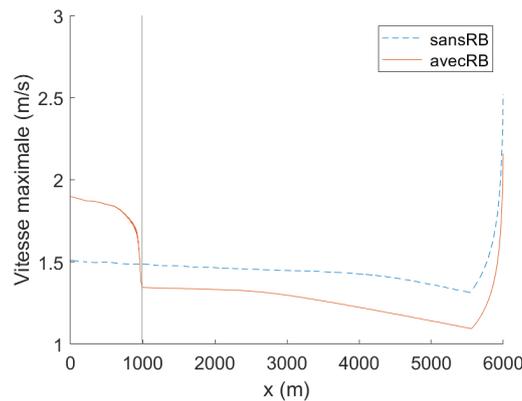


FIGURE 4.9 : Profil en long de la vitesse maximale  $u_{max}$  dans le canal dans les simulations *avecRB* et *sansRB*. La ligne grise marque l'aval des bâtiments ( $x = 992,5$  m).

À l'amont du canal, la vitesse de la simulation *avecRB* est plus élevée que *sansRB* de 0,35 m/s, correspondant à une augmentation de 26 %. Une fois les bâtiments dépassés, elle devient ensuite jusqu'à 18 % inférieure à la simulation *sansRB*. Au sens de l'aléa, les vitesses maximales sont rapides pour les deux simulations et sur l'ensemble du canal. Une augmentation de 0,35 m/s est importante dans la mesure où il n'y a que 0,2 m/s qui sépare les vitesses faibles des vitesses moyennes (voir section 5.3.1.2).

#### 4.2.1.3.2 Vitesses au cours du temps

La figure 4.10 montre l'évolution de la vitesse en  $x = \{2,5; 492,5; 992,5; 1492,5\}$  m correspondant à la première cellule du canal (abscisse du milieu de cellule), à la cellule positionnée au milieu de la *partie bâtie*, à la dernière cellule connectée à un bâtiment et à la cellule positionnée environ 500 m à l'aval des bâtiments. Sur ce graphique, on retrouve de nouveau une grande différence entre les vitesses maximales à l'amont du canal et à l'aval de la partie bâtie pour la simulation *avecRB*, ainsi que des vitesses plus grandes à l'amont du canal et plus petites à l'aval pour la simulation *avecRB* par rapport à *sansRB*. Pour la simulation *sansRB*, la tendance des courbes et l'écart qui les sépare deux à deux semble similaire. Les courbes sont marquées par un changement de pente à la montée, marquant une phase où la vitesse augmente de façon plus lente à l'approche de la valeur maximale, tandis que l'augmentation de la vitesse est très rapide au début du remplissage des cellules.

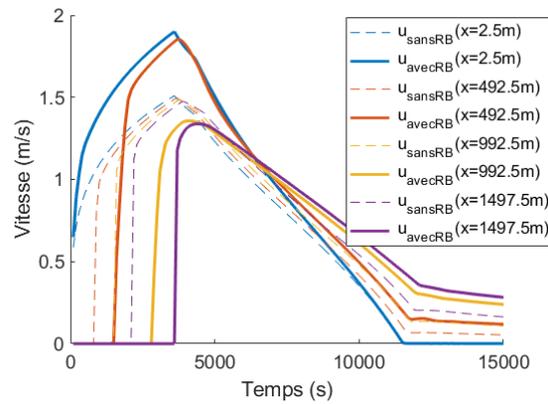


FIGURE 4.10 : Évolution de la vitesse à différents endroits du canal dans les simulations *avecRB* et *sansRB*

Pour la simulation *avecRB*, les profils des courbes dépendent de la zone étudiée. Pour les courbes  $u_{avecRB}(x = 2,5 \text{ m})$  et  $u_{avecRB}(x = 492,5 \text{ m})$ , la forme ressemble à celle des courbes de la simulation *sansRB* aux mêmes endroits. Pour  $u_{avecRB}(x = 992,5 \text{ m})$  et  $u_{avecRB}(x = 1492,5 \text{ m})$ , la vitesse augmente et atteint le maximum de la courbe très rapidement après la mise en eau. La période durant laquelle la vitesse augmente de manière plus lente à l'approche de la vitesse maximale s'étend sur une durée plus courte que pour les autres courbes. Tandis que les vitesses  $u_{max}(x = 2,5 \text{ m})$  et  $u_{max}(x = 492,5 \text{ m})$  se produisent simultanément pour les deux modèles, la date est retardée pour  $u_{max}(x = 992,5 \text{ m})$  et  $u_{max}(x = 1492,5 \text{ m})$  pour la simulation *avecRB* par rapport à celle de la simulation *sansRB* jusqu'à 8min.

Lorsque la vitesse diminue, il existe une date à partir de laquelle la vitesse dans le canal est plus grande pour la simulation *avecRB* que pour *sansRB*, associée *a priori* à l'eau stockée libérée des bâtiments, à l'exception des vitesses à l'amont ( $u(x = 2,5 \text{ m})$ ) qui sont équivalentes pour les deux modèles.

#### 4.2.1.3.3 Interprétation des modifications de la vitesse maximale

D'après la figure 4.9, les bâtiments modifient la vitesse de l'écoulement dans le canal. À l'amont, la vitesse maximale augmente. Il est probable que ceci s'explique car la hauteur d'eau dans la rue est plus faible au moment où la vitesse maximale se produit. Puisque  $u = \frac{Q}{Lh}$ , une réduction de la hauteur induit une augmentation de la vitesse pour un même débit. Pour savoir si la réduction de la vitesse maximale est dû à la diminution de la hauteur d'eau dans le canal, la figure 4.11 trace la hauteur et le débit dans le canal lorsque la vitesse maximale se produit (notée  $t_{umax}$ ) pour les deux simulations. Les courbes de la simulation *avecRB* sont bien inférieures à celle de *sansRB*. À l'amont, le débit à  $t_{umax}$  est identique puisque c'est le débit injecté. La hauteur maximale est quant à elle réduite en modélisant les échanges rue-bâti, ce qui confirme que la vitesse maximale à l'amont du canal augmente dans la configuration présentée du fait de la réduction de la hauteur à la date à laquelle celle-ci se produit, sur la *partie bâtie*. Rien n'indique que cet effet est systématique

pour toutes les configurations rencontrées.

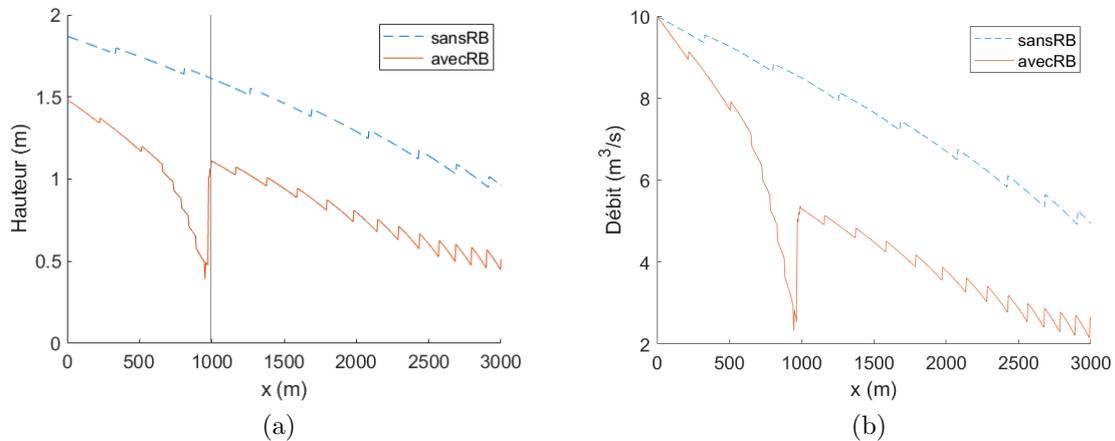


FIGURE 4.11 : Hauteur et débit dans chaque cellule du canal à la date à laquelle la vitesse maximale se produit ( $t_{ymax}$ ). (a) Hauteur à la date  $t_{ymax}$ . (b) Débit à la date  $t_{ymax}$ .

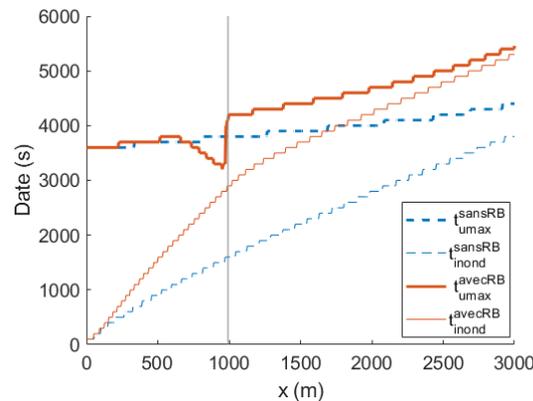


FIGURE 4.12 : Dates auxquelles se produisent la vitesse maximale ( $t_{ymax}$ ) et la mise en eau du canal ( $t_{inond}$ ) dans les simulations *avecRB* et *sansRB*

On remarque que la hauteur à  $t_{ymax}$  diminue fortement à l'approche de l'aval des bâtiments sur la courbe *avecRB*. Ceci s'explique car la vitesse maximale se produit beaucoup plus tôt que dans le reste du canal, comme l'atteste la figure 4.12. La date correspond d'ailleurs quasiment à la date de la mise en eau à cet endroit. Il y a donc à l'aval des bâtiments, une vitesse maximale de 1,3 m/s (voir figure 4.9) atteinte très tôt dans la simulation. Passé ce moment, la vitesse dans le canal est toujours inférieure à cette vitesse maximale. À l'amont, la vitesse maximale atteint jusqu'à 1,9 m/s d'après la figure 4.9. L'aval des bâtiments coïncide donc avec une zone d'écoulement lente.

#### 4.2.1.3.4 Régime d'écoulement

Cette partie vise à caractériser le régime d'écoulement dans le canal. La figure 4.13a présente le nombre de Froude à 2400 s, correspondant à un temps arbitraire pris au moment de la mise en eau du canal. La figure 4.13b présente quant à elle le nombre de Froude à 8700 s, date à laquelle l'hydrogramme a rejoint l'aval commence à sortir du canal. Ces deux figures permettent de voir que la mise en eau du canal coïncide avec le nombre de Froude maximal. Le nombre de Froude maximal dépasse 1 après 1302,5 m pour la simulation *sansRB* et après 1407,5 m pour *avecRB*. Il existe une centaine de mètre du canal pour laquelle le régime torrentiel dans la simulation *sansRB* devient fluvial dans *avecRB*. Les bâtiments peuvent donc occasionner un changement de régime. On retiendra qu'une fois la mise en eau terminée, le régime est fluvial dans tout le canal.

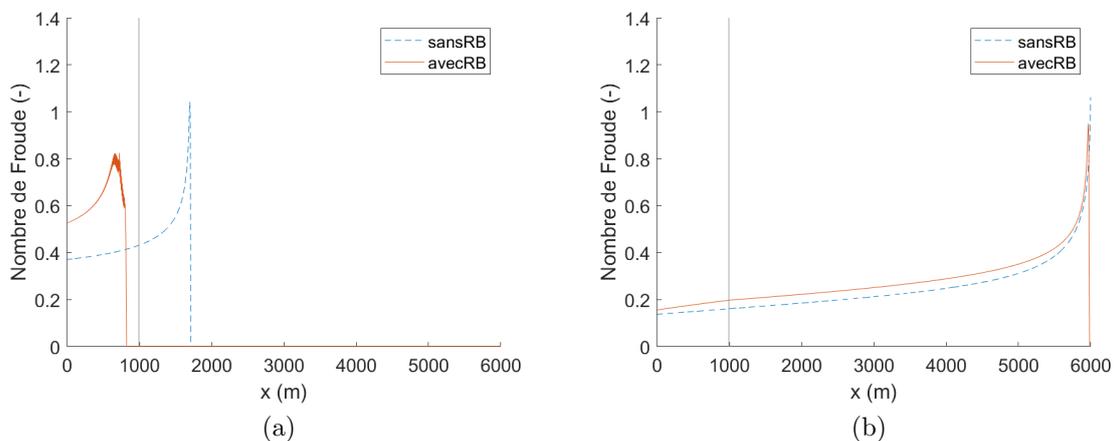


FIGURE 4.13 : Nombre de Froude  $Fr$  dans le canal à différentes dates dans les simulations *avecRB* et *sansRB*. (a) À  $t = 2400$  s. (b) À  $t = 8700$  s.

#### 4.2.2 Inondation des bâtiments

Cette partie se focalise sur l'inondation des bâtiments issue de la simulation *avecRB*. La hauteur maximale dans les bâtiments est observée car elle est directement liée à la définition de l'aléa (voir section ) et des dommages (voir section 1.3.5). La vitesse de remplissage des bâtiments est caractérisée, car elle permet d'évaluer les délais dont les résidents et les secours disposent avant que certaines hauteurs ne soient atteintes dans les bâtiments et qui sont critiques du point de vue des habitants (voir section 1.3.2). Seules les courbes des bâtiments 1 et 100 sont présentées sur les figures 4.14 et 4.15 car elles représentent les deux comportements extrêmes qui encadrent toutes les autres courbes.

#### 4.2.2.1 Hauteurs dans les bâtiments

Le graphique de la figure 4.14a trace l'évolution de la hauteur  $h_b$  dans les bâtiments 1 et 100, ainsi que pour les cellules auxquelles ceux-ci sont reliés. Sans surprise, la hauteur maximale dans le dernier bâtiment est plus faible que dans le premier puisque la hauteur maximale dans la rue décroît vers l'aval. Le début du remplissage est également retardé ainsi que la date du pic de la hauteur du fait du temps nécessaire à la propagation de l'hydrogramme sur une distance de quasiment 1 km. On remarque que la pente de la montée est beaucoup plus forte dans le bâtiment 100 que dans le premier bâtiment, témoin d'une vitesse de remplissage plus importante. Les vitesses de remplissage sont caractérisées dans la section 4.2.2.2 suivante. Il apparaît que l'évolution de la hauteur d'eau dans les cellules et dans les bâtiments associés soit simultanée lorsque les échanges rue-bâti ont lieu par des portes pleinement ouvertes. Un léger écart se distingue en début de simulation car le remplissage des bâtiments diffère de celui des cellules.

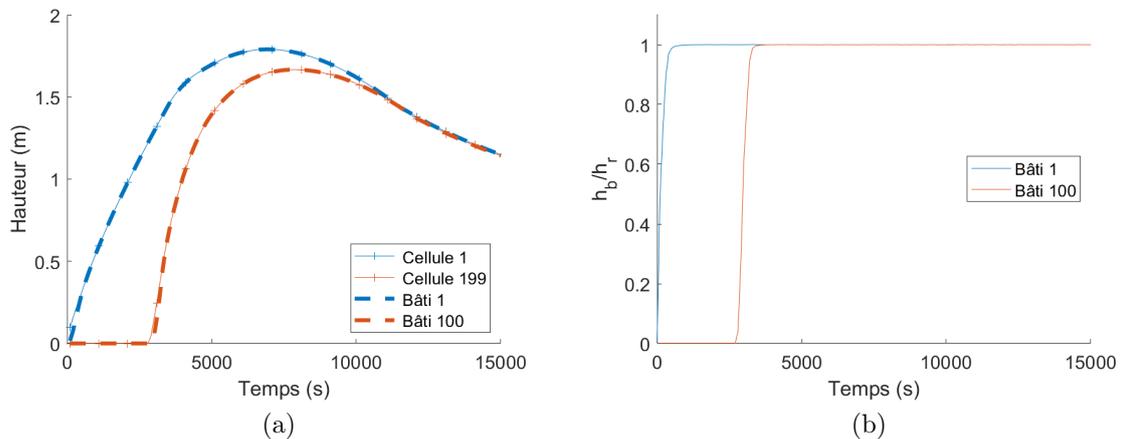


FIGURE 4.14 : Hauteurs dans les bâtiments 1 et 100. (a) Évolution de la hauteur d'eau dans les bâtiments 1 et 100 et dans leurs cellules associées 1 et 199, pour les simulations *avecRB* et *sansRB*. (b) Évolution du ratio des hauteurs d'eau bâtiment  $h_b$  et dans la cellule associée  $h_r$  pour les bâtiments 1 et 100 dans la simulation *avecRB*.

Pour affiner la comparaison des hauteurs d'eau dans ces deux bâtiments, l'évolution du ratio des hauteurs  $\frac{h_b}{h_r}$  est dessinée sur la figure 4.14b, où  $h_r$  correspond à la hauteur d'eau dans la maille connectée à chaque bâtiment par leur ouverture commune. Dans les deux bâtiments, le ratio  $\frac{h_b}{h_r}$  augmente très rapidement pour tendre vers 1, environ 700 s après le début du remplissage du bâtiment. Ces 700 s correspondent à la durée pendant laquelle les cotes ne sont pas égales entre rue et bâtiments, représentant le temps nécessaire à la mise à l'équilibre du bâtiment avec la rue lors du remplissage du canal.

A la décrue (qui s'amorce pour tous les bâtiments à partir de 7900 s comme le montre la date du pic du bâtiment 100 sur la figure 4.14a), le ratio  $\frac{h_b}{h_r}$  vaut

également 1, ce qui signifie que la vidange des bâtiments et des mailles auxquelles chaque bâtiment est liée et également simultanée.

La configuration étudiée fait que la loi de seuil noyé (voir éq. (3.36)) est utilisée quasiment tout le long de la simulation, à l'exception de 200 à 300 s selon le bâtiment, au début du remplissage. Cette durée est en effet nécessaire pour que la hauteur dans le bâtiment soit suffisamment proche de celle de la rue pour basculer de la loi de seuil dénoyé vers la loi de seuil noyé ( $\frac{h_b}{h_r} > 0,621$ , voir section 3.3). Il n'y a donc pas de changement de loi dans ce cas d'étude dès 300 s après que chaque bâtiment ait commencé à se remplir.

#### 4.2.2.2 Vitesse de remplissage et de vidange

La dérivée de la hauteur donne accès à la vitesse de remplissage et de vidange des bâtiments ou des cellules. La dérivée  $\frac{dh}{dt}$  dans le premier et le dernier bâtiment est calculée tout au long de la simulation sur la figure 4.14a, aux côtés de la cellule à laquelle chacun de ces bâtiments communique. La dérivée augmente et atteint rapidement sa valeur maximale après sa mise en eau (sur une durée de 300 s pour le bâtiment 1 et sur une durée de 500 s pour le bâtiment 100 à partir de  $h_b > 0$ ) de 4,8 cm/min dans le premier bâtiment et de 9,6 cm/min dans le dernier. La dérivée diminue ensuite et reste positive, signe que le remplissage se poursuit à une vitesse de plus en plus lente. À 6900 s, la courbe bleue en pointillés prend des valeurs négatives, correspondant au débit de la vidange. Celle-ci démarre à 7900 s dans le dernier bâtiment. La dérivée atteint un minimum entre 11000 et 12000 s pour les deux simulations, d'une valeur de  $-0,82$  et  $-0,77$  cm/min. Les vitesses maximales de la vidange sont très inférieures à celle du remplissage, ce qui est cohérent puisque la durée de la descente de l'hydrogramme est deux fois plus grande que la montée (voir figure 4.1a).. La dérivée augmente après cette date et tend vers 0, ce qui signifie que les bâtiments se vident à une vitesse de plus en plus lente.

Les courbes des bâtiments suivent majoritairement celles des cellules auxquelles ils sont liés, à l'exception de la vitesse maximale de remplissage. Celle-ci est en effet plus grande dans les bâtiments que dans les cellules. Le débit qui entre dans le bâtiment au début du remplissage et qui est imposé par les lois d'échange, occasionne un remplissage plus rapide que le remplissage naturel du canal. Dès que les niveaux d'eau sont égaux entre le bâtiment et la cellule voisine, les dérivées se superposent. Dans la cellule 199, la vitesse maximale de remplissage est environ deux fois supérieure à celle de la cellule 1, ce qu'on retrouve dans les bâtiments 1 et 100. L'augmentation de la vitesse de remplissage du canal en direction de l'aval se répercute donc dans les bâtiments.

La vitesse maximale de remplissage étant ponctuelle, on propose de définir un autre indicateur pour caractériser le remplissage de la cellule. Il s'agit de la durée  $d_{0-1}$  qui s'écoule depuis la mise en eau ( $h_b > 0$  m) d'un bâtiment jusqu'à 1 m d'eau. La hauteur de 1 m correspond à la limite au-delà de laquelle l'adulte sportif stressé ne peut plus se déplacer en marchant (voir section 1.3.2). La durée qui s'étend de 0 à 1 m correspond donc au temps de réaction dont dispose cet adulte pour se mettre à l'abri lors d'une inondation si ce dernier ne sait pas nager (où que les vitesses

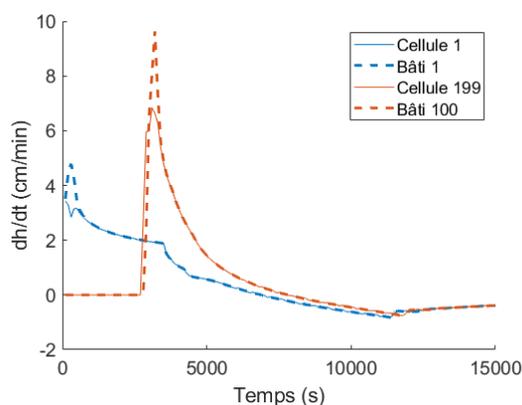


FIGURE 4.15 : Dérivée de la hauteur par rapport au temps dans les bâtiments 1 et 100 et dans les cellules 1 et 199 auxquelles ceux-ci sont connectés dans la simulation *avecRB*

d'écoulement sont trop fortes pour le permettre). Dans le premier et le dernier bâtiment, la durée  $d_{0-1}$  m vaut respectivement 35 et 18 min. La durée est plus courte à l'aval qu'à l'amont, ce qui est cohérent avec les vitesses de remplissage étudiées. Ce sont des durées de réaction qui sont courtes pour que les résidents se mettent en sécurité.

### 4.2.3 Bilan

La comparaison de la simulation avec 100 bâtiments et le modèle classique dans lequel les échanges avec les bâtiments sont négligés révèle que les échanges ont un effet significatif sur les paramètres hydrodynamiques de la rue. Plusieurs conclusions peuvent être formulées dans la configuration étudiée quant aux effets des échanges rue-bâti sur l'écoulement :

1. le débit de pointe est réduit de 28 % à l'aval des bâtiments, représentant une distance d'environ 1 km
2. la hauteur maximale diminue de 14 à 15 % sur la partie du canal occupée par les bâtiments
3. la vitesse maximale augmente de 26 % à l'amont du canal et chute une fois les bâtiments dépassés
4. l'arrivée de l'inondation, du débit maximal et de la hauteur maximale sont retardées respectivement de 23, 17 et 27 min à l'aval des bâtiments

Dans les bâtiments :

1. l'évolution de la hauteur dans les bâtiments suit celle de la rue
2. le volume temporairement stocké par les bâtiment vaut 19 à 22 % au moment du pic et jusqu'à 28 % du volume de l'inondation

3. les vitesses maximales de remplissage des bâtiments sont comprises entre 4,8 et 9,6 cm/min et la durée de réaction disponible de 0 à 1 m dans les bâtiments varient de 18 à 35 min selon les bâtiments

Différentes configurations sont envisagées à présent pour observer la sensibilité des résultats du modèle d'échanges rue-bâti par rapport à la simulation de référence en faisant varier individuellement chaque paramètre dans la section 4. Une analyse combinée est ensuite partagée dans la section 4.4 pour comparer l'influence des différents paramètres testés et la sensibilité des variables à ces derniers.

Du point de vue de la gestion de crise, les décalages temporels qui sont étudiées dans ce chapitre sont faibles. Il semble en effet raisonnable de penser qu'une variation de la date de la mise en eau, de la hauteur maximale ou du débit de pointe de moins d'une heure n'a aucune répercussion sur les mesures déployées par les gestionnaires pour agir tout au long d'un évènement d'inondation. Dans les simulations réalisées par la suite, il n'y a que pour les hydrogrammes très courts et véhiculant un faible volume d'inondation que des décalages dépassant 60 min sont mesurées. Vu le nombre limité de cas pour lesquels les décalages sont significatifs, les décalages temporels ne sont pas étudiés dans la suite dans ce chapitre.

## 4.3 Analyse de sensibilité

Les résultats de l'étude de l'inondation d'une rue en intégrant les échanges rue-bâti dépendent des paramètres des bâtiments, des ouvertures, ainsi que des paramètres hydrodynamiques du canal. Divers paramètres sont individuellement testés afin d'observer la sensibilité des effets des échanges rue-bâti à ces derniers. Dans chaque simulation tenant compte des échanges rue-bâti, on s'intéresse principalement à :

- l'écart relatif sur débit de pointe à l'aval des bâtiments par rapport à la simulation équivalente sans échanges rue-bâti  $e_{Qmax}(x = fin_Q)$  où  $fin_Q$  est l'interface la plus proche de l'aval de la dernière cellule connectée à un bâtiment
- l'écart relatif sur la hauteur maximale à l'amont du canal par rapport à la simulation équivalente sans échanges rue-bâti  $e_{hmax}(x = 2,5 \text{ m})$ , ainsi qu'à l'aval des bâtiments  $e_{hmax}(x = fin_h)$
- l'écart relatif sur la vitesse maximale à l'amont du canal par rapport à la simulation équivalente sans échanges rue-bâti  $e_{umax}(x = 2,5 \text{ m})$

### 4.3.1 Nombre et surface de bâtiments

Cette partie cherche à caractériser l'influence de la surface et du nombre de bâtiments sur les échanges rue-bâti. Les effets des échanges rue-bâti sur l'écoulement dans la rue a été caractérisé pour 100 bâtiments de 100 m<sup>2</sup>. Avec un nombre plus important de bâtiments ou des surfaces plus grandes, il est attendu que les effets des échanges rue-bâti soient plus marqués. À l'inverse, la modélisation d'un petit nombre de bâtiments ou des bâtiments avec des petites surfaces pourraient montrer une influence négligeable des bâtiments sur la rue.

D'un côté, la surface des bâtiments de la simulation de référence est conservée et le nombre varié. Le nombre de bâtiments est compris entre 1 à 200 le long du canal. La distance sur laquelle s'étale les bâtiments varie d'une simulation à l'autre de 5 à 1995 m. Il a été vérifié que la condition limite aval à 6 km n'impacte pas le débit de pointe et la hauteur maximale à la fin des 200 bâtiments. De l'autre côté, le nombre de bâtiments de la simulation de référence est réutilisé et la surface des bâtiments modifiée de 20 à 200 m<sup>2</sup> pour conserver des grandeurs réalistes de bâtiments. Dans les deux cas présentés, la disposition des bâtiments une maille sur deux est préservée, de même que les paramètres des ouvertures.

Les figures 4.16a et 4.16b présentent l'évolution des variables de l'écoulement étudiées dans cette section en fonction du nombre de bâtiments ou de la surface. Les écarts relatifs étudiés augmentent en valeur absolue avec le nombre et la surface des bâtiments. Sur la figure 4.16a, les écarts  $e_{umax}(x = 2, 5 \text{ m})$  et  $e_{hmax}(x = 2, 5 \text{ m})$  convergent vers une valeur fixe pour un grand nombre de bâtiments, respectivement à partir de 80 et 140 bâtiments (cette convergence est investiguée plus tard). En variant le nombre de bâtiments de 20 à 200, le pic de débit diminue de 7 à 44 % à l'aval des bâtiments (voir figure 4.16a). En variant la surface de 20 à 200 m<sup>2</sup>, le débit de pointe est réduit de 6 à 47 % (voir figure 4.16b). La hauteur est quant à elle réduite de 3 à 27 % en passant de bâtiments de 20 à 200 m<sup>2</sup> (voir figure 4.16b) et de 3 à 26 % en modifiant le nombre de 20 à 200 (voir figure 4.16a). Changer la surface ou le nombre de bâtiments induit donc des variations similaires sur le débit de pointe et la hauteur maximale à l'aval des bâtiments, ce qui est cohérent à première vue puisque le volume stocké dans les bâtiments est plus important. L'hypothèse suivante est posée : l'écrêtement des pics de débit et de hauteur à l'aval des bâtiments induit par les échanges rue-bâti varie avec le volume stocké dans les bâtiments. Cette hypothèse est testée pour plusieurs configurations dans la section 4.4.3.

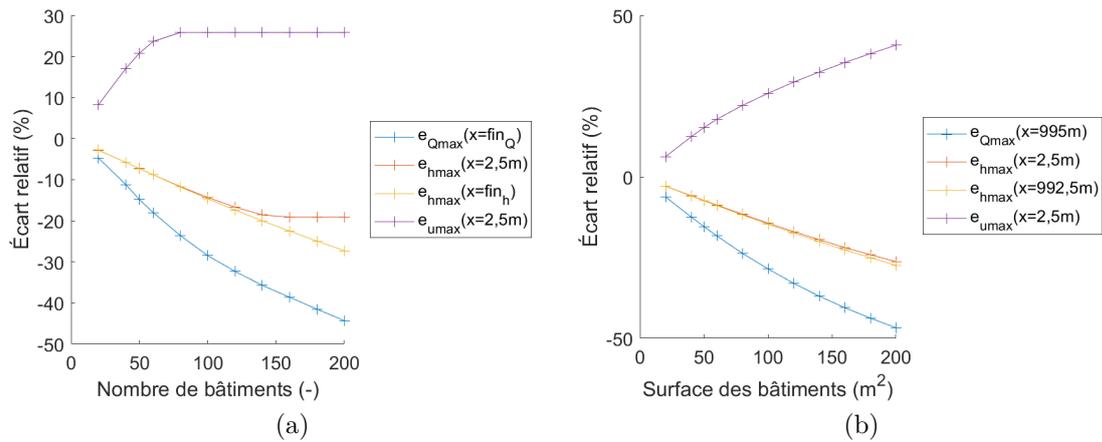


FIGURE 4.16 : Écart relatif sur le débit de pointe à l’aval des bâtiments ( $e_{Q_{max}}$  ( $Q = 995$  m)), sur la hauteur maximale à l’amont et à l’aval des bâtiments ( $e_{h_{max}}$  ( $x = 2,5$  m) et  $e_{h_{max}}$  ( $x = 992,5$  m)), ainsi que sur la vitesse maximale amont ( $e_{u_{max}}$  ( $x = 2,5$  m)) par rapport à une simulation sans bâtiments pour différents nombres et différentes surfaces de bâtiments. (a) Pour différents nombres de bâtiments. (b) Pour différentes surfaces de bâtiments.  $fin_Q$  et  $fin_h$  correspondent aux abscisses auxquelles les débits de pointe ou les hauteurs maximales sont mesurées dans le canal à l’aval des bâtiments lorsque la distance sur laquelle les bâtiments sont répartis varie (voir tableau 29).

On remarque que modifier la surface des bâtiments occasionne des vitesses maximales à l’amont beaucoup plus importantes qu’en variant le nombre. En effet, avec des surfaces de 20 à 200 m<sup>2</sup>, la vitesse maximale augmente de 6 à 41 % par rapport à la simulation négligeant les échanges rue-bâti (voir figure 4.16b), tandis que changer le nombre de bâtiments induit une élévation de la vitesse maximale à l’amont comprise seulement entre 8 et 26 % (voir figure 4.16a). Cette augmentation est cohérente puisque la hauteur d’eau à l’amont du canal au moment où la vitesse  $u_{max}$  se produit est plus faible pour les grandes surfaces que pour les grands nombres de bâtiments (environ 1,30 m pour  $A200$  contre 1,50 m pour  $B200$ , voir figure 4.17).

TABLEAU 29 : Abscisses auxquelles les débits de pointe et les hauteurs maximales sont mesurées à l'aval des bâtiments dans les simulations faisant varier le nombre total de bâtiments

Nombre	20	40	50	60	80	100
$fin_Q$ ( m )	195	395	495	595	795	995
$fin_h$ ( m )	192,5	392,5	492,5	592,5	792,5	992,5
	120	140	160	180	200	
	1195	1395	1595	1795	1995	
	1192,5	1392,5	1592,5	1792,5	1992,5	

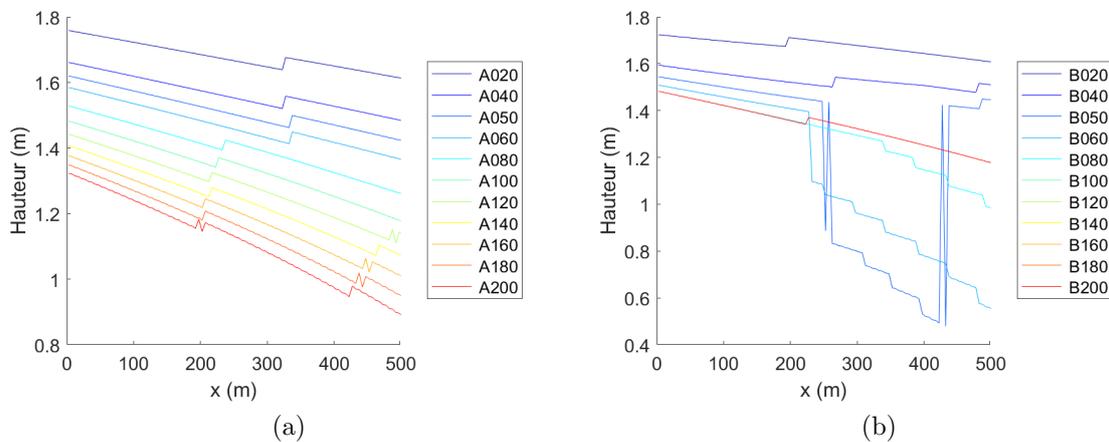


FIGURE 4.17 : Hauteur d'eau à l'amont du canal à la date à laquelle se produit la vitesse maximale pour différents nombres et différentes surfaces de bâtiments. (a) Variation du nombre de bâtiments. (b) Variation de la surface des bâtiments.

Sur la figure 4.16a, les courbes des écarts relatifs sur la hauteur et la vitesse maximale à l'amont du canal convergent pour des nombres de bâtiments variables. Pour comprendre pourquoi, le profil en long du débit de pointe est analysé pour quelques simulations variant le nombre de bâtiments. Sur la figure 4.18 sont regroupés les simulations de 100 à 200 bâtiments. Sans surprise, les courbes décroissent vers l'aval. Elles semblent toutes décrire une même tendance. Il y a une diminution du débit sur une première partie du canal qui est plus forte à l'approche de l'aval des bâtiments. Une cassure apparaît à l'aval des bâtiments, puis les courbes sont quasiment parallèles jusqu'à 3000 m. Il semble que l'aval des bâtiments exercent une influence sur les débits maximaux qui remonte en direction de l'amont. Celle-ci modifie les débits sur une distance d'environ 700 m, distance qui s'étend entre la date où la diminution du débit est plus importante jusqu'à la cassure (de la courbe

en pointillés oranges vers la courbe en pointillés noirs). Lorsque les bâtiments sont disposés sur une distance dépassant 700 m (simulations *B160* à *B200*), alors les débits maximaux ne dépendent plus du nombre total du bâtiments disposés dans le quartier mais seulement de la condition limite amont. Les courbes se superposent alors. Pour les simulations dont le nombre de bâtiments est inférieur à 710 m, alors le débit maximal est influencé par l'aval des bâtiments.

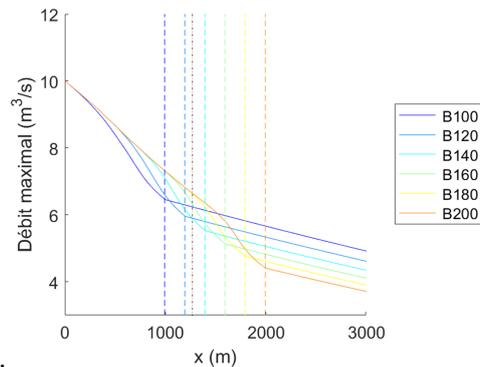


FIGURE 4.18 : Profil en long du débit de pointe  $Q_{max}$  dans le canal pour différents nombres de bâtiments. Les courbes en pointillés de couleurs correspondent au milieu de la dernière cellule du canal connectée à un bâtiment pour chaque simulation. Les pointillés noirs marquent la fin de l'influence du bâti vers l'amont depuis l'aval des bâtiments matérialisés par la courbe orange en pointillés.

Les profils en long de la hauteur maximale en figure 4.19a ou de la vitesse maximale en figure 4.19b permettent d'observer de la même façon que les variables convergent à l'amont pour les simulations *B160* à *B200* en figure 4.19a ou *B100* à *B200* en figure 4.19b. Il semble donc qu'il existe une influence des bâtiments à l'aval sur le débit capable d'influencer les variables de l'écoulement en amont du canal. Cette influence se produit car l'écoulement est fluvial dans le canal (voir section 4.2.1.3.4). Pour les écoulements torrentiel, cet effet ne peut pas se produire.

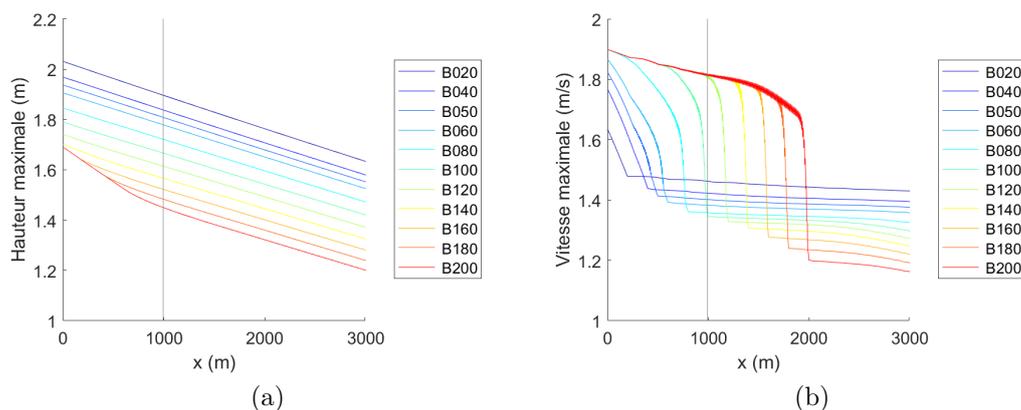


FIGURE 4.19 : Profil en long de la hauteur et de la vitesse maximale dans le canal pour différents nombres de bâtiments. (a) Hauteur maximale. (b) Vitesse maximale.

On peut retenir que lorsque les bâtiments sont au nombre de 20 ou que les 100 bâtiments ont une surface de  $100 \text{ m}^2$ , les effets des échanges rue-bâti sur les quatre variables étudiées sont faibles ( $< 10 \%$ ). Pour toutes les autres configurations testées, les échanges rue-bâti modifient significativement l'inondation. Plus le nombre et la surface augmentent, plus les effets sont marqués.

### 4.3.2 Nombre de bâtiments au mètre linéaire

Les effets des échanges rue-bâti ont été étudiés avec 100 bâtiments disposés une maille sur deux et uniquement sur un côté du canal. En modifiant l'espacement et la symétrie des bâtiments, il est possible d'augmenter le nombre de bâtiments au mètre linéaire, ce qui pourrait modifier le rôle des bâtiments. Pour faire varier la disposition des bâtiments, deux critères sont testés en conservant 100 bâtiments :

- la symétrie : lorsque les bâtiments sont disposés sur un seul côté du canal ou sur les deux côtés
- l'espacement : avec des bâtiments disposés toutes les mailles ou une maille sur deux

Les configurations testées sont visibles sur le schéma de la figure 4.20, avec le nombre de bâtiments au mètre linéaire  $n_m$  correspondant<sup>1</sup>. Plus ce nombre est grand, plus la densité des bâtiments est importante sur la distance occupée par ces derniers.

La figure 4.21 expose les effets des échanges rue-bâti sur les variables observées, en modifiant le nombre de bâtiments au mètre linéaire dans le canal. L'écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments et sur la hauteur maximale à l'amont ou à l'aval est quasiment constant. Il ne dépend donc pas du paramètre testé et les valeurs sont identiques à celles de la simulation de référence présentée dans la

1.  $n_m$  est calculé par rapport à la distance séparant l'amont du canal de l'interface la plus à l'aval de la dernière cellule connecté à un bâtiment

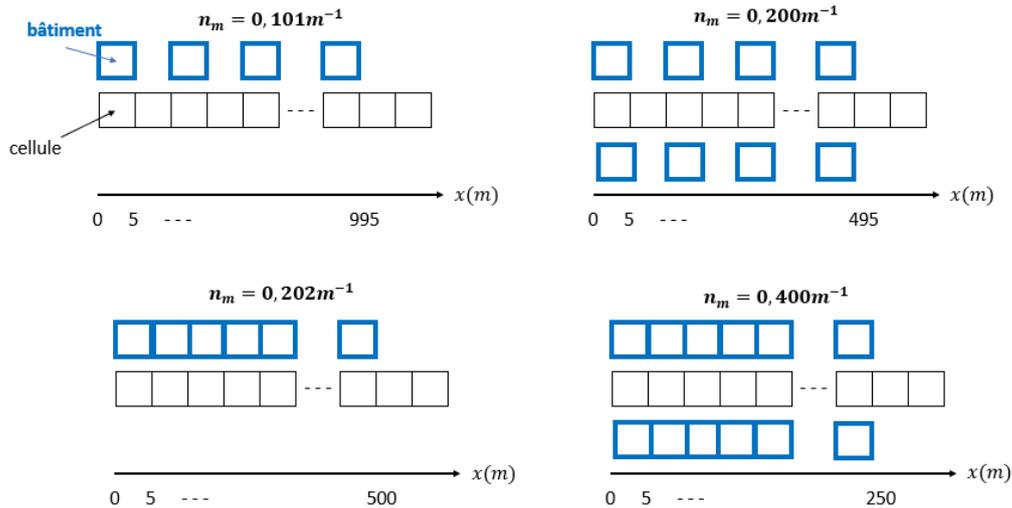


FIGURE 4.20 : Schéma des configurations associées aux différents nombres de bâtiments au mètre linéaire testés

section 4.2.1 précédente. C'est logique dans la mesure où le volume total stocké dans les bâtiments vaut 28 % pour les quatre simulations présentées (voir figure 4.22).

L'écart relatif sur la vitesse maximale à l'amont du canal croît elle avec le nombre de bâtiments au mètre linéaire. Augmenter d'un facteur 4 la densité des bâtiments conduit à une augmentation quasiment par 2 des effets des échanges rue-bâti sur la vitesse maximale amont (de 26 à 57 %). Ceci s'explique car la hauteur dans le canal est plus faible à la date à laquelle se produit la vitesse maximale à l'amont (voir figure 4.23). Le débit est identique puisque c'est le débit injecté. Le nombre de bâtiments par mètre linéaire modifie donc de façon significative l'augmentation de la vitesse maximale amont induite par la prise en compte des échanges-rue bâti, du fait de la diminution de la hauteur d'eau dans le canal.

TABEAU 30 : Abscisses auxquelles les débits de pointe et les hauteurs maximales sont mesurées à l'aval des bâtiments dans les simulations faisant varier le nombre total de bâtiments

$n_m$ ( $m^{-1}$ )	0,101	0,200	0,202	0,400
$fin_Q$ ( m )	995	500	495	250
$fin_h$ ( m )	992,5	497,5	492,5	247,5

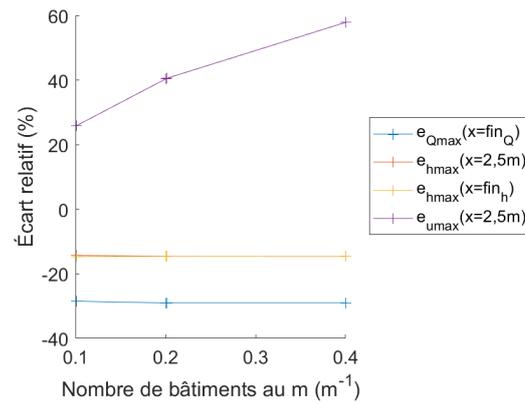


FIGURE 4.21 : Écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments ( $e_{Qmax}(x = fin_Q)$ ), sur la hauteur maximale à l'amont et à l'aval ( $e_{hmax}(x = 2,5\text{ m})$  et  $e_{hmax}(x = fin_h)$ ), ainsi que sur la vitesse maximale amont ( $e_{umax}(x = 2,5\text{ m})$ ) par rapport à une simulation sans bâtiments pour différents nombres de bâtiments au mètre linéaire.  $fin_Q$  et  $fin_h$  correspondent aux abscisses auxquelles les débits de pointe ou les hauteurs maximales sont mesurées dans le canal à l'aval des bâtiments (voir tableau 29).

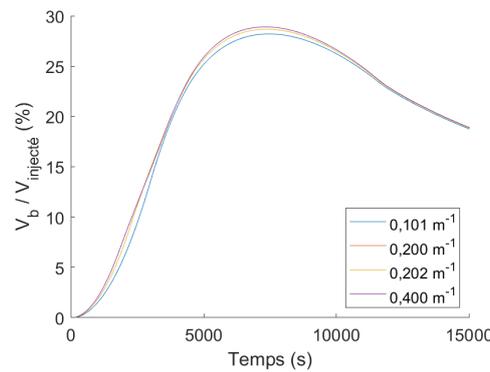


FIGURE 4.22 : Évolution du volume stocké dans les bâtiments pour différents nombres de bâtiments au mètre linéaire

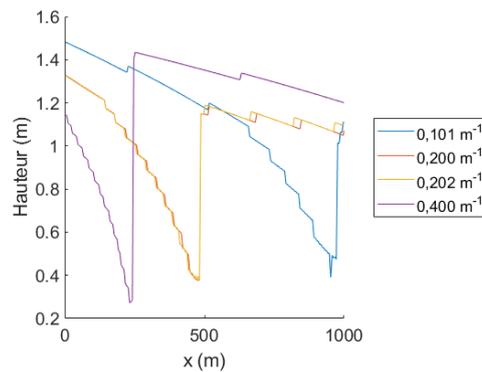


FIGURE 4.23 : Hauteur à la date à laquelle se produit la vitesse maximale à l’amont du canal pour différents nombres de bâtiments au mètre linéaire

### 4.3.3 Type d’ouvertures

Dans cette section, le type d’ouvertures est testé. D’un côté, toutes les portes sont remplacées par des fenêtres afin d’observer les effets des échanges rue-bâti pour cette autre forme d’ouverture dotée d’un seuil. La fenêtre est prise avec des dimensions standards, d’une largeur de 1,2 m et avec une hauteur de seuil de 1,0 m. Cette configuration dans laquelle les bâtiments ne sont munis que d’une fenêtre n’est pas réaliste, sauf dans le cas où les habitants pénètrent dans leur logement uniquement par une porte le long de la façade opposée pour laquelle les échanges sont négligés.

D’un autre côté, on souhaite représenter une porte fermée. Dans les faits, l’eau est susceptible de rentrer car la porte est non étanche (voir section 1.1.2.1). L’eau peut pénétrer par des fentes verticales et/ou horizontales (voir figure 1.4a). Une simulation avec des fentes horizontales d’une hauteur de 1 cm et une autre avec des fentes verticales d’une largeur de 1 cm sont modélisées. Chaque simulation porte le nom de l’ouverture testée.

Dans un premier temps, les effets des échanges rue-bâti sur les différentes variables de l’écoulement à l’étude sont caractérisés en fonction du type d’ouvertures. L’inondation dans les bâtiments est observée dans un second temps. Enfin dans un troisième temps, on s’interroge sur la pression qu’exerce l’eau sur ces différents types d’ouvrage. La résistance limite des ouvertures face à la pression de l’écoulement est mal connue dans la littérature (voir section 1.3.3.3). Bien qu’il ne sera pas possible de savoir si les ouvertures résisteront ou s’abîmeront sous l’effet de la pression, il semble intéressant de caractériser la pression de l’eau derrière celles-ci pour les différents types d’ouvertures.

#### 4.3.3.1 Variables de l’écoulement

Sur la figure 4.24 sont visibles les effets qu’exercent les bâtiments en intégrant les échanges rue-bâti sur l’écoulement dans la rue. Les barres rouges représentent la simulation avec des fenêtres. Celles-ci sont systématiquement plus élevées en valeur absolue et du même signe que les barres bleues correspondant à la porte. La physique

est identique mais l'intensité des effets induit par les échanges rue-bâti est amplifiée. Les écarts entre les barres en bleu et en rouge sont significatifs pour les écarts relatifs  $e_{Q_{max}}(x = 995 \text{ m})$  et  $e_{u_{max}}(x = 2, 5 \text{ m})$ . Pour les écarts sur les hauteurs maximales amont/aval, ceux-ci sont faibles. Les effets que génèrent les bâtiments sur l'écoulement lorsque les échanges rue-bâti sont pris en compte sont plus importants lorsque ceux-ci échangent de l'eau avec la rue par des fenêtres que par des portes. En particulier, le débit de pointe et la hauteur maximale à l'amont du canal sont sensiblement réduits.

Les barres en jaune et en violet représentent les deux types de fentes testées. On remarque que sur la figure 4.24, les écarts entre les barres de couleur jaune et violette sont faibles, indiquant que le choix de la représentation de la fente n'a pas d'effet significatif sur le débit de pointe et la hauteur maximale à l'aval des bâtiments, ni sur la vitesse et la hauteur maximale à l'amont. Les lois d'échange étant différentes pour les deux types de fentes représentées, (orifice noyé pour la fente horizontale, voir éq. (3.39) et lois de seuil dénoyé et noyé pour la fente verticale, voir éq. (3.35) et (3.36)), ceci indique que les débits calculés sont semblables.

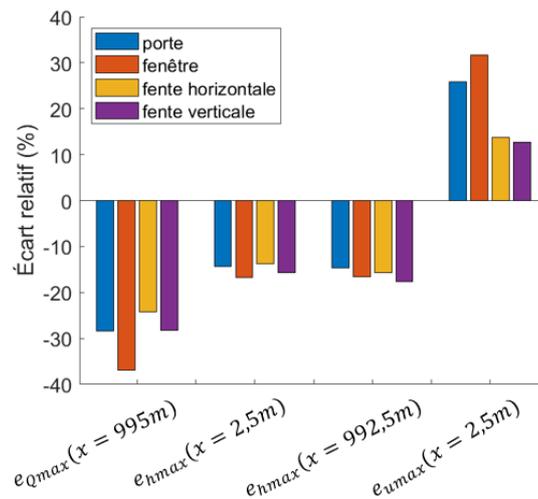


FIGURE 4.24 : Écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments ( $e_{Q_{max}}(x = 995 \text{ m})$ ), sur la hauteur maximale à l'amont et à l'aval ( $e_{h_{max}}(x = 2, 5 \text{ m})$  et  $e_{h_{max}}(x = 992, 5 \text{ m})$ ), ainsi que sur la vitesse maximale amont ( $e_{u_{max}}(x = 2, 5 \text{ m})$ ) par rapport à une simulation sans bâtiments pour différents types d'ouvertures

Il est possible de remarquer sur la figure 4.24, que les barres de couleur jaune et violette de l'écart  $e_{u_{max}}(x = 2, 5 \text{ m})$  sont significativement inférieures aux barres de couleur bleue et rouge, tandis que pour les autres variables du graphique, les écarts sont faibles. Ceci indique que représenter des ouvrants fermés agit principalement sur la vitesse maximale dans le canal, et moins sur le débit de pointe ou la hauteur

maximale. Dans la configuration présentée, le choix de la représentation de l'ouvrant n'a pas d'influence significative sur le pic de débit à l'aval des bâtiments ou la hauteur maximale amont/aval des bâtiments. Ceci est cohérent puisque le volume stocké dans les bâtiments ne varie que de 4 % (voir figure 4.25).

La figure 4.25 trace l'évolution du volume stocké dans les bâtiments tout au long de la simulation avec différentes ouvertures. Les courbes en bleu et rouge sont supérieures aux courbes en violet et jaune. Le volume stocké dans les bâtiments pour les fentes est inférieur de 4 % aux autres simulations. La valeur maximale est également produite plus tard (d'environ 40 min). Ceci est cohérent puisque le niveau dans les bâtiments n'atteignant pas le niveau maximal dans la rue voisine (voir figure 4.26), ces derniers continuent de se remplir lorsque la hauteur diminue dans la rue, jusqu'à ce que les deux niveaux soient égaux. Le remplissage est par conséquent beaucoup plus long.

Les effets des échanges rue-bâti sont plus prononcés sur le débit de pointe lorsque les bâtiments sont connectés à la rue par des fenêtres que par des portes. Pourtant, le ratio des volumes  $\frac{V_b}{V_{injecté}}$  est moins de 1 % en-dessous de celui de la configuration en portes ouvertes. Cette différence de volume s'explique car les hauteurs rencontrées dans le canal sont inférieures pour la simulation de fenêtres (la réduction de la hauteur maximale est plus importante, voir figure 4.24), par conséquent la hauteur maximale dans les bâtiments est également légèrement inférieure. Ce n'est donc pas une augmentation du volume stocké dans les bâtiments qui explique que les effets des échanges rue-bâti sont plus marqués pour les fenêtres.

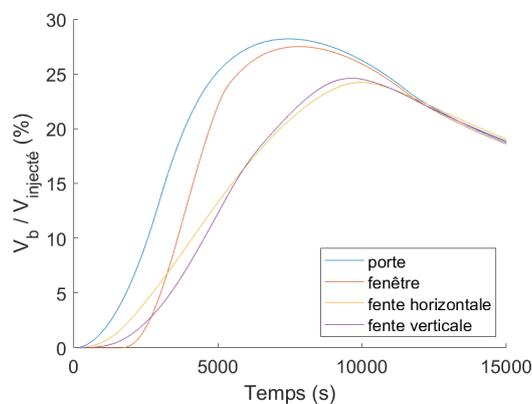


FIGURE 4.25 : Volume des bâtiments par rapport au volume injecté pour différents types d'ouvertures

La principale différence entre les simulations des portes et de fenêtres est la présence du seuil, qui modifie le comportement du remplissage des bâtiments vis-à-vis de la crue. En effet, le remplissage des bâtiments avec des fenêtres démarre plus tardivement. La date du début du remplissage des bâtiments est proche de la date du pic de débit. Puisque les volumes maximaux des bâtiments sont quasiment équivalents mais que le remplissage est plus tardif, ceci implique que le remplissage des bâtiments est beaucoup plus rapide que dans la configuration de portes (voir figure

4.26, section 4.3.3.2 suivante). Enfin, les seuils des fenêtres sont à l'origine d'un volume d'eau définitivement piégé sous leur cote. Ce volume n'est pas restitué à la crue en fin d'inondation. En effet, lorsque le niveau d'eau dans la rue devient inférieur à la hauteur de seuil ici fixée à 1 m, le niveau reste constant et égal à 1 m dans tous les bâtiments, à l'origine d'un volume total déduit représentant 16 % du volume (non visible sur la figure 4.25). Ce volume piégé n'est *a priori* pas représentatif de la réalité dans la mesure où les bâtiments disposent de portes par lesquelles l'eau se vide. Néanmoins, certains bâtiments peuvent disposer de caves ou de batardeaux qui piègent également définitivement de l'eau au cours de l'évènement, la configuration est donc tout à fait transposable à une situation réelle. La combinaison de ces facteurs explique sans doute que le rôle de stockage des bâtiments uniquement reliés à la rue par des fenêtres est optimisé vis-à-vis des variables de l'écoulement par rapport à des bâtiments dotés de portes.

### 4.3.3.2 Inondation des bâtiments

Il a été observé d'après la figure 4.25 que le volume total contenu dans les bâtiments est plus faible pour les simulations pour lesquelles les ouvertures se résument à des fentes. On suppose que c'est le résultat d'une évolution des niveaux d'eau plus lente dans les bâtiments qui ne permet pas d'atteindre le niveau maximal de la rue. La figure 4.26 présente la hauteur d'eau dans les bâtiments 1 et 100 aux côtés de la cellule à laquelle chacun d'eux est connecté. Effectivement, la pente de la montée est plus faible pour les simulations de fentes horizontales et verticales, signe que les fentes ralentissent le remplissage des bâtiments. Les vitesses de remplissage sont quasiment identiques pour les deux fentes et sur les deux graphiques. En comparaison avec les portes et les fenêtres, la vitesse de remplissage ne dépend pas de la position du bâtiment. On remarque que la hauteur maximale dans les bâtiments reste toujours inférieure à celle de la rue voisine dans ces deux simulations (de 0,26 m pour les fentes horizontale et de 0,18 m pour les fentes verticales, représentant une réduction respective de 14 et 10 %) et est décalée dans le temps.

Sur la figure 4.25, la date du début du remplissage des bâtiments avec des fenêtres est retardée du fait du seuil. Lorsque le bâtiment commence à se remplir, on observe une cassure dans la courbe de la cellule avec laquelle le bâtiment communique. Dans les deux bâtiments, le niveau d'eau rejoint celui de la cellule voisine et les mêmes hauteurs maximales sont atteintes. La date est simultanée et quasiment similaire à celle des portes. La pente des courbes de fenêtres sont beaucoup plus raides que dans la simulation de portes, ce qui démontre que la vitesse de remplissage est plus grande à travers des portes que des fenêtres. On remarque également que la pente de la courbe de fenêtres est ponctuellement plus raide sur la figure 4.26b que sur la figure 4.26a, démontrant que la vitesse maximale de remplissage est plus importante à l'aval qu'à l'amont pour les simulations de fenêtres, comme c'est le cas des portes.

Les dimensions de l'ouverture ont un influence significative sur certains paramètres de l'écoulement. La fenêtre tend à accentuer les effets des échanges rue-bâti notamment sur l'écroulement du débit de pointe et l'augmentation de la vitesse maximale à l'amont du canal. Dans la configuration testée, il est important de correctement

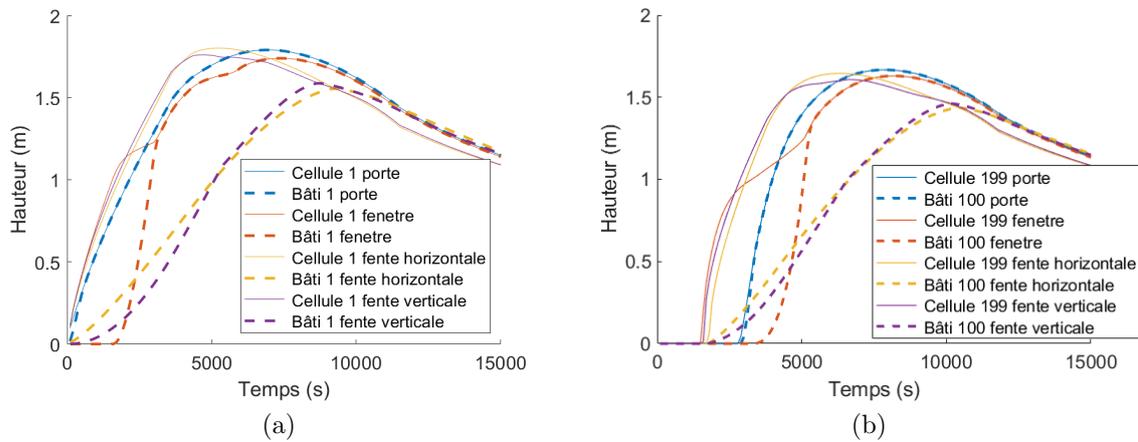


FIGURE 4.26 : Évolution de la hauteur dans le premier et le dernier bâtiment ainsi que dans leurs cellules associées, pour différents types d'ouvertures. (a) Bâtiment 1, cellule 1. (b) Bâtiment 100, cellule 199.

représenter le seuil lorsqu'il y en a un. Ce dernier s'assimile à une fenêtre, mais également à un batardeau devant une ou encore à une topographie du bâtiment surélevée par rapport à la rue dans le cas où il faut monter des marches pour entrer dans le bâtiment. Les fentes verticales ou horizontales ont un effet notable sur la vitesse maximale à l'amont du canal et jouent sur la hauteur maximale atteinte dans les bâtiments en réduisant le débit d'échange. Dans la configuration testée, le volume total capté par les bâtiments varie peu en configuration fermée, mais pour des hydrogrammes plus rapides, il est attendu que le volume stocké dans les bâtiments diminuent considérablement et que les effets des échanges rue-bâti diminuent fortement, voir deviennent insignifiants.

#### 4.3.4 Coefficient de débit

L'objectif de cette partie est de savoir dans quelle mesure les paramètres hydrodynamiques dépendent des lois de débit. Le débit d'échange entre la rue et le bâtiment est régulé par des lois. Ces lois ont été élaborées à partir de modélisations numériques 3D (voir chapitre 3) avec une erreur estimée sur le débit par ouverture de l'ordre de 30 %. Pour savoir si l'incertitude sur les lois de débit est importante dans l'étude des effets rue-bâti, le coefficient de débit de ces lois est varié de plus et moins 50 % pour ainsi élargir la fourchette d'incertitude.

Les effets des échanges rue-bâti sur les variables de l'écoulement à l'étude est décrit dans la figure 4.27 en variant le coefficient de débit des lois. Les écarts relatifs sur le débit de pointe à la sortie des bâtiments, la hauteur maximale amont/aval et la vitesse maximale à l'amont du canal ne dépendent pas du coefficient de débit des lois utilisés. Le coefficient de débit des lois n'a pas d'impact significatif sur les effets que génèrent les échanges rue-bâti sur les maximum étudiés.

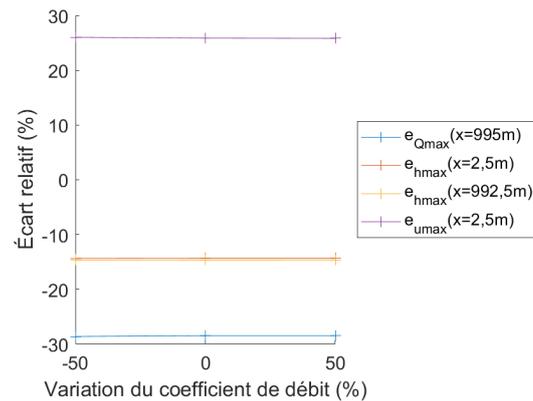


FIGURE 4.27 : Écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments ( $e_{Q_{max}}(x = 995 \text{ m})$ ), sur la hauteur maximale à l'amont et à l'aval ( $e_{h_{max}}(x = 2,5 \text{ m})$  et  $e_{h_{max}}(x = 992,5 \text{ m})$ ), ainsi que sur la vitesse maximale amont ( $e_{u_{max}}(x = 2,5 \text{ m})$ ) par rapport à la simulation équivalente sans bâtiments pour différentes variations du coefficient de débit des lois

On se demande si seuls les maximums observés sont identiques entre les trois simulations testées ou si la variation du coefficient de débit des lois n'affecte pas du tout les variables de l'écoulement. Pour le savoir, la figure 4.28 montre l'évolution de la hauteur d'eau dans le premier et le dernier bâtiment disposés le long du canal. Les courbes des trois simulations se superposent pour les deux bâtiments. Ceci signifie que le remplissage des bâtiments n'est pas limité par le débit d'échanges, même dans le cas où le coefficient de débit des lois est réduit de 50 %. Il est toujours à sa valeur maximale. Pour toutes les variations du coefficients de débit des lois testés, le débit n'est pas limitant et les échanges sont simultanés avec la rue, le volume stocké dans les bâtiments est identiques, d'où des variables de l'écoulement dans la rue identiques.

On remarque qu'au début du remplissage (voir figure 4.28b) se trouve une courte période au cours de laquelle l'évolution de la hauteur dans le bâtiment diffère. Le début du remplissage dépend donc du coefficient de débit des lois, et la pente est plus forte lorsque le coefficient est augmenté de 50 %, ce qui est cohérent. Il n'y a donc que le début du remplissage qui est influencé par la variation du coefficient de débit des lois testée. L'évolution de la hauteur dans les bâtiments est quasiment identique en faisant varier le coefficient de  $+/- 50 \%$ , c'est pourquoi les variables de l'écoulement sont égales tout au long de la simulation.

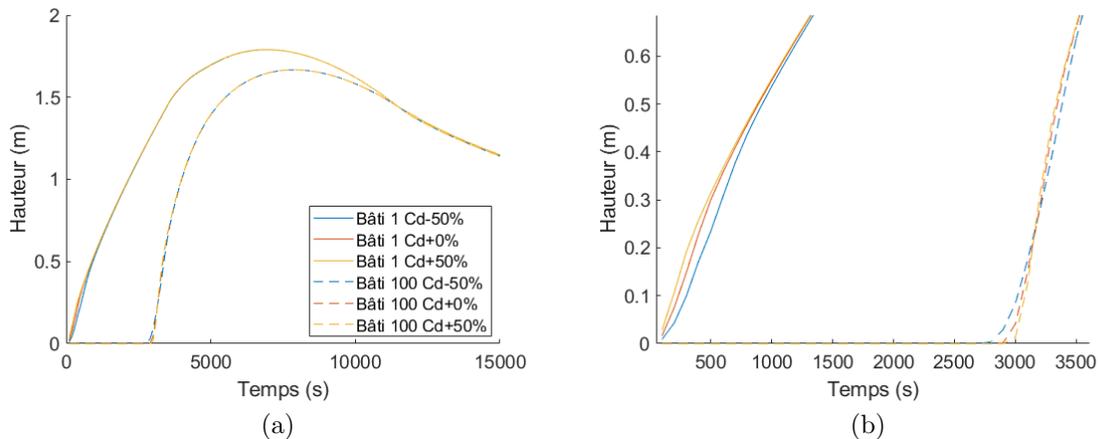


FIGURE 4.28 : Évolution de la hauteur d'eau dans le premier et le dernier bâtiment avec plusieurs variations du coefficient de débit des lois. La figure (b) est un zoom de la figure (a) de 0 à 3500 s.

Pour la variation du coefficient de débit des lois testé de  $+/- 50\%$ , les débits qui passent par les portes ne sont pas limités par les lois d'échanges. Les bâtiments se remplissent de la même façon tout au long de l'évènement pour la gamme testée, si bien que les variables de l'écoulement sont identiques. La section 4.3.3 fait appel à des fentes limitant le débit entrant dans les bâtiments et montre que l'évolution de l'eau dans les bâtiments ne se superpose pas nécessairement à celle de la rue à proximité puisque les échanges sont limités. Pour des coefficients de débit des lois plus petits (qu'on pourrait par exemple utiliser pour représenter des états d'ouverture intermédiaires entre ouvert/fermé où l'ouverture serait cassée), l'évolution du niveau d'eau dans les bâtiments peut donc différer de la rue.

### 4.3.5 Pente du canal

On s'intéresse dans cette section à la variation de les effets des échange rue-bâti en fonction de la pente du canal. Des pentes allant jusqu'à  $2\%$  sont étudiées. Les simulations sont nommées  $iX\%$  où  $X$  fait référence à la pente simulée.

Sur la figure 4.29 sont tracés les effets des échanges rue-bâti sur les variables de l'écoulement à l'étude, pour différentes pentes. Les écarts relatifs sur les trois variables étudiées diminuent en valeur absolue avec la pente et convergent vers 0 à partir d'une pente de  $0,5\%$ . Ceci indique que les effets des échanges rue-bâti s'atténue avec la pente, en cohérence avec le volume stocké dans les bâtiments qui diminue (voir figure 4.30). Les plus grands écarts relatif rencontré en valeur absolue pour les trois variables correspondent à ceux étudiés pour une pente nulle qui constitue la simulation de référence (les valeurs sont synthétisées dans la section 4.2.3). Il est intéressant que noter que pour des pentes comprises entre  $0,5$  et  $2\%$ , les effets des échanges rue-bâti est négligeable  $< |1|\%$ , alors que le volume contenu dans les bâtiments est compris entre  $9$  et  $13\%$ . Dans la section 4.3.1, des volumes plus faibles

ont été rencontrés dans les bâtiments (avec un minimum à 6 %), avec un effet des échanges rue-bâti sur l'écoulement plus marqué que pour les pentes fortes testées ( $\geq 0,5$  %). Ce n'est pas donc le faible volume stocké dans les bâtiments pour les pentes les plus fortes qui justifie que les échanges rue-bâti ont un effet insignifiant sur l'écoulement.

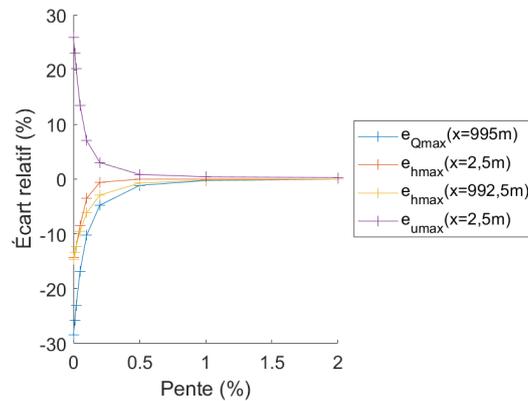


FIGURE 4.29 : Écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments ( $e_{Q_{max}}$  ( $x = 995$  m)), sur la hauteur maximale à l'amont et à l'aval ( $e_{h_{max}}$  ( $x = 2,5$  m) et  $e_{h_{max}}$  ( $x = 992,5$  m)), ainsi que sur la vitesse maximale amont ( $e_{u_{max}}$  ( $x = 2,5$  m)) par rapport à la simulation équivalente sans bâtiments pour différentes pentes du canal

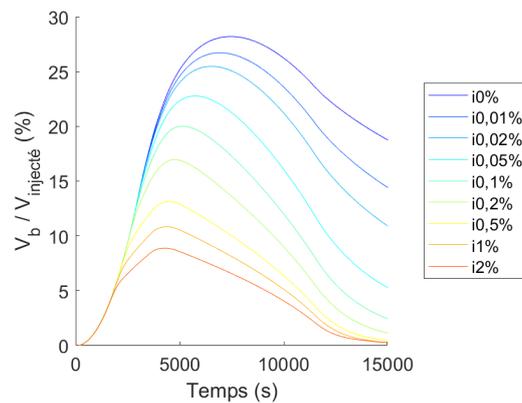


FIGURE 4.30 : Évolution du volume stocké dans les bâtiments par rapport au volume total de l'inondation pour différentes pentes

Puisque les effets des échanges rue-bâti sont négligeables à partir d'une pente de 0,5 %, il est probable que le régime d'écoulement devienne torrentiel lorsque la pente

dépasse cette pente limite. Pour savoir si le régime d'écoulement est torrentiel au moment où les maximums se produisent, le nombre de Froude est relevé à la date à laquelle le débit de pointe se produit dans chaque cellule du canal. La figure 4.31 décrit ce nombre de Froude dans un profil en long du canal. Effectivement, il s'avère que pour les pentes de 0, 5, 1 et 2 %, le nombre de Froude dépasse 1 quand le débit de pointe est atteint. Ce serait donc le régime d'écoulement torrentiel qui expliquerait que les effets des échanges rue-bâti deviennent négligeables dans la configuration étudiée.

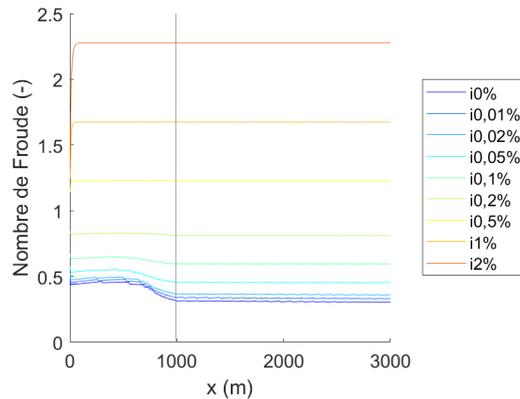


FIGURE 4.31 : Profil en long du nombre de Froude à la date à laquelle se produit le débit de pointe dans chaque cellule pour différentes pentes du canal

Pour les configurations en régime torrentiel, les effets des échanges rue-bâti deviennent insignifiants sur la rue. Des effets devraient cependant se manifester même en régime torrentiel dans d'autres configurations si le volume stocké dans les bâtiments est important devant celui de la crue. Dans d'autres configurations, le changement de régime peut se faire pour des pentes plus faibles ou plus importantes, le seuil à 0,5 % n'est donc pas transposable à d'autres situations. On en conclut qu'en régime fluvial, un effet notable des échanges rue-bâti est relevé sur l'écoulement dans la rue, même pour de faibles volumes stockés comparés au volume de l'hydrogramme, mais que pour observer cet effet en régime torrentiel, il est nécessaire d'avoir un volume beaucoup plus important (au moins > 13 % d'après les configurations étudiées). Des simulations supplémentaires devraient être réalisées pour déterminer ce volume minimal à partir duquel les échanges rue-bâti influencent l'écoulement en régime torrentiel.

### 4.3.6 Coefficient de Strickler

Différents coefficients de Strickler sont maintenant testés. Plusieurs simulations sont réalisées en modifiant le coefficient  $K$  de 10 à 100. Les simulations sont nommées  $KX$  où  $X$  indique le coefficient de Strickler fixé.

La figure 4.32 montre les effets des échanges rue-bâti sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments, la hauteur maximale amont/aval et la vitesse maximale à l'amont du canal. Les écarts relatifs sur le débit de pointe et la hauteur maximale diminuent en valeur absolue, tandis que l'écart relatif sur la vitesse maximale amont augmente avec le coefficient de Strickler. Les effets des échanges rue-bâti sur le débit de pointe et la hauteur maximale s'atténuent avec ce dernier de 45 à 21 % pour les débits et de 23 à 11 % pour les hauteurs. C'est un constat logique puisque lorsque le coefficient de Strickler augmente, la dynamique de l'écoulement est plus rapide. On s'attend donc à ce que le volume contenu dans les bâtiments soient moins importants. Le lien avec le volume des bâtiments est étudié spécifiquement dans la section 4.4.3. À contrario, les effets des échanges rue-bâti sur la vitesse maximale amont s'amplifient avec le coefficient de Strickler, ce qui concorde avec la réduction de la hauteur à l'amont du canal à la même date (voir figure 4.33).

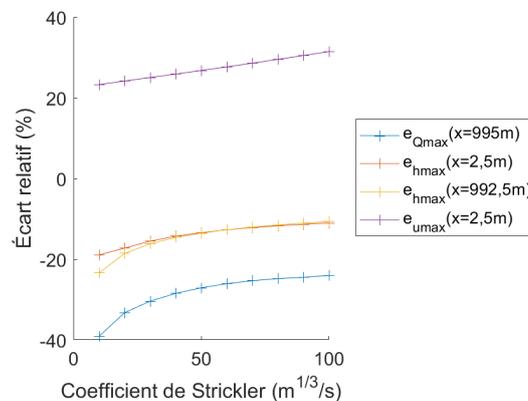


FIGURE 4.32 : Écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments ( $e_{Q_{max}}(x = 995 \text{ m})$ ), sur la hauteur maximale à l'amont et à l'aval ( $e_{h_{max}}(x = 2,5 \text{ m})$  et  $e_{h_{max}}(x = 992,5 \text{ m})$ ), ainsi que sur la vitesse maximale amont ( $e_{u_{max}}(x = 2,5 \text{ m})$ ) par rapport à la simulation équivalente sans bâtiments, pour différents coefficients de Strickler

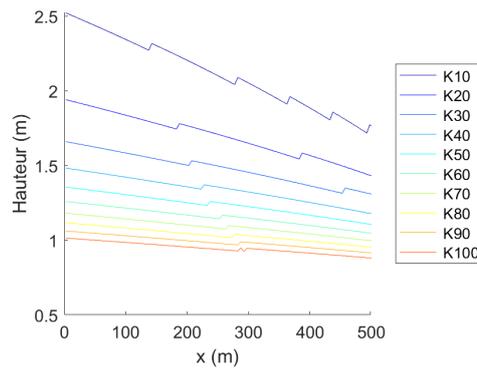


FIGURE 4.33 : Hauteur à l'amont du canal à la date à laquelle se produit la vitesse maximale

### 4.3.7 Hydrogramme

Divers paramètres caractérisent l'hydrogramme injecté et influencent les écoulements : le pic de débit  $Q_{max}$  ( $x = 0$  m), la durée de la montée  $m$ , du plateau  $p$ , de la descente  $d$ , la durée totale de la crue ou encore son volume  $V_{injecté}$ . La variation de ces paramètres permet de jouer également sur la durée de l'inondation et le volume  $V_{injecté}$ . Dans un premier temps, le débit de pointe est varié, puis la forme de l'hydrogramme en conservant un débit de pointe identique.

#### 4.3.7.1 Débit de pointe

Le débit de pointe de la simulation de référence est divisé et multiplié par 2 dans le but d'observer son influence sur les effets des échanges rue-bâti. La durée de la montée, du plateau et de la descente sont conservées, ainsi que la durée totale de l'évènement. Le volume de la crue est donc différent dans ces trois simulations et vaut 30600 à 122400 m<sup>3</sup>.

La figure 4.34 expose les effets des échanges rue-bâti sur les variables de l'écoulement à l'étude pour les différents pics de débit de l'hydrogramme testés. Plus le pic injecté augmente, plus l'écart relatif sur le débit de pointe et la hauteur maximale diminue en valeur absolue, ce qui signifie que les effets des échanges rue-bâti s'atténuent sur ces variables de l'écoulement. Il est probable que le volume contenu dans les bâtiments diminue. Les effets des échanges rue-bâti sur la vitesse maximale à l'amont du canal est quant à lui quasiment constant. La gamme de variation des écarts relatifs sur le débit de pointe et la hauteur maximale sont faibles, puisque le débit ne diminue que de 35 à 22 % et la hauteur est réduite de 19 à 11 % en multipliant par 4 le pic du débit injecté. Les simulations ne sont pas assez nombreuses pour voir si les écarts sur le débit de pointe et la hauteur maximale tendent de manière asymptotique vers une valeur constante. Les effets des échanges rue-bâti diminuent donc lorsque le débit de pointe injecté augmente, notamment sur le débit de pointe et la hauteur maximale. Le lien avec le volume stocké dans les bâtiments est investigué dans la section 4.4.3.

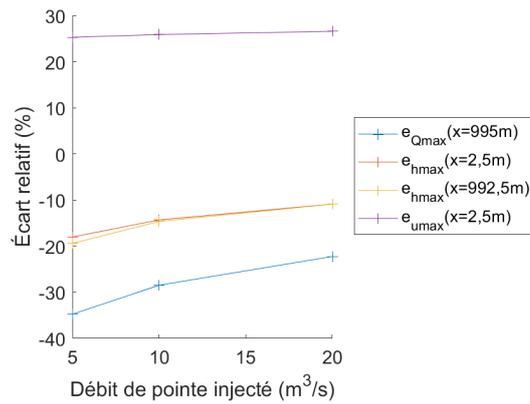


FIGURE 4.34 : Écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments ( $e_{Q_{max}}(x = 995 \text{ m})$ ), sur la hauteur maximale à l'amont et à l'aval ( $e_{h_{max}}(x = 2,5 \text{ m})$  et  $e_{h_{max}}(x = 992,5 \text{ m})$ ), ainsi que sur la vitesse maximale amont  $e_{u_{max}}(x = 2,5 \text{ m})$  par rapport à la simulation équivalente sans bâtiments

#### 4.3.7.2 Forme de l'hydrogramme

Les durées de montée  $m$ , de plateau  $p$  et de descente  $d$  de l'hydrogramme injecté en entrée du canal sont variées. Dans cette section, le pic de débit de l'hydrogramme amont vaut  $Q_{max}(x = 0 \text{ m}) = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Des durées  $m$  et  $d$  variant de 900 à 7200 s toutes les 900 s et des durées  $p$  de 0 à 7200 s avec également un pas de 900 s, sont modélisées. L'hydrogramme a des durées comprises entre 1800 et 21600 s. Le volume de l'inondation vaut de 4500 à 72000  $\text{m}^3$ . Les constats dressés à ce débit maximal peuvent être généralisés *a priori* pour d'autres. Dans toutes les simulations testées, l'évolution de la hauteur d'eau dans les bâtiments suit celle de la rue comme présenté dans la section 4.2.2, même dans les simulations pour lesquelles la vitesse de remplissage est la plus rapide (voir figure 4.35).

##### 4.3.7.2.1 Réduction du débit de pointe

Pour chaque simulation d'hydrogramme, l'écart  $e_{Q_{max}}(x = 995 \text{ m})$  est caractérisé par rapport à une simulation équivalente sans bâtiments à l'aval des bâtiments. La figure 4.36 présente les graphiques pour des durées de montées fixées  $m = 900$  et 7200 s. L'abscisse correspond à la durée de plateau  $p$  et chaque courbe représente une durée de descente  $d$  différente. Les autres graphiques ne sont pas présentés, car leurs tendances peuvent être déduites des graphiques exposés. De même la figure 4.37 représente les graphiques avec les durées de plateau fixées  $p = 0$  et 7200 s et cette fois l'écart  $e_{Q_{max}}(x = 995 \text{ m})$  est tracé en fonction de la durée de montée  $m$ .

Sur ces quatre graphiques, on observe une tendance générale croissante : plus les durées  $p$  et  $m$  augmentent et plus la réduction du débit de pointe est faible. On

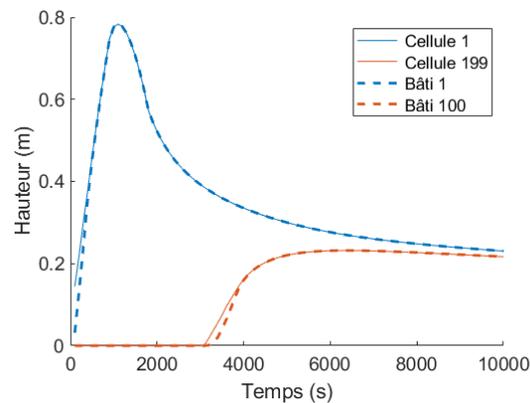


FIGURE 4.35 : Évolution de la hauteur dans les bâtiments 1 et 100 ainsi que dans leurs cellules associées pour la simulation avec une durée de montée et de descente de 900 s, sans plateau

observe que plus la durée  $d$  est grande, plus les valeurs de l'écart  $e_{Q_{max}}$  ( $x = 995$  m) sont faibles. Sur les figures 4.36a et 4.36b, l'écart entre les courbes se resserrent à mesure que la durée  $p$  augmente, si bien qu'il existe une durée de plateau à partir de laquelle les points se superposent quasiment ( $p = 5400$  s en figure 4.36a et  $p = 3600$  s en figure 4.36b). La durée de la descente  $d$  n'a alors plus d'influence. Sur la figure 4.37b où la durée de plateau est fixée à 7200 s, toutes les courbes sont superposées, ce qui signifie que l'écart relatif sur le débit de pointe ne dépend plus que de la durée de montée  $m$ . Lorsque la durée de plateau est courte (et même nulle sur la figure 4.37a), l'écart entre les courbes se resserrent également avec la durée  $m$  mais l'écart relatif varie encore d'environ 10 % à  $m = 7200$  s en fonction des différentes durées  $d$ .

Dans toutes les simulations, le débit de pointe est réduit de 11 à 89 % par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments. Le plus faible écart  $e_{Q_{max}}$  ( $x = 995$  m) est rencontré dans la simulation avec des durées  $m = d = 900$  s et un plateau nul, c'est à dire le plus petit hydrogramme simulé en termes de durée de l'inondation, de volume et également la simulation pour laquelle la vitesse de remplissage dans le canal est la plus importante. On remarque que la gamme des valeurs rencontrées sur les figures 4.36a et 4.37a pour les petites durées fixées  $m$  ou  $p$  (différences au moins de 60 %) sont beaucoup plus importantes que les fourchettes des valeurs rencontrées sur les figures 4.36b et 4.37b où les durées  $m$  et  $p$  fixées sont les plus grandes (différences de 5 sur la figure 4.37b et de 25 % sur la figure 4.36b). En résumé, les effets des échanges rue-bâti sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments est d'autant plus important que les durées  $m$ ,  $p$  et  $d$  sont courtes. Par conséquent, les effets sont plus marqués pour les inondations de faible volume et de courte durée. On fait l'hypothèse suivante : plus le volume stocké dans les bâtiments est important par rapport au volume de l'hydrogramme, plus les effets des échanges rue-bâti sur l'écrêtement du débit de pointe sont grands. Cette hypothèse est testée dans la section 4.3.7.2.4.

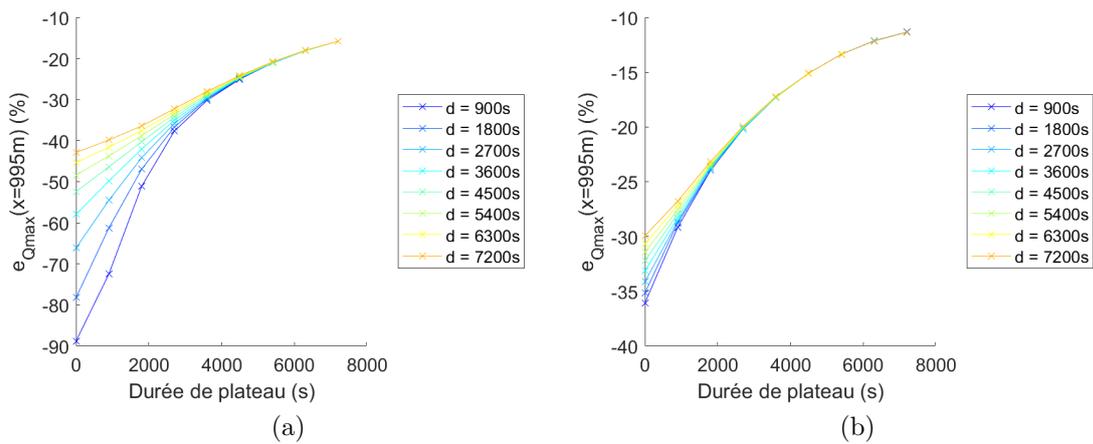


FIGURE 4.36 : Écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments  $e_{Q_{max}}(x = 995 \text{ m})$  en fonction de la durée de plateau  $p$  pour à durée de montée  $m$  fixée pour différents hydrogrammes par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments. (a)  $m = 900 \text{ s}$ . (b)  $m = 7200 \text{ s}$ .

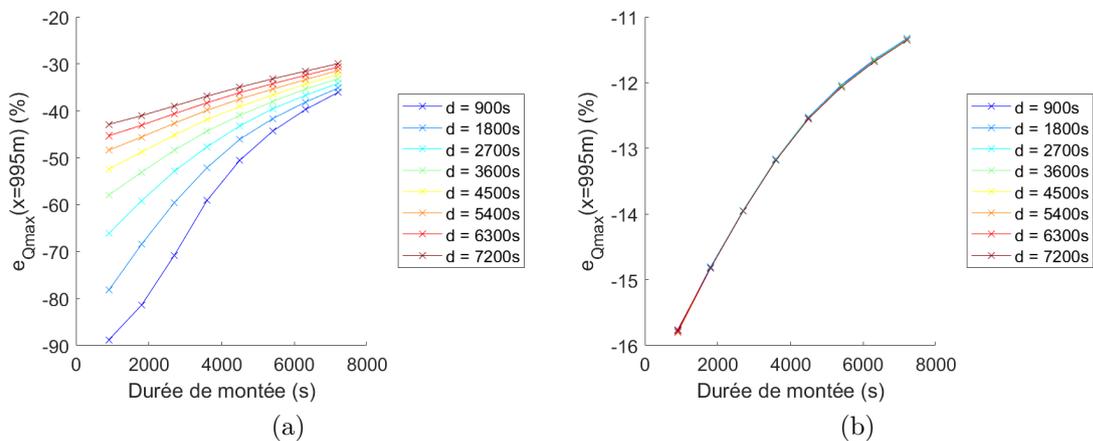


FIGURE 4.37 : Écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments  $e_{Q_{max}}(x = 995 \text{ m})$  en fonction de la durée de montée  $m$  à durée de plateau  $p$  fixée pour différents hydrogrammes par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments. (a)  $p = 0 \text{ s}$ . (b)  $p = 7200 \text{ s}$ .

### 4.3.7.2.2 Réduction de la hauteur maximale

Les écarts sur la hauteur maximale à l'amont du canal  $e_{hmax}(x = 2,5 \text{ m})$  pour différents hydrogrammes par rapport aux simulations sans bâtiments équivalentes sont tracés sur la figure 4.38 en fonction de la durée  $p$  et sur la figure 4.39 selon la durée  $m$ . De même, l'écart sur la hauteur maximale à l'aval des bâtiments est représenté sur les figures 4.40 et 4.41. Les courbes ont toutes une allure globale croissante avec les durées  $p$  et  $m$ , et sur chaque figure les valeurs sont plus grandes lorsque les durées de descente  $d$  sont importantes. Ceci indique que les effets des échanges rue-bâti sur la hauteur maximale sont plus importants pour les petites crues, comme pour les débits de pointe à l'aval des bâtiments. L'hypothèse précédente est donc complétée : plus le volume stocké dans les bâtiments est important par rapport au volume de l'hydrogramme, plus les effets des échanges rue-bâti sur la réduction de la hauteur maximale sont grands. Cette hypothèse est testée dans la section 4.3.7.2.4.

Les réductions de la hauteur maximale amont dans le canal sont comprises entre 9 à 21 % à l'amont et de 10 à 62 % à l'aval. Les plus fortes réductions sont rencontrées pour l'inondation la plus petite en termes de volume et de durée. Sur quasiment la totalité des graphiques, l'écart entre les courbes se resserrent avec la durée  $p$  ou la durée  $m$ . Ce n'est pas le cas sur la figure 4.39a où les courbes s'écartent, ce qui signifie que pour une même durée  $m$ , l'écart relatif sur le débit de pointe varie beaucoup plus avec la durée de la descente  $d$  pour les grandes durées  $m$  que pour les petites. Pour les plus grandes durées  $d$ , les valeurs de l'écart  $e_{hmax}(x = 992,5 \text{ m})$  sont constantes pour les petites durées  $m$  testées.

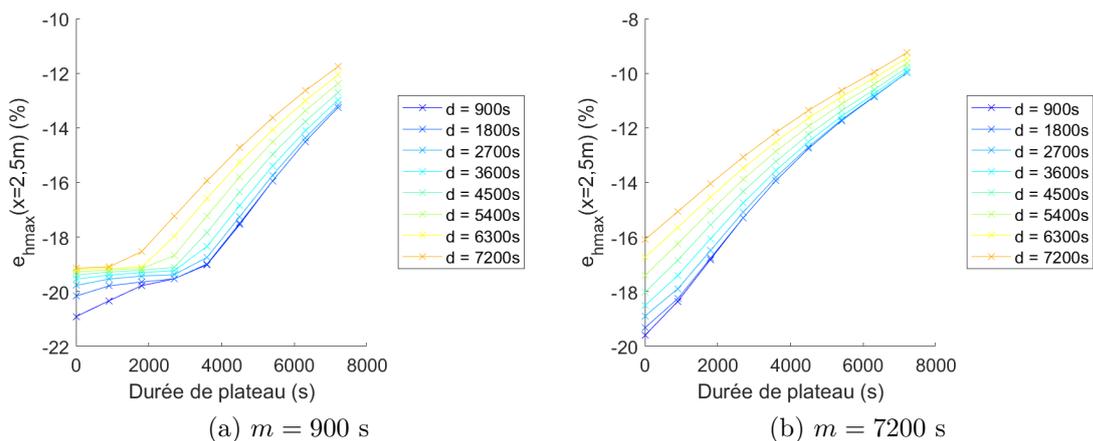


FIGURE 4.38 : Écart relatif sur la hauteur maximale à l'amont du canal  $e_{hmax}(x = 2,5 \text{ m})$  en fonction de la durée de plateau  $p$  à durée de montée  $m$  fixée pour différents hydrogrammes par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments. (a)  $m = 900$  s. (b)  $m = 7200$  s.

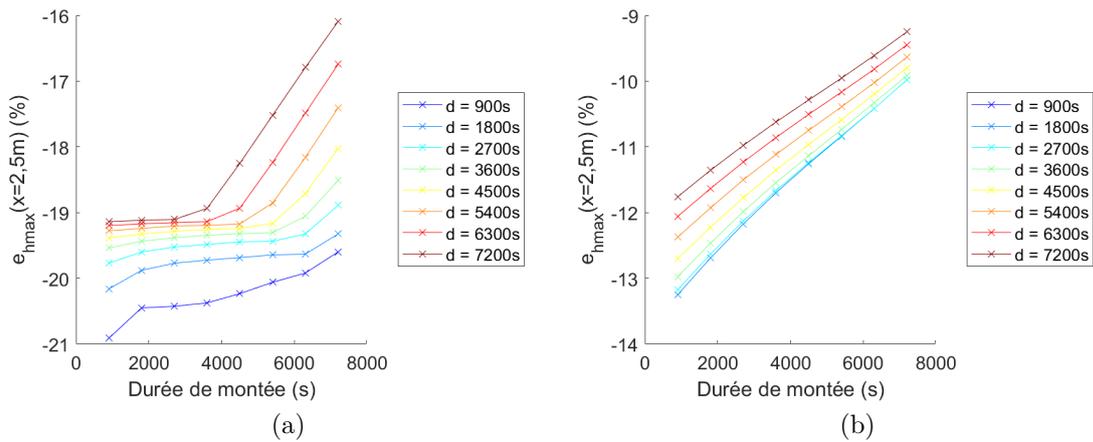


FIGURE 4.39 : Écart relatif sur la hauteur maximale à l'amont du canal  $e_{hmax}(x = 2,5 \text{ m})$  en fonction de la durée de montée  $m$  à durée de plateau  $p$  fixée pour différents hydrogrammes par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments. (a)  $p = 0 \text{ s}$ . (b)  $p = 7200 \text{ s}$ .

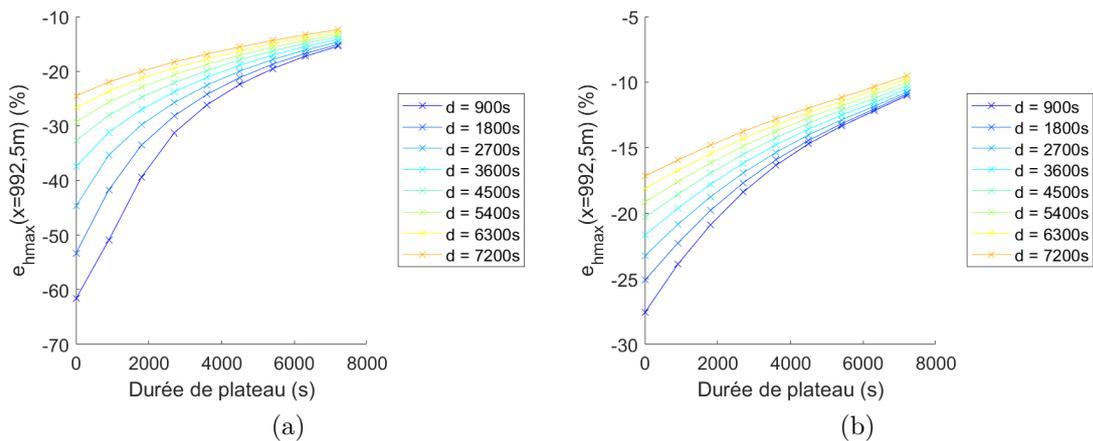


FIGURE 4.40 : Écart relatif sur la hauteur maximale à l'aval des bâtiments  $e_{hmax}(x = 992,5 \text{ m})$  en fonction de la durée de plateau  $p$  à durée de montée  $m$  fixée pour différents hydrogrammes par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments. (a)  $m = 900 \text{ s}$ . (b)  $m = 7200 \text{ s}$ .

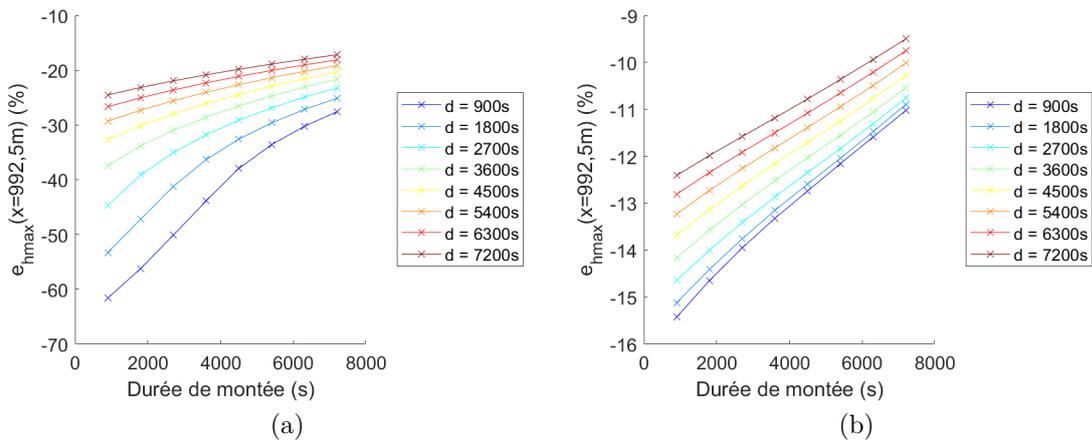


FIGURE 4.41 : Écart relatif sur la hauteur maximale à l'aval des bâtiments  $e_{hmax}(x = 992,5 \text{ m})$  en fonction de la durée de montée  $m$  à durée de plateau fixée pour différents hydrogrammes par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments. (a)  $p = 0$  s. (b)  $p = 7200$  s.

#### 4.3.7.2.3 Augmentation de la vitesse maximale amont

L'écart sur la vitesse amont  $e_{umax}(x = 2,5 \text{ m})$  par rapport aux simulations sans bâtiments équivalentes est présenté sur la figure 4.42 en fonction de la durée  $m$ . L'écart  $e_{umax}(x = 2,5 \text{ m})$  ne dépend que de la durée  $m$ . La courbe est décroissante : plus la durée  $m$  augmente, moins les bâtiments ont d'influence sur la vitesse maximale amont. L'intégration des bâtiments conduit à une augmentation de la vitesse à l'amont du canal qui est comprise entre 24 et 30 %. Il est probable que la hauteur d'eau dans le canal soit plus faible lorsque la vitesse maximale se produit pour les hydrogrammes avec les plus petites durées  $m$ .

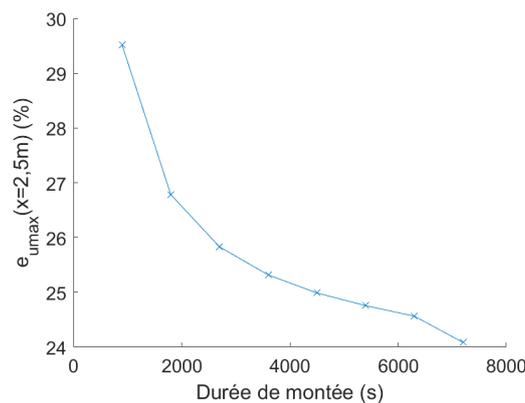


FIGURE 4.42 : Écart relatif sur la vitesse maximale à l'amont du canal pour différents hydrogrammes par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments en fonction de la durée de montée  $m$

#### 4.3.7.2.4 Corrélation des variables avec le volume stocké dans les bâtiments

Dans les sections 4.3.7.2.1 et 4.3.7.2.2, il a été mis en évidence que les effets des échanges rue-bâti sont plus importants pour les inondations avec des durées  $m$ ,  $p$  et  $d$  courtes. L'hypothèse formulée est que les effets sur le pic de débit et la hauteur maximale dépendent du ratio du volume contenu dans les bâtiments par rapport au volume total injecté dans le canal. Pour le vérifier, les écarts  $e_{Qmax}(x = 995 \text{ m})$ ,  $e_{hmax}(x = 2,5 \text{ m})$  et  $e_{hmax}(x = 992,5 \text{ m})$  sont tracés en fonction du ratio des volumes  $\frac{V_b}{V_{injecté}}$  sur les figures 4.43 et 4.44.

La figure 4.43 représente l'écart relatif sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments  $e_{Qmax}(x = 995 \text{ m})$  en fonction du ratio  $\frac{V_b}{V_{injecté}}$ . Le nuage de points a une tendance générale décroissante, témoin que l'écart  $e_{Qmax}(x = 995 \text{ m})$  est corrélé négativement au ratio  $\frac{V_b}{V_{injecté}}$ . La décroissance a une forme d'asymptote verticale, ce qui semble indiquer que le volume contenu dans les bâtiments vaut au maximum  $\frac{V_b}{V_{injecté}} = 67\%$  dans la configuration étudiée. Le débit de pointe à l'aval des bâtiments diminue donc à cause du volume qui est temporairement stocké à l'intérieur de ceux-ci par rapport à celui de l'inondation. De manière intéressante, on remarque que ce volume correspond au ratio de la surface du bâtiment ( $100 \text{ m}^2$ ) par rapport à la surface totale comprenant le bâtiment et deux cellules du maillage ( $2 \times 25 \text{ m}^2$ ). À hauteur égale dans la rue et le bâtiment à proximité, le bâtiment contient 67 % du volume contenu dans les deux mailles et le bâtiment.

Certains points ne sont pas alignés le long de droites verticales, signe que certaines simulations disposent du même ratio des volumes  $\frac{V_b}{V_{injecté}}$  et pour lesquels l'écart  $e_{Qmax}(x = 995 \text{ m})$  varie. À l'inverse, certains points sont alignés horizontalement. Ils ont alors un écart  $e_{Qmax}(x = 995 \text{ m})$  similaire pour des ratios de volume variables. Ceci signifie que le volume des bâtiments n'est pas le seul facteur qui explique la réduction du débit de pointe à l'aval des bâtiments. Le volume stocké dans les bâtiments au moment de l'arrivée de l'hydrogramme dans le canal ou à la sortie des bâtiments pourrait par exemple être impliqué : plus les bâtiments stockent une partie importante du nouveau volume qui est injecté à l'amont lors du pic de l'hydrogramme et plus le pic est atténué.

Les figures 4.44a et 4.44b présentent les écarts relatifs sur la hauteur à l'amont  $e_{hmax}(x = 2,5 \text{ m})$  et à l'aval du canal  $e_{hmax}(x = 992,5 \text{ m})$ . Les deux nuages de points montrent une tendance globale décroissante, signe que la diminution de la hauteur maximale est corrélée à l'augmentation du ratio des volumes  $\frac{V_b}{V_{injecté}}$ . Cependant, l'allure des nuages de points est variable sur les deux figures. Sur la figure 4.44a, la hauteur  $e_{hmax}(x = 2,5 \text{ m})$  diminue de manière quasiment linéaire puis un changement de pente apparaît et la hauteur diminue beaucoup plus lentement en fonction des ratios lorsque celui-ci dépasse 50 %. À l'aval, l'écart  $e_{hmax}(x = 992,5 \text{ m})$  en figure 4.44b décrit quant à lui une asymptote verticale et les points se superposent quasiment le long d'une même courbe. De même, la gamme de la réduction de la hauteur est variable d'un graphique à l'autre : les valeurs sont comprises entre  $-9$  et

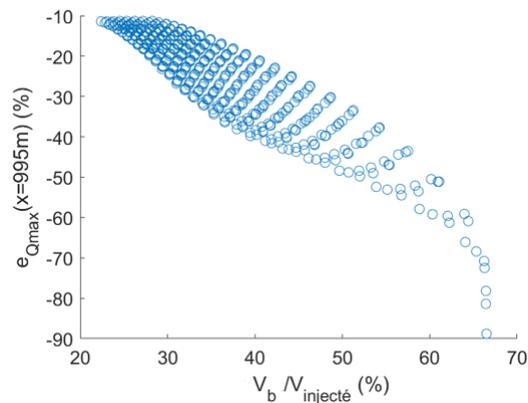


FIGURE 4.43 : Écart relatif sur le débit de pointe à l’aval des bâtiments  $e_{Q_{\text{max}}}$  ( $x = 995$  m) par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments, en fonction du ratio du volume stocké dans les bâtiments par rapport au volume de la crue

−21 % sur la figure 4.44a et de −10 à −65 % sur la figure 4.44b. Ceci montre que, si dans les autres configurations étudiées dans ce chapitre la hauteur maximale est souvent réduite de manière globale dans le canal, il existe des configurations pour lesquelles le profil en long de la hauteur maximale ne décroît pas linéairement sur le premier kilomètre du canal (voir figure 4.45). La hauteur maximale à l’aval est mieux corrélée au ratio des volumes que la hauteur maximale amont. Cependant, il est possible que le ratio des volumes ne soit pas le seul facteur pour expliquer la réduction de la hauteur maximale à l’aval des bâtiments dû à la prise en compte des échanges rue-bâti.

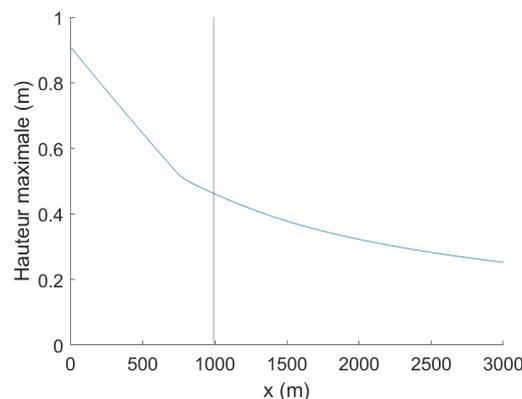


FIGURE 4.45 : Profil en long de la hauteur maximale de la simulation *m1800\_p0\_d1800*

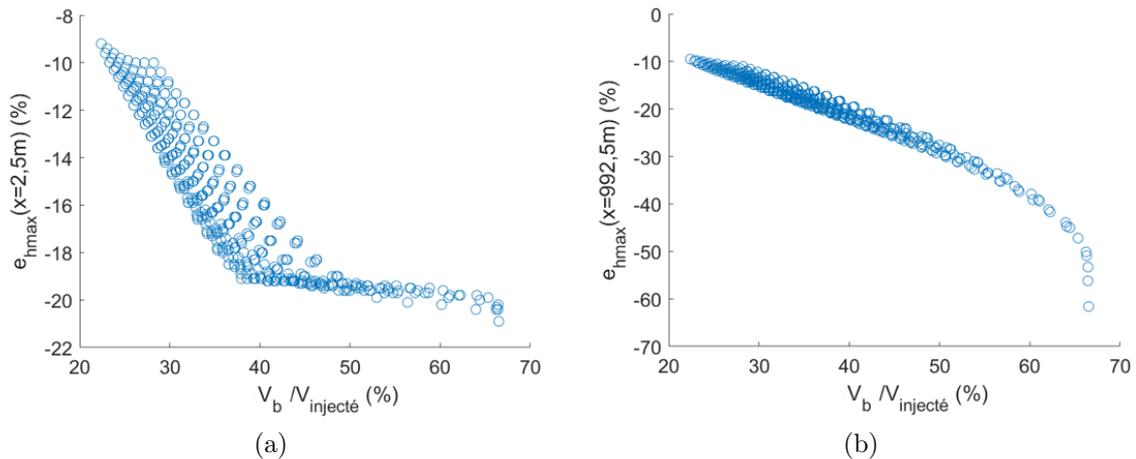


FIGURE 4.44 : Écart relatif sur la hauteur maximale dans le canal par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments, en fonction du ratio du volume stocké dans les bâtiments par rapport au volume de la crue. (a)  $e_{hmax}(x = 2, 5 \text{ m})$ . (b)  $e_{hmax}(x = 992, 5 \text{ m})$

## 4.4 Analyse combinée

Dans cette section, on propose de faire une synthèse des variables de l'écoulement en fonction des différents paramètres testés. L'objectif est d'identifier (i) les paramètres pour lesquels les échanges rue-bâti modifient le plus (et le moins) les variables de l'écoulement, (ii) les variables les plus sensibles.

### 4.4.1 Effets des échanges rue-bâti sur l'écoulement dans la rue

Le tableau 31 est une synthèse des écarts relatifs sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments, sur la hauteur maximale amont/aval et la vitesse maximale à l'amont du canal pour toutes les simulations avec bâtiments testées par rapport aux simulations équivalentes sans bâtiments. La plus forte réduction du débit de pointe et de la hauteur maximale à l'aval des bâtiments par rapport à une configuration équivalente sans bâtiments est obtenue en modifiant la forme de l'hydrogramme. Pour les hydrogrammes les plus petits en termes de durée et de volume, le débit de pointe peut être réduit jusqu'à 89 % et la hauteur maximale à l'aval des bâtiments jusqu'à 62 % par la présence de bâtiments. C'est également la forme de l'hydrogramme qui est responsable de la plus grande variation de l'écart relatif sur le débit de pointe (78 % entre les réductions minimales et maximales) et de la hauteur maximale à l'aval des bâtiments (52 % entre les réductions minimales et maximales). La surface des bâtiments est le paramètre induisant la plus forte réduction de la hauteur maximale à l'amont du canal dû à la présence des bâtiments (jusqu'à 26 % de moins).

La vitesse de l'écoulement à l'amont du canal atteint son maximum en augmentant le nombre de bâtiments au mètre linéaire (+57 % par rapport à une simulation sans bâtiments). C'est la variation de la surface des bâtiments qui est à l'origine de la

plus grande gamme de variation de la vitesse maximale à l'amont du canal (6 à 41 %).

La plus faible réduction du débit de pointe, de la hauteur maximale ou augmentation de la vitesse maximale amont est observée en modifiant la pente et les variations sont insignifiantes. Il a été démontré que lorsque le régime est torrentiel, les bâtiments n'ont quasiment plus d'effet sur l'écoulement. Lorsque les bâtiments ont une petite surface (20 m<sup>2</sup>), les effets des échanges rue-bâti est également faible sur le débit de pointe (-6 %), la hauteur maximale (-3 %) et la vitesse maximale amont (+6 %) par rapport à une simulation sans bâtiments. Il existe donc des configurations pour lesquelles les effets des échanges rue-bâti sont négligeables sur l'écoulement.

Les échanges rue-bâti modifient donc significativement les débits de pointe, hauteurs et vitesses maximales observés dans le canal dans la majorité des simulations testées. Parmi toutes les variables analysées, c'est l'écrêtement sur le débit de pointe qui est le plus sensible à la prise en compte des bâtiments ( $e_{Q_{max}}(x = fin_Q)$  à la plus grande gamme des valeurs).

La forme de l'hydrogramme est le paramètre qui induit le plus de variations sur les variables de l'écoulement et les effets des échanges rue-bâti sur la rue. Changer le coefficient de débit des lois d'ouverture de +/- 50 % est à l'inverse le seul paramètre testé pour lequel les effets des échanges rue-bâti est sensiblement le même. Pour tous les autres tests, les effets des échanges rue-bâti sont sensibles à au moins une des variables de l'écoulement observées.

#### 4.4.2 Variation de l'inondation des bâtiments en fonction des paramètres testés

Dans toutes les simulations, la hauteur dans les bâtiments atteint la hauteur maximale de la rue et l'évolution de la hauteur est simultanée à celle de la rue voisine, en dehors de celles pour lesquelles les ouvrants sont fermés et l'eau ne s'infiltré que par des fentes. Ceci signifie que la hauteur maximale dans les bâtiments ne dépend que de celle de la rue à proximité et que les variations du niveau d'eau causées par la modification des paramètres se répercutent à l'intérieur de ceux-ci (sauf lorsque les ouvrants sont fermés). L'augmentation de la pente du canal par exemple augmente les vitesses et diminue la hauteur d'eau dans le canal (voir section 4.3.5), par conséquent la hauteur d'eau dans les bâtiments est réduite. Rapporter ici les hauteurs maximales rencontrées dans les bâtiments n'apporte pas d'éléments supplémentaires à ceux déjà observés.

TABLEAU 31 : Effet des échanges rue-bâti en fonction du paramètre testé sur les débits de pointe, hauteurs et vitesses maximales. Tous les écarts relatifs sont en %. L'abscisse correspondant à l'aval des bâtiments vaut  $fin_Q = 995$  m pour la mesure de débit et  $fin_h = 992,5$  m pour la hauteur à l'exception des simulations faisant varier le nombre de bâtiments et leur nombre par mètre linéaire, dont les valeurs de  $fin_Q$  et  $fin_h$  sont respectivement répertoriées dans les tableaux 29 et 30.

Paramètre	$e_{Qmax}(x = fin_Q)$	$e_{hmax}(x = 2,5 \text{ m})$	$e_{hmax}(x = fin_h)$	$e_{umax}(x = 2,5 \text{ m})$
Nombre de bâtiments	[-7; -44]	[-3; -19]	[-3; -26]	[8; 26]
Surface des bâtiments	[-6; -47]	[-3; -26]	[-3; -27]	[6; 41]
Nombre de bâtiments par m	[-29; -28]	[-15; -14]	[-15; -14]	[26; 57]
Ouverture (portes/fenêtre)	[-36; -28]	[-17; -14]	[-17; -15]	[26; 32]
Ouverture (fentes)	[-28; -24]	[-16; -14]	[-16; -18]	[13; 14]
Coefficient de débit	[-29; -28]	[-14; -14]	[-15; -15]	[26; 26]
Pente	[-28; > -1]	[-14; > -1]	[-15; > -1]	[0; 26]
Rugosité	[-39; -24]	[-19; -11]	[-23; -11]	[23; 31]
Débit de pointe	[-35; -22]	[-18; -11]	[-19; -11]	[25; 27]
Forme hydrogramme	[-89; -11]	[-21; -9]	[-62; -10]	[24; 30]

A travers les différentes simulations réalisées, le volume stocké dans le bâtiment a été modifié. On s'intéresse au ratio maximal  $\max\left(\frac{V_b}{V_{inondation}}\right)$  stocké dans les bâtiments pour les différentes simulations testées, afin d'observer sa variation avec chaque paramètre. La vitesse de remplissage des bâtiments dépend également des paramètres évalués. La vitesse  $uR$  est la vitesse maximale de remplissage rencontrée sur les bâtiments disposés le long du canal et la durée  $d_{0-1\text{ m}}$  est calculée de la mise en eau à une lame d'eau de 1 m dans les bâtiments.

Dans les bâtiments, le volume stocké varie de 6 à 67 % dans les configurations testées. Les plus petits volumes rencontrés sont ceux des simulations contenant le nombre de bâtiments le plus restreint. Les plus grands volumes sont atteints pour les hydrogrammes les plus petits injectés dans le canal en termes de volume et de durée d'inondation. Faire varier le nombre, la surface ou encore la forme de l'hydrogramme peut conduire à modifier le volume contenu dans les bâtiments de l'ordre de 40 %. Le volume capté dans les bâtiments varie donc significativement parmi les simulations réalisées.

La vitesse de remplissage des bâtiments est comprise entre 1,4 et 17,4 cm/min. Pour atteindre 1 m, il faut 71 min avec la plus petite vitesse et seulement 6 min avec la plus grande. La gamme de variation de la vitesse de remplissage est donc significative du point de vue de la gestion de crise, puisque dans certains cas où l'adulte ne dispose que de quelques minutes pour réagir avant de n'être plus capable de se déplacer en marchant (il peut encore se déplacer en nageant si les vitesses de l'écoulement restent faibles), tandis que pour d'autres cas plus de 30 min s'écoulent avant que ce ne soit le cas. Cependant, la fourchette des valeurs pour chaque paramètre testé est généralement faible. Toutefois, lorsque les ouvrants sont fermés, les durées qui s'étendent de 0 à 1,0 m d'eau dans le bâtiment sont comprises entre 10 et 71 min. Les adultes ont donc plus de temps pour réagir avant que le niveau d'eau n'atteigne 1 m dans leur bâtiment et qu'ils ne puissent plus se déplacer en marchant.

#### 4.4.3 Corrélation entre les effets des échanges rue-bâti et le volume stocké dans les bâtiments

Dans l'analyse de sensibilité, différents paramètres ont été variés et l'hypothèse a été faite selon laquelle les effets des échanges rue-bâti si le débit de pointe à l'aval des bâtiments et sur la hauteur maximale dans le canal dépendent du volume stocké dans les bâtiments. On propose de tracer dans un même graphique les écarts sur le débit et la hauteur étudiés en fonction du ratio des volumes  $\frac{V_b}{V_{injecté}}$  pour toutes les simulations faisant varier le nombre total de bâtiments, la surface, le coefficient de Strickler et le débit de pointe injecté, dans le but de voir si une corrélation apparaît. La figure 4.46 présente les résultats obtenus pour les trois effets des échanges rue-bâti analysés. Les trois courbes sont décroissantes : les écarts relatifs sur le débit de pointe à l'aval des bâtiments et la hauteur maximale à l'amont et à l'aval du canal augmentent en valeur absolue avec le volume contenu dans les bâtiments. Les points sont globalement alignés pour chaque grandeur étudiée, montrant une bonne corrélation entre les écarts relatifs et le volume des bâtiments. Il est pertinent de

TABLEAU 32 : Variation de l'inondation des bâtiments pour les paramètres testés

Paramètre	$\max\left(\frac{V_b}{v_{inondation}}\right)$ (%)	$uR$ (cm/min)	$d_{0-1}$ m (min)
Nombre de bâtiments	[7; 47]	[4, 8; 9, 6]	[10; 15]
Surface de bâtiments	[6; 48]	[3, 6; 15, 6]	[6; 28]
Nombre de bâtiments par m	[28; 29]	[3, 0; 9, 6]	[13; 33]
Ouverture (portes/fenêtres)	[27; 28]	[4, 8; 9, 6]	[10; 21]
Ouverture (fentes)	[24; 25]	[1, 4; 1, 9]	[53; 71]
Coefficient de débit	[28; 28]	[4, 2; 10, 8]	[9; 24]
Pente	[9; 28]	[3, 0; 9, 6]	[10; 33]
Rugosité	[21; 42]	[2, 4; 17, 4]	[6; 42]
Débit de pointe	[22; 36]	[3, 0; 13, 8]	[7; 33]
Forme hydrogramme	[22; 67]	[1, 8; 7, 2]	[14; 56]

remarquer que certains points bleus sont moins bien alignés que d'autres pour les plus grands volumes testés. Ils concernent les simulations avec de grands nombres de bâtiments, pour lesquels il a été mis en évidence dans la section 4.3.1 que la hauteur maximale à l'amont n'est plus sous l'influence des bâtiments aval.

On peut remarquer que les valeurs de l'écart  $e_{Qmax}(x = fin_Q)$  sont quasiment égales à celles du ratio  $\frac{V_b}{v_{injecté}}$  (à  $\pm 4$  % près) et que les valeurs de l'écart  $e_{hmax}(x = fin_h)$  valent approximativement  $\frac{V_b}{2v_{injecté}}$  (à  $\pm 3$  % près). Ceci semble indiquer que les effets des échanges rue-bâti pourraient être estimés à partir de la part du volume contenu dans les bâtiments pour la configuration étudiée.

## 4.5 Conclusion

L'objectif de ce chapitre est de tester la sensibilité des échanges rue-bâti à différents paramètres dans une configuration à échelle réelle simplifiée. Les bâtiments sont connectés à la rue par une porte pleinement ouverte, une fenêtre ouverte ou par une fente, matérialisant un stade d'ouverture intermédiaire entre des bâtiments étanches et des ouvertures grandes ouvertes. Dans les configurations testées, les bâtiments ont pour effet de diminuer le débit de pointe à l'aval des bâtiments (jusqu'à 89 %), de réduire la hauteur maximale (jusqu'à 62 %) et d'augmenter la vitesse maximale à l'amont du canal (jusqu'à 59 %), ainsi que de la réduire à l'aval, par rapport à une configuration équivalente sans bâtiments. Le débit de pointe, la hauteur maximale et le début de la mise en eau de la rue à l'aval des bâtiments sont

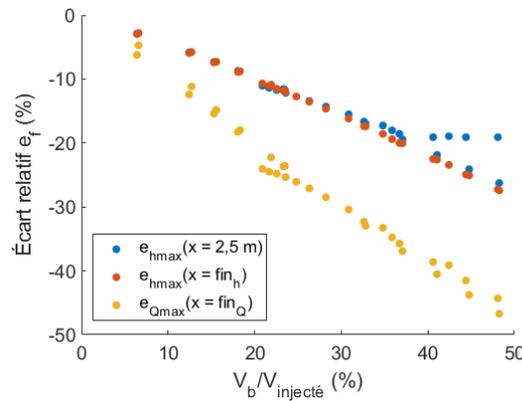


FIGURE 4.46 : Effet des échanges rue-bâti sur le débit de pointe à l’aval des bâtiments ( $e_{Qmax}(x = fin_Q)$ ) et sur la hauteur maximale à l’amont ( $e_{hmax}(x = 2,5 \text{ m})$ ) et à l’aval des bâtiments ( $e_{hmax}(x = fin_h)$ ) en fonction du volume stocké dans les bâtiments par rapport au volume de l’inondation  $\frac{V_b}{V_{injecté}}$ . Les abscisses correspondant à l’aval des bâtiments valent  $fin_Q = 995 \text{ m}$  et  $fin_h = 992,5 \text{ m}$ , à l’exception des simulations faisant varier le nombre de bâtiments et leur nombre par mètre linéaire (les valeurs répertoriées dans les tableaux 29 et 30).

retardés. Le retard est néanmoins insignifiant du point de vue de la gestion de crise pour les simulations réalisées. Seules les simulations en régime torrentiel et celles où le volume stocké dans les bâtiments est inférieur à 10 % du volume de la crue ont montré un effet négligeable des échanges rue-bâti sur la rue. Dans toutes les autres configurations, l’écoulement est significativement modifié. Les effets sur le débit de pointe et la hauteur maximale sont directement corrélés à la part du volume temporairement stockée dans les bâtiments. Quant à l’effet sur la vitesse maximale à l’amont des bâtiments, il s’explique car le niveau d’eau dans le canal est plus lorsque cette vitesse a lieu, mais il n’y a *a priori* aucune raison pour que l’explication soit généralisable à d’autres cas. La réduction de la vitesse maximale à l’aval enfin, marque la transition entre une zone bâtie et non bâtie.

Dans les bâtiments, l’évolution du niveau d’eau suit celle de la maille voisine, à l’exception des simulations avec des ouvrants fermés où la hauteur maximale reste inférieure à celle de la rue. Le volume maximal stocké dans les bâtiments vaut 6 à 67 % du volume de l’hydrogramme dans les configurations testées. Pour des volumes faibles (7 %), un effet significatif sur l’écoulement est observé (22 % de réduction du débit de pointe à la sortie des bâtiments). Pour les simulations en régime torrentiel, le volume atteint jusqu’à 9 %, mais les variables de l’écoulement sont peu sensibles aux bâtiments. Les vitesses de remplissage des bâtiments sont conditionnés par la rue et les lois d’échanges. Elles sont comprises entre 1,2 et 17,4 cm/min, représentant une variation significative du point de vue de l’évacuation des résidents. Représenter des ouvrants fermés modifie significativement la vitesse de remplissage, c’est pourquoi il est important de correctement représenter l’état des ouvertures.

A l'exception du coefficient de débit, les échanges rue-bâti ont montré une sensibilité significative à chaque paramètre testé, sur au moins une variable de l'écoulement étudiée. D'autres paramètres du canal ont été testés, comme la largeur (de 3 à 60 m) et la condition limite aval ( $Fr = 0,5$  à  $1$ ) mais les résultats sont difficilement transposables à d'autres configurations. En effet, la largeur de la rue a été modifiée en conservant des mailles aussi larges que la rue mais la disposition des bâtiments a été conservée. Or, celle-ci varie d'une rue à une autre. Il est effectivement possible qu'une large avenue de 60 m ait des bâtiments espacés de tous les 10 m comme pour la simulation de référence, mais ils pourraient tout aussi bien être beaucoup plus espacés ou au contraire resserrés. De même, la condition limite aval a, dans la configuration présentée, une influence concentrée sur les derniers mètres du canal. Les paramètres de l'écoulement varient peu en modifiant le nombre de Froude. Mais il est possible que dans d'autres rues la condition limite aval exerce une influence marquée qui remonte bien plus en amont que la rue synthétique présentée et que les effets sur les échanges rue-bâti changent. Les résultats de ces simulations ne sont donc pas présentés.

Tous les constats présentés dépendent de la configuration simplifiée qui a été proposée. Les résultats peuvent être *a priori* généralisés pour toutes les rues. Cependant, cette rue théorique n'a pas d'intersections. Il est possible que dans la réalité, les effets des échanges rue-bâti soient différents sur l'écoulement, plus prononcés ou plus atténués. Ils pourraient par ailleurs générer de nouveaux effets, comme impacter la répartition des écoulements dans des intersections en court-circuitant une partie des écoulements lorsqu'ils sont connectés à plusieurs rues. Il n'est *a priori* pas possible de prédire le rôle des bâtiments pour des cas plus complexes. Le dernier chapitre de cette thèse applique le modèle dans un cas réel pour observer les effets des échanges rue-bâti dans une configuration plus réaliste.

# Chapitre 5

## Modélisation d'un cas réel

L'objectif de ce chapitre est d'étudier l'effet de la prise en compte des échanges rue-bâti dans une configuration réaliste. Pour cela, le quartier Richelieu de la ville de Nîmes est modélisé. Ce quartier constitue un cas d'étude de l'ANR DEUFI dans lequel cette thèse s'intègre. Le quartier a une géométrie composée de nombreux carrefours, représentant un cas plus complexe que celui de la rue synthétique du chapitre 4. En plus d'observer les modifications d'un point de vue hydrodynamique, les résultats sont interprétés sous un angle économique et social, afin de démontrer les perspectives potentielles et concrètes qui découlent de l'utilisation du modèle d'échanges rue-bâti.

Le chapitre commence par une étude préliminaire questionnant l'influence de la représentation des bâtiments et des ouvertures sur les résultats du modèle. Deux inondations sont ensuite simulées dans le quartier Richelieu avec le nouveau modèle et les variables de l'écoulement sont comparées à une simulation équivalente négligeant les échanges rue-bâti. Plusieurs scénarios réalistes sont envisagés dans le but d'orienter le modélisateur dans la stratégie à adopter pour représenter les bâtiments et les ouvertures dans un cas réel. Des mesures de protection sont testées afin d'observer leur efficacité du point de vue des gestionnaires de la crise. Enfin, une analyse économique est conduite pour estimer les dommages occasionnés par l'inondation du quartier et questionner les hypothèses courantes réalisées par les économistes pour estimer la hauteur d'eau dans les bâtiments.

### 5.1 Étude préliminaire

#### 5.1.1 Stratégie de modélisation d'un quartier réel

Le nouveau modèle a été conçu pour représenter les échanges rue-bâti qui se produisent entre le réseau de rues et les bâtiments (voir section 2). Son application nécessite une rue maillée avec sa topographie (comme pour les autres modèles numériques 2D). Pour prendre en compte le bâtiment, il est nécessaire de renseigner sa surface en plan, sa cote sol et ses ouvertures, pointant vers une cellule du maillage. À chaque ouverture sont associées des dimensions (largeur, hauteur, hauteur du seuil), qui varient avec l'état d'ouverture (ouvert/fermé).

### 5.1.1.1 Maillage de la rue

L'utilisateur choisit la largeur et la longueur de maille. Pour rester cohérent avec les conditions qui ont été utilisées en 3D pour élaborer les lois d'échanges, on considèrera une maille sur la largeur de la rue.

La longueur de la maille est conditionnée par celle des ouvertures. Différentes configurations sont possibles, celles-ci sont visibles dans la figure 5.1. Il est rappelé que le modèle est conçu pour représenter des bâtiments accolés à la rue maillée (à l'inverse de la configuration exposée dans la figure 5.1a qui n'a pas de sens physique). La définition des lois d'échanges est basée sur une maille plus grande que l'ouverture et une ouverture positionnée au milieu de l'interface de la cellule (voir figure 5.1b). Si l'ouverture est large mais qu'elle reste moins large que la maille (voir figure X), alors l'application du code reste cohérente avec les conditions 3D. Dans le cas où l'ouverture est positionnée à cheval entre deux mailles (voir figure 5.1e), ou que l'ouverture est plus large que la taille des mailles (voir figure 5.1d), alors la configuration n'est pas cohérente avec les conditions à l'origine des lois d'échanges. L'utilisateur doit alors dans ce cas choisir la maille associée à l'ouverture et il n'y a *a priori* pas de choix évident pour guider ce dernier.

Concernant la largeur, les lois d'échanges ont été établies en prenant la hauteur moyenne sur toute la largeur de la rue. Cette largeur correspondait aux plus petites rues rencontrées dans le quartier Richelieu, en vue de préparer la modélisation du cas réel dans ce chapitre (voir section 3.2.1.1). Il est recommandé que l'utilisateur utilise des mailles aussi larges que la rue pour rester en conformité avec les conditions qui ont abouties aux lois de débit.

### 5.1.1.2 Données disponibles

Pour représenter la topographie de la rue, des données MNT à 5 m et à 1 m recouvrent la France entière<sup>1</sup>. Certaines zones disposent de données LIDAR d'une haute précision, mais la donnée n'est actuellement pas encore disponible à l'échelle nationale.

Concernant les bâtiments, des études très précises peuvent permettre de renseigner la topographie à l'intérieur des bâtiments ou encore l'organisation interne des pièces (voir section 2.1.2) mais ces données ne sont pas généralisées. L'empreinte des bâtiments est accessible à l'échelle de la France dans la couche Bâti de la BD TOPO®. À partir de ces données, il n'est pas possible de distinguer si l'enveloppe concerne en réalité un ou plusieurs logements, ou si le bâtiment est découpé en plusieurs pièces. De plus, l'emprise des bâtiments représente la limite extérieure, déterminée à partir d'images aériennes. Cette emprise est en réalité plus grande que la surface réellement disponible à l'intérieur des bâtiments pour stocker de l'eau. Pour y accéder, il faudrait disposer de l'épaisseur des murs ou encore de combien le toit dépasse des murs.

On peut utiliser le MNT pour estimer une topographie à l'intérieur de l'empreinte de chaque bâtiment. Les données aériennes qui permettent d'établir les données

---

1. <https://geoservices.ign.fr/rgealti>

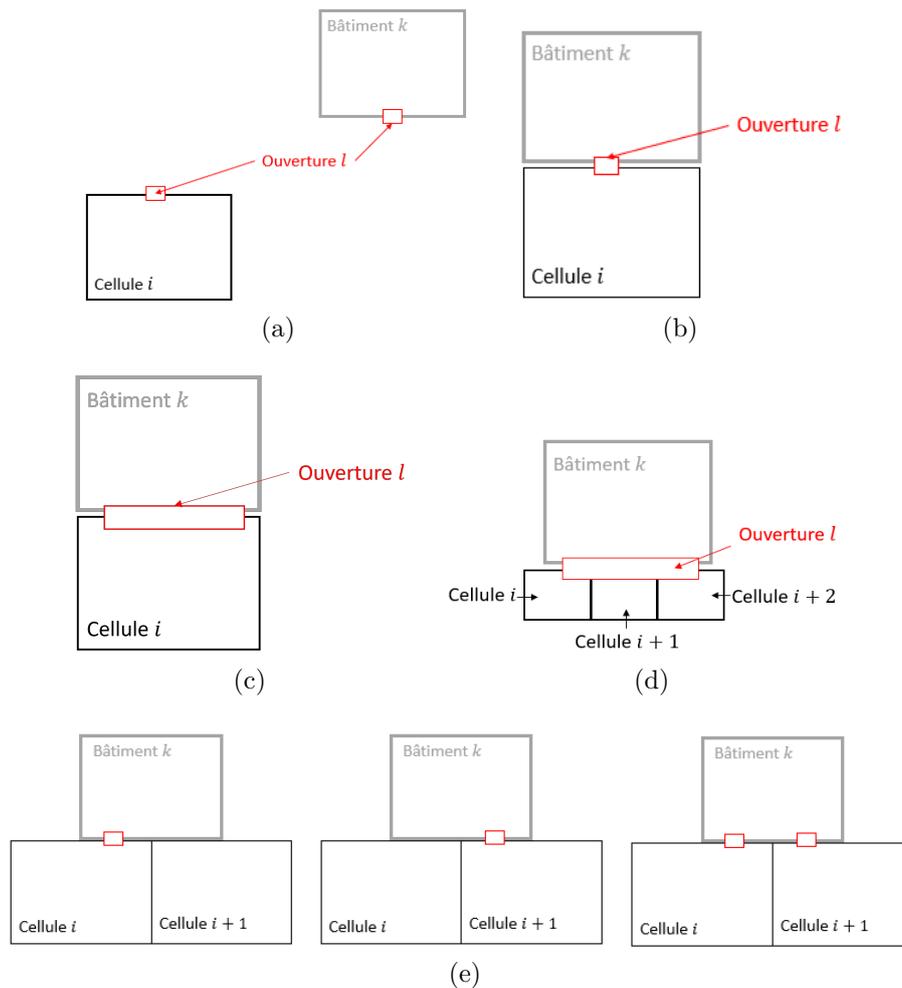


FIGURE 5.1 : Différentes configurations de mailles et d'ouverture

topographiques ne sont capables que de relever la topographie autour du bâtiment et l'altitude du toit. Un traitement est réalisé pour extrapoler la topographie autour des bâtiments à l'intérieur afin d'obtenir une donnée continue sur le territoire français. La topographie des bâtiments extraites du MNT est donc une donnée reconstituée. Il y a dans la réalité des bâtiments dont le plancher est plus haut/plus bas que celui de la rue.

Associer chaque emprise de la BD TOPO® à un bâtiment suppose que la topographie est la même sur toute la surface de cette emprise et que l'eau se répartit de manière homogène à l'intérieur des bâtiments. Différentes pièces pourraient constituer le bâtiment, avec des escaliers les reliant sur différents niveaux. Cette représentation limitée à une emprise plate pourrait affecter les résultats obtenus dans la rue et également l'inondation à l'intérieur du bâtiment.

Enfin, à propos des ouvertures des bâtiments, dans le cas d'études exceptionnelles les données sur les ouvertures peuvent être collectées (voir section 2.1.2). Il existe donc dans certains cas des données très précises sur la topographie, les bâtiments et

leurs ouvertures, mais celles-ci sont encore peu répandues. La position et la dimension des ouvertures ne sont actuellement renseignées dans aucune base de données opérationnelles. Le modèle tel que a été conçu permet d'intégrer ces données précises lorsqu'elles sont accessibles.

### 5.1.2 Représenter le bâtiment

En supposant que le modélisateur cherche à réaliser la meilleure simulation possible (sans tenir compte du temps de calcul), cette section montre l'influence de la représentation du bâtiment sur les résultats. Les données sur la topographie des bâtiments, l'organisation des pièces et les positions/dimensions des ouvertures qui ne sont capitalisées dans aucune base de données opérationnelles existent sur le terrain. À titre d'exemple, deux agents de l'INRAE ont pu collecter les dimensions de 763 ouvertures en une journée (voir figure 2.7).

L'objectif de cette section est de déterminer s'il est indispensable d'aller chercher des données précises sur les bâtiments ou si des données simplifiées peuvent suffir. Plusieurs tests dans une configuration simplifiée sont réalisés afin d'estimer l'influence de la représentation des ouvertures et de l'organisation interne des bâtiments sur les résultats de modélisation.

Concernant la surface réellement disponible pour l'écoulement à l'intérieur des bâtiments, cette dernière n'est pas évaluée dans cette partie. Dans la littérature associée à l'estimation des dommages résidentiels, il est commun de considérer une surestimation de la surface des bâtiments de 25 % par rapport aux renseignements de la BD TOPO®. Le chapitre 4 a testé la sensibilité des résultats à la surface des bâtiments. Pour les différentes simulations testées, on peut calculer qu'un écart de 25 % sur la surface modifie respectivement d'environ 5 % et 2,5 % le débit de pointe et la hauteur maximale à l'aval des bâtiments. D'autres paramètres sont variés dans l'étude du cas réel (voir section 5.5.3) et permettent d'évaluer la sensibilité des résultats au volume stocké dans les bâtiments dans un cas réel.

#### 5.1.2.1 Bâtiment fictif

On considère le bâtiment fictif présenté dans la figure 5.2 mesurant 55 m de long par 10 m de large. Trois niveaux d'organisation interne sont présentés : le bâtiment (correspondant uniquement à l'emprise extérieure), les logements et les pièces (correspondant à la subdivision du logement). Le bâtiment est découpé en 6 logements de taille identique. Chaque logement a donc une surface au sol de 91,6 m<sup>2</sup>. Par souci de simplicité et pour éviter de multiplier les configurations, chaque logement est supposé divisé en 2 pièces de taille identique également ; l'une coté rue, l'autre coté "cour" à l'opposé. Chaque pièce mesure 45,8 m<sup>2</sup> et toutes les pièces ont la même topographie. Le bâtiment communique avec la rue par 1 porte et 5 fenêtres. Il est juxtaposé le long de 6 cellules du maillage. Ce bâtiment contient 12 pièces séparées par 16 murs internes le long desquels se trouvent des portes internes permettant aux pièces ou aux logements de communiquer.

On considère que toutes les pièces ont la même topographie. Les 6 ouvrants sur les murs extérieurs peuvent être une porte ou une fenêtre, ouverte ou fermée et communiquer avec l'une des 6 cellules de la rue étant donné que le modélisateur ne connaît pas leur position (6x2x2x2x6 configurations possibles). Enfin, les pièces/logements communiquent ou non par une porte, qui est ouverte ou fermée (2x2x16 configurations possibles). Au total, on obtient 18432 configurations possibles dont dispose le modélisateur pour représenter ce bâtiment fictif, sans compter la dépendance aux dimensions des ouvrants. Les dimensions des ouvrants du bâtiment fictif sont répertoriées dans le tableau 33. Les portes internes peuvent soit séparer les deux pièces d'un même logement, soit deux logements différents. Dans ce second cas, la largeur est doublée par rapport aux autres portes internes pour être équivalente aux configurations modélisant les pièces.

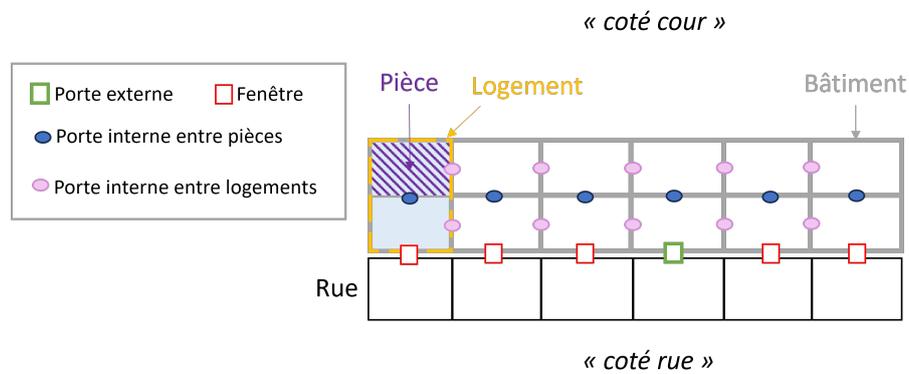


FIGURE 5.2 : Schéma de présentation du bâtiment fictif

TABLEAU 33 : Dimensions des ouvertures pour les simulations faisant varier l'organisation interne du bâtiment

	Porte rue-bâti	Fenêtre	Porte interne entre logements	Porte interne entre pièces
Largeur	1,8 m	1,2 m	1,4 m	0,7 m
Hauteur du seuil	0,0 m	0,7 m	0,0 m	0,0 m
Hauteur de l'ouverture	2,25 m	1,4 m	2,0 m	2,0 m

Le bâtiment fictif a été inspiré de la partie du bâtiment 0000000314407111 de la BD TOPO® qui longe la rue Flamande dans le quartier Richelieu de Nîmes (voir figure 5.3). C'est un immeuble avec une grande emprise au sol (d'après la BD TOPO®) et qui dispose donc de plusieurs ouvrants donnant sur la rue. Il n'y a qu'une seule porte permettant d'entrer à l'intérieur de l'immeuble. Tandis que l'emprise de la BD TOPO® ne montre qu'un seul bâtiment, les images vues du ciel et de la rue montrent qu'en réalité plusieurs logements sont compris dans la même emprise.

Puisque les données sur les ouvrants d'un bâtiment réel n'existent pas dans les données disponibles, plusieurs représentations sont testées (voir section 5.1.2.2). Puis dans un second temps, on souhaite savoir s'il est nécessaire de connaître l'organisation interne du bâtiment, c'est pourquoi différentes configurations sont envisagées (voir section 5.1.2.3). Les variables de l'écoulement sont observées pour ces différents scénarios afin de définir le niveau de précision nécessaire pour utiliser le modèle d'échanges rue-bâti dans un cas réel.

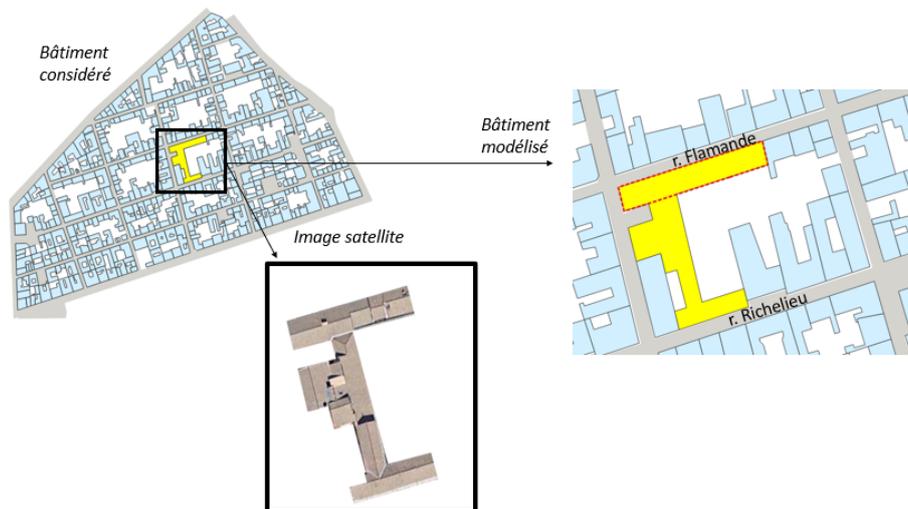


FIGURE 5.3 : Bâtiment 0000000314407111 de la BD TOPO® (Source : BD TOPO® et Google Earth 10.35.3, (2023). Nîmes (France) 43°50'28"N, 4°22'07"E, altitude 47m. Calque Bâtiments 3D. (En ligne) Disponible à : <https://earth.google.com/web/search/Rue+Richelieu,+N%c3%aemes/@43.84135268,4.36873377,47.38965547a,357.31194426d,35y,0h,0t,0r/data=CigiJgokCaHFPhZC3EZAEEeOoq720ZAGVgheQ2VMRNAIc5kfiBGJxNAOgMKATA>. Consulté le 10/10/2023). L'emprise du bâtiment de la BD TOPO® est colorée en jaune. Les pointillés rouges représentent la partie du bâtiment longeant la rue Flamande qui est prise en compte.

### 5.1.2.2 Représentation des ouvrants

Dans cette partie, on s'intéresse à l'influence de la représentation des ouvrants du bâtiment fictif présenté dans la section 5.1.2.1. Seule l'emprise globale du bâtiment est considérée et l'organisation interne n'est pas prise en compte. D'après la figure 5.2, l'écoulement se propageant de la gauche vers la droite dans la rue rencontre d'abord 3 fenêtres, 1 porte puis 2 fenêtres. On s'interroge sur la nécessité de représenter individuellement chacun de ces ouvrants. On ne s'intéresse qu'aux ouvrants lorsqu'ils sont ouverts dans la mesure où ils représentent la plus grande surface d'échange avec la rue.

Les configurations envisagées sont schématisées dans la figure 5.4. La configuration  $B\_oI\_O$  représente le bâtiment fictif où les 6 ouvrants sont indépendants ( $\_oI$ ), ouverts ( $\_O$ ) et connectés à 6 mailles voisines. Dans les autres configurations, les fenêtres sont représentées à l'aide d'une fenêtre équivalente ( $\_oE$ ) : la largeur de la fenêtre équivalente vaut la somme des largeurs de 5 fenêtres, soit 6 m de large. La hauteur du seuil et celle de l'ouverture sont identiques aux dimensions de la fenêtre présentée dans le tableau 33. La fenêtre équivalente et la porte sont positionnées à la même interface, soit au niveau de l'ouvrant le plus en amont dans la configuration réelle, soit au milieu ( $B\_oEam$ ) ou au niveau de l'ouvrant le plus à l'aval ( $B\_oEav$ ).

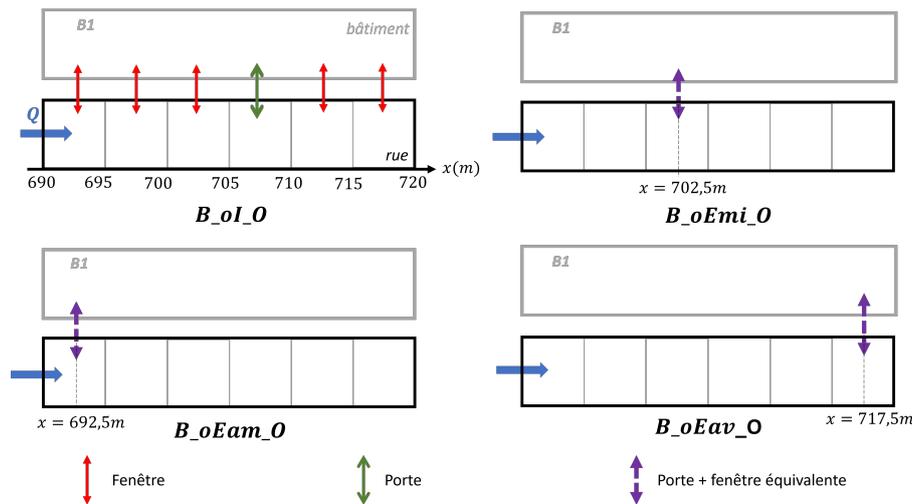


FIGURE 5.4 : Schéma des différentes représentations d'ouvertures testées

Le bâtiment fictif avec les différentes représentations des ouvertures proposées est disposé le long du canal rectiligne ouvert de 6 km qui a été utilisé dans le chapitre 4. Pour rappel, la pente de ce canal est nulle, sa rugosité vaut  $K = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , la condition aval vaut  $Fr = 1$  et l'hydrogramme injecté est présenté sur la figure 4.1a. Ce choix ne conditionne pas les résultats puisque le chapitre 4 a démontré un effet négligeable des échanges rue-bâti sur l'écoulement pour un nombre faible de bâtiments pour des hydrogrammes classiques. Le bâtiment est disposé entre  $x = 690$  et  $720$  m de sorte d'observer d'éventuels effets du bâtiment remontant vers l'amont du canal. La simulation est arrêtée à 15000 s car il n'y a pas d'intérêt particulier à

observer l'écoulement sur toute la durée de la vidange. La montée de l'hydrogramme et les valeurs maximales sont les plus importantes d'un point de vue opérationnel.

La hauteur d'eau dans le bâtiment est observée sur la figure 5.5. Pour toutes les configurations testées, la hauteur d'eau augmente dans le bâtiment jusqu'à atteindre une valeur maximale, puis le bâtiment se vide. Toutes les courbes se superposent. La hauteur maximale atteinte dans le bâtiment vaut  $h_{b,max} = 1,97$  m et varie de  $1.10^{-4}$  m en fonction de la configuration. Cette hauteur maximale correspond à celle des mailles de la rue le long du bâtiment. La manière de représenter les ouvrants n'a donc pas d'effet significatif sur la hauteur d'eau dans le bâtiment pour cette configuration négligeant l'organisation interne du bâtiment.

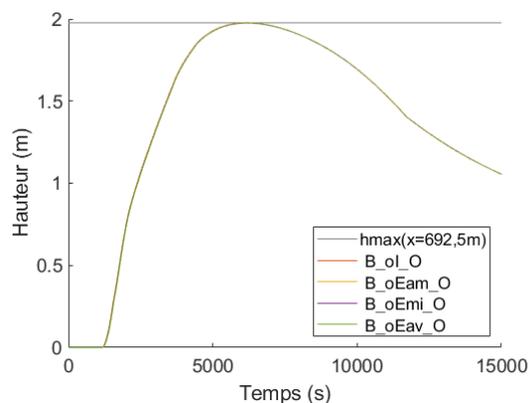


FIGURE 5.5 : Hauteur d'eau dans le bâtiment pour différentes représentations des ouvertures. Les 4 courbes se superposent. La droite horizontale  $h_{max}(x = 692,5 \text{ m})$  est la hauteur maximale dans la première cellule connectée au bâtiment fictif. Le long du bâtiment, la hauteur maximale ne variant que de 0,2 %, celle-ci suffit pour caractériser la hauteur d'eau maximale dans la rue voisine au bâtiment.

La figure 5.6 représente l'hydrogramme dans le canal avant et après le bâtiment. De manière cohérente, le débit augmente avant d'atteindre un pic à  $9,15 \text{ m}^3/\text{s}$ , puis diminue. On observe que les courbes des différentes représentations des ouvertures se superposent, avec une variation d'au plus 0,4 % sur le débit de pointe en fonction de la configuration sur chacun des graphiques. La représentation des ouvertures n'influence donc pas significativement l'évolution du débit dans la rue. Par ailleurs, les hydrogrammes des deux graphiques se superposent également, ce qui montre que le bâtiment n'a pas d'influence sur l'écoulement dans la rue.

Le profil en long de la hauteur maximale dans la rue est présenté sur la figure 5.7a aux côtés de la simulation équivalente sans bâtiment notée *sansRB*. Les hauteurs maximales diminuent en direction de l'aval. Toutes les courbes des simulations intégrant les échanges rue-bâti avec le bâtiment se superposent, avec une différence d'au plus  $2.10^{-3}$  m. Cette différence est localisée au niveau de la position du bâtiment.

À cet endroit, la courbe  $B\_oI$  atteint un minimum local à l'abscisse du centre de la maille connectée à la fenêtre la plus en amont, puis atteint un maximum local à l'abscisse correspondant au centre de la maille reliée à la fenêtre la plus en aval. La courbe  $sansRB$  est quant à elle supérieure de moins de 1 % aux autres courbes. Le bâtiment a donc un effet négligeable sur l'écoulement dans la rue, peu importe la représentation des ouvertures utilisées.

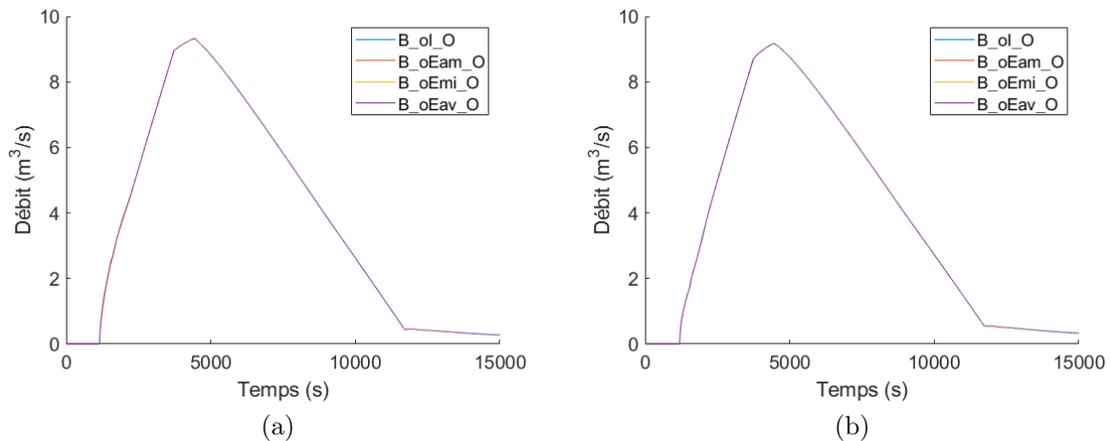


FIGURE 5.6 : Hydrogrammes à proximité du bâtiment avec différentes représentations d'ouvertures. (a) A l'amont ( $x = 690$  m). (b) A l'aval ( $x = 720$  m). Les 4 courbes se superposent.

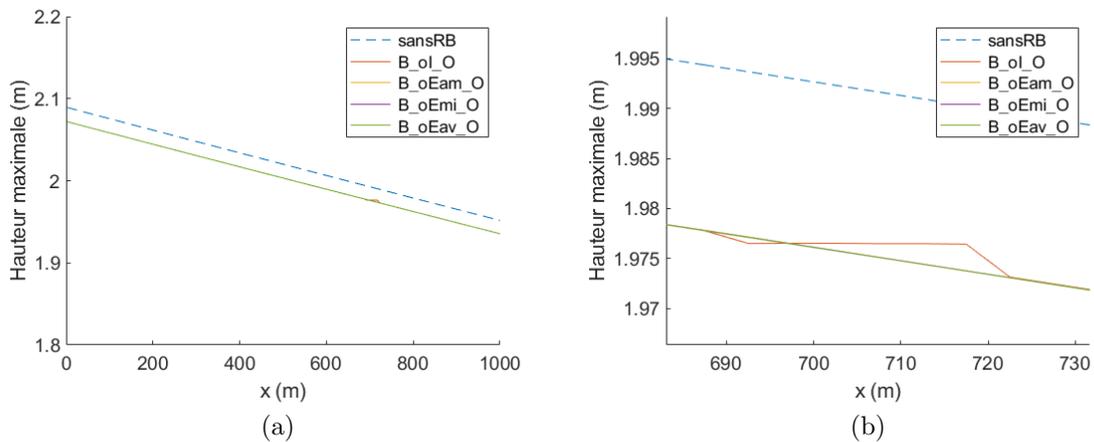


FIGURE 5.7 : Hauteur maximale dans la rue avec plusieurs représentations des ouvertures. Les courbes  $B\_oEam\_O$ ,  $B\_oEmi\_O$  et  $B\_oEav\_O$  se superposent. La figure (b) représente un zoom de la figure (a) au niveau de la position du bâtiment.

### 5.1.2.3 Représentations de l'intérieur des bâtiments

Cette partie s'intéresse à l'influence de l'organisation interne du bâtiment sur les résultats du modèle. La position des ouvrants n'est pas modifiée et correspond à celle présentée sur la figure 5.2. Le bâtiment fictif est subdivisé en 6 logements constitués chacun de 2 pièces. Plusieurs représentations de l'organisation interne du bâtiment sont testées. Les configurations sont exposées dans la figure 5.8 :

- $B\_oI\_O$  : représentation du bâtiment sans logement ni pièce interne (voir figure 5.4), tel qu'il est renseigné dans la BD TOPO®. Le bâtiment échange de l'eau avec la rue par 6 ouvertures.
- $6B\_1P\_O$  : représentation de 6 logements dans le bâtiment ( $6B$ ) disposant chacun d'une pièce ( $1P$ ) et étant connecté à la rue par une seule ouverture (fenêtre ou porte selon la position du logement le long de l'axe des abscisses). Les murs internes sont considérés comme imperméables, interdisant les communications entre logements. Seuls des échanges avec la rue se produisent.
- $6B\_1P\_BB\_O$  : représentation de 6 logements dans le bâtiment disposant chacun d'une pièce et étant connecté à la rue par une seule ouverture (fenêtre ou porte). Les communications entre logements sont possibles à travers des portes internes ( $BB$ ).
- $6B\_2P\_PP\_O$  : représentation de 2 pièces pour chaque logement. Les murs des logements sont considérés comme imperméables. La communication entre pièces est possible à travers des portes internes ( $PP$ ). Les pièces « côté rue » échangent de l'eau avec la rue par une fenêtre ou une porte selon la position de la pièce le long de l'axe des abscisses.
- $6B\_2P\_PP\_BB\_O$  : représentation de 2 pièces dans chaque logement. Les communications entre pièces ( $PP$ ) et logements ( $BB$ ) sont possibles via des portes internes. Les pièces « côté rue » échangent de l'eau avec la rue par une fenêtre ou une porte.

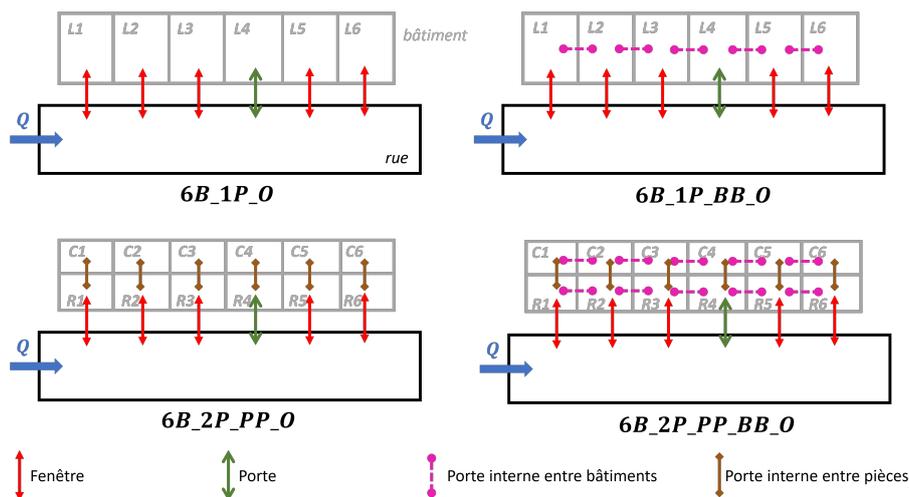


FIGURE 5.8 : Schéma des différentes représentations testées de l'organisation interne du bâtiment

Avec toutes les configurations réalisées, on souhaite voir si l'évolution de la hauteur d'eau dans chaque pièce du bâtiment diffère d'une configuration à l'autre. On s'intéresse donc à l'évolution de la hauteur d'eau dans chaque pièce. Les pièces « côté rue » sont nommées  $R1$  à  $R6$  et les pièces « côté cour »  $C1$  à  $C6$ . (voir figure 5.8). Dans les configurations  $6B\_2P\_PP$  et  $6B\_2P\_PP\_BB$ , l'évolution de l'eau dans chaque pièce est directement calculée par le modèle. Dans la configuration  $B\_oI$ , la hauteur d'eau moyenne globale est calculée dans tout le bâtiment et peut être comparée aux hauteurs locales des simulations  $6B\_2P\_PP$  et  $6B\_2P\_PP\_BB$  de chaque pièce. Pour les configurations  $6B\_1P$  et  $6B\_1P\_BB$ , il est nécessaire de faire correspondre chaque pièce au bon logement équivalent : la hauteur dans les pièces  $R1$  et  $C1$  correspond à celle calculée par le code dans le logement  $L1$ , la hauteur dans les pièces  $R2$  et  $C2$  est calculée dans  $L2...$  (voir figure 5.8). La correspondance est précisée dans la légende pour chaque pièce dont l'évolution de la hauteur d'eau est analysée. La durée de simulation est de 30000 s afin d'observer le stockage de l'eau dans certaines configurations lors de la décrue.

L'évolution de la hauteur est tracée sur les figures 5.9 pour les pièces « côté rue » et 5.10 « côté cour ». Chaque graphique correspond à une pièce différente dont l'évolution du niveau d'eau a été calculée selon différentes représentations de l'organisation interne du bâtiment. Chaque courbe augmente jusqu'à atteindre une valeur maximale puis le niveau d'eau diminue. La hauteur maximale vaut 1,97 m et varie de  $1.10^{-4}$  m selon les configurations. Cette valeur maximale est identique à celle rencontrée dans la rue le long du bâtiment.

A la fin de la simulation, le niveau d'eau reste constant dans les configurations  $6B\_1P$  et  $6B\_2P\_PP$  qui correspondent au cas où les logements et pièces ne sont reliés à la rue que par une fenêtre et pour lesquelles il n'y a pas d'échanges avec le logement/la pièce connectée à la rue par une porte. Par conséquent, les logements/pièces se vident jusqu'à ce que le niveau d'eau descende au niveau de la crête du seuil puis l'eau est définitivement piégée à l'intérieur. Dans la réalité, ces cas peuvent correspondre à des caves ou des batardeaux retenant de l'eau une fois l'inondation dans la rue terminée.

Toutes les courbes se superposent, à l'exception d'une durée très courte en début de simulation correspondant à la mise en eau, ce qui est cohérent car selon le cas, la pièce se remplit dès que la maille avec laquelle elle communique est en eau, parfois il est nécessaire d'attendre que le niveau dans la rue dépasse la hauteur du seuil pour inonder la pièce, parfois le remplissage se fait à partir d'autres pièces... L'évolution de la hauteur d'eau dans toutes les pièces est très majoritairement identique dans la configuration envisagée. Représenter l'immeuble réel comme un seul et même bâtiment suffit donc pour observer l'évolution de l'inondation à l'échelle du bâtiment.

Sur la figure 5.11 sont tracés l'hydrogramme à l'amont et l'aval du bâtiment. Les courbes se superposent globalement. La différence au niveau du pic de débit est de moins de 0,05 % sur la valeur calculée pour chaque courbe. La représentation de l'intérieur du bâtiment n'a pas d'effet significatif sur l'hydrogramme dans la rue. Par ailleurs, les courbes se superposent également entre les deux graphiques, mettant en évidence que le bâtiment n'a pas d'effet significatif sur l'écoulement dans la rue.

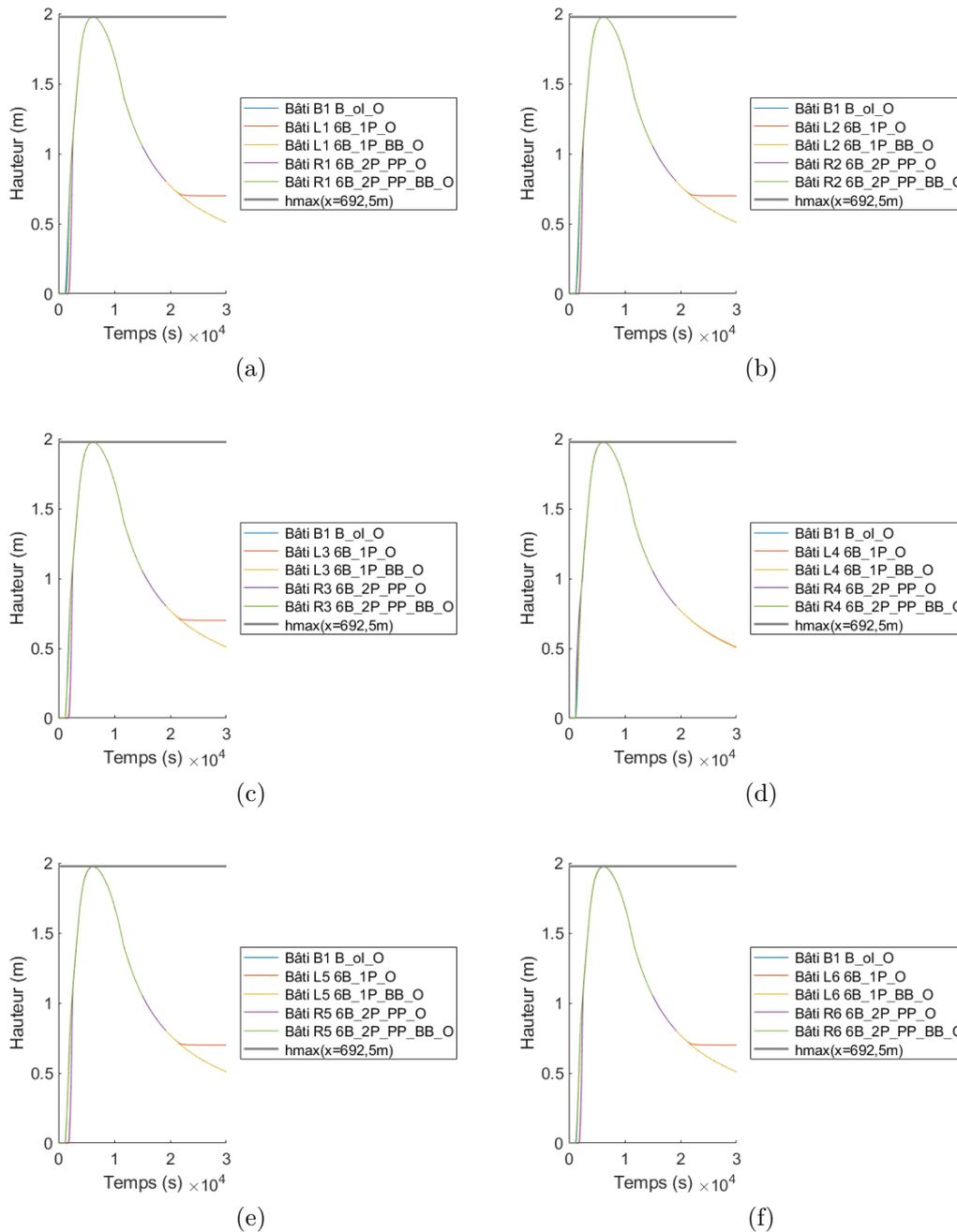


FIGURE 5.9 : Évolution de la hauteur d'eau dans les pièces  $R1$  à  $R6$  avec différentes représentations de l'organisation interne du bâtiment. (a)  $R1$ . (b)  $R2$ . (c)  $R3$ . (d)  $R4$ . (e)  $R5$ . (f)  $R6$ . La position des pièces est visible en figure 5.8. La droite horizontale  $h_{max}(x = 692,5 m)$  est la hauteur maximale dans la première cellule connectée au bâtiment fictif. Le long du bâtiment, la hauteur maximale ne variant que de 0,2 %, celle-ci suffit pour caractériser la hauteur d'eau maximale dans la rue voisine au bâtiment. Les 5 courbes se superposent, à l'exception de la fin de la simulation.

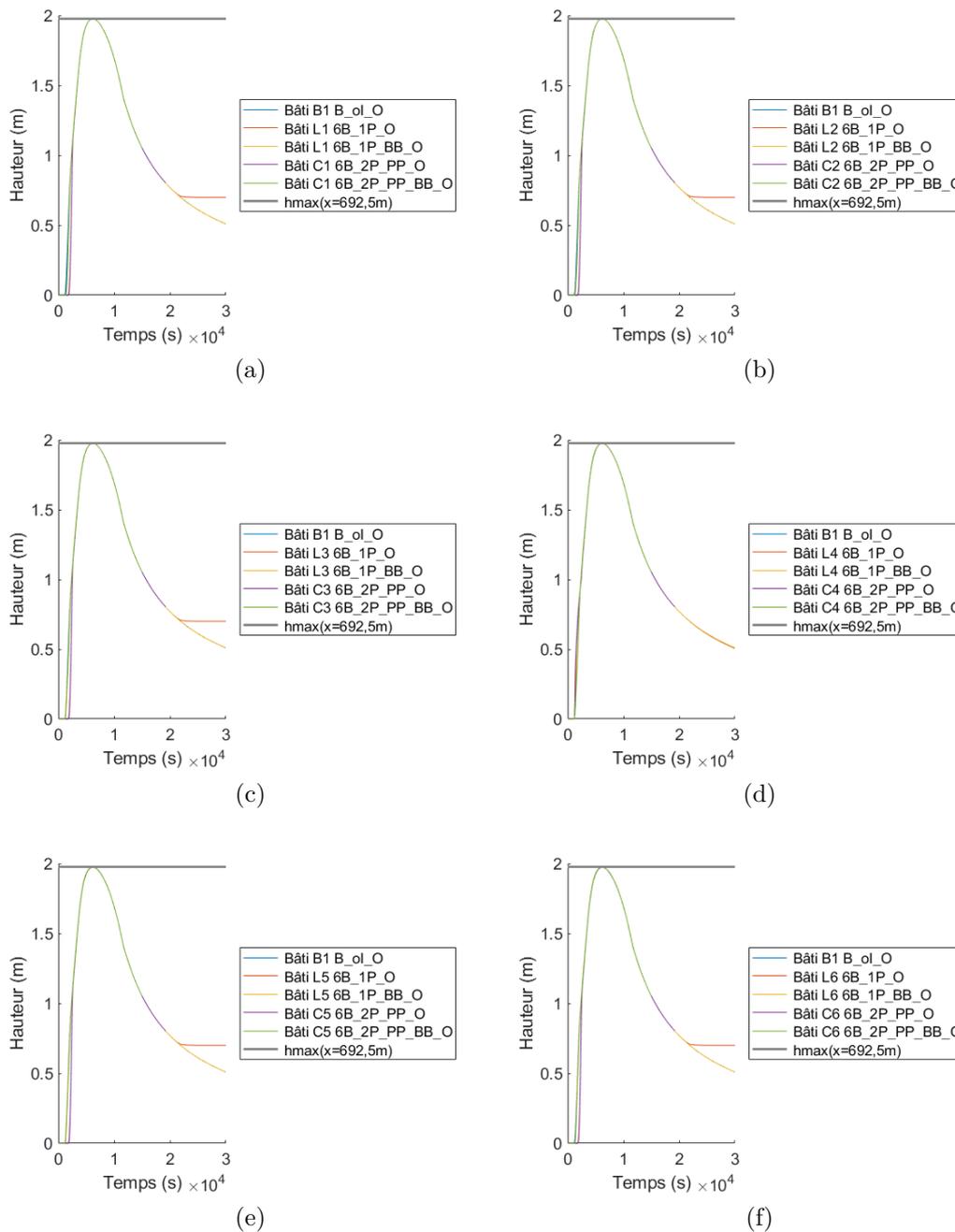


FIGURE 5.10 : Évolution de la hauteur d'eau dans les pièces  $R1$  à  $R6$  avec différentes représentations de l'organisation interne du bâtiment. (a)  $C1$ . (b)  $C2$ . (c)  $C3$ . (d)  $C4$ . (e)  $C5$ . (f)  $C6$ . La position des pièces est visible en figure 5.8. La droite horizontale  $h_{max}(x = 692,5 \text{ m})$  est la hauteur maximale dans la première cellule connectée au bâtiment fictif. Le long du bâtiment, la hauteur maximale ne variant que de 0,2 %, celle-ci suffit pour caractériser la hauteur d'eau maximale dans la rue voisine au bâtiment. Les 5 courbes se superposent, à l'exception de la fin de la simulation.

La figure 5.12a montre le profil des hauteurs maximales dans la rue avec différents agencements de l'intérieur du bâtiment, ainsi que sans bâtiments (*sansRB*). Pour les simulations avec les échanges rue-bâti, les courbes se superposent, hormis au niveau du bâtiment. À la position du bâtiment, la hauteur maximale présente un exhaussement pour les simulations *B\_oI\_O*, *6B\_1P\_BB\_O* et *6B\_2P\_PP\_BB\_O* et la différence est au maximum de  $3 \cdot 10^{-3}$  m, ce qui représente 0,15 % de la hauteur. Lorsque les bâtiments ne communiquent pas entre eux, la hauteur maximale présente un profil continu de l'amont vers l'aval. La plus grande hauteur d'eau est rencontrée dans la configuration *B\_oI\_O* et la plus petite pour *6B\_1P\_O*. Par ailleurs, la courbe *sansRB* présente des valeurs supérieures de 1 % à celles des autres courbes. Le bâtiment n'a pas d'impact sur la hauteur maximale dans la rue, peu importe son organisation interne, dans la configuration étudiée.

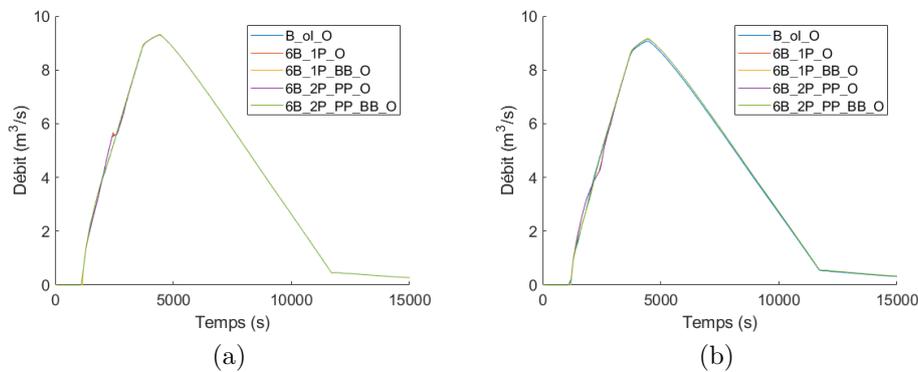


FIGURE 5.11 : Hydrogrammes à proximité du bâtiment avec différentes représentations de l'intérieur du bâtiment. (a) À l'amont ( $x = 690$  m). (b) À l'aval ( $x = 720$  m). Les 5 courbes se superposent.

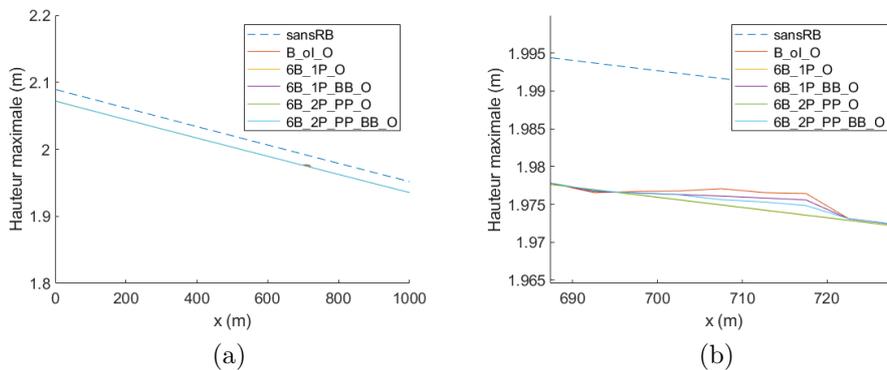


FIGURE 5.12 : Hauteurs maximales dans la rue pour différentes représentations de l'intérieur du bâtiment. La figure (b) est un zoom de la figure (a) à la position du bâtiment. *6B\_1P\_O* et *6B\_2P\_PP\_O* se superposent.

### 5.1.3 Bilan

Les observations conjointes des hauteurs et débits dans la rue avec plusieurs représentations des ouvrants et de l'organisation d'un bâtiment suggèrent que l'hydrodynamique dans la rue et le niveau d'eau dans le bâtiment ne sont pas sensibles aux différentes configurations testées. La hauteur dans le bâtiment ne dépend également pas non plus des représentations avec des ouvrants ouverts, ce qui permet de considérer que, pour des cas d'évènements extrêmes où les ouvertures finissent par s'ouvrir, il n'est pas nécessaire de représenter individuellement toutes les ouvertures, ni l'occupation interne des bâtiments.

Dans toutes les configurations testées, le volume d'eau maximal stocké dans le bâtiment représente moins de 2 % du volume total injecté. On peut donc supposer que ce constat est lié à la configuration présentée. D'autres effets pourraient apparaître sur la rue si le volume stocké par les bâtiments est plus important. Il a en effet été démontré dans le chapitre 4 que l'effet des échanges rue-bâti est plus prononcé pour les crues rapides, courtes et de petits volumes. Il est donc probable que pour des petits hydrogrammes, des changements notables apparaissent sur l'écoulement dans la rue en fonction des différentes représentations testées. Par ailleurs, la topographie à l'intérieur du bâtiment a été négligée. Dans le chapitre 4, il apparaît que l'effet des échanges rue-bâti est corrélé au volume total capté par les bâtiments. La topographie est susceptible de changer la hauteur d'eau dans chaque pièce, le volume total stocké dans le bâtiment et donc l'effet des échanges rue-bâti sur la rue. Enfin, dans les différentes configurations testées, les ouvrants sont ouverts. Dans le cas où les ouvrants sont fermés, le volume qui rejoint les bâtiments peut être amené à varier, surtout dans le cas de crues rapides qui peuvent réduire significativement ce volume. De même, si la rue et le bâtiment sont séparés par un seuil (des marches pour atteindre le bâtiment, un batardeau devant la porte ou si l'ouvrant est une fenêtre par exemple), alors la date du début du remplissage peut varier, ce qui peut changer le niveau final atteint dans le bâtiment et donc le volume. L'état des ouvertures, la différence de topographie entre rue et bâti, ainsi que les dimensions de l'ouverture pourraient influencer le rôle des bâtiments sur la rue.

## 5.2 Présentation du cas réel et de sa modélisation

### 5.2.1 Présentation des évènements

En raison de sa localisation géographique, de la nature des sols et du climat méditerranéen auquel elle est exposée, la ville de Nîmes est soumise à un fort risque d'inondation torrentielle [28]. Les épisodes de 1988 et 2002 constituent deux épisodes historiques marquants.

En 1988, un orage s'est abattu sur les collines au Nord de la ville déjà en partie saturée par de précédents épisodes. Les précipitations atteignent 420 mm durant 7 – 8 h, soit l'équivalent de 6 mois de pluie [33]. Dans les rues, la hauteur la plus importante est recensée au carrefour des rues Faïta et Sully et s'élève à 3,35 m. Les écoulements sont rapides puisque les vitesses relevées sont comprises entre 3 et 7 m/s [28]. 11 morts ont été recensés durant cet épisode, ainsi que des dommages matériels s'élevant à 610 millions d'euros [28]. La période de retour de l'évènement a été évaluée entre 150 et 250 ans [33]. L'inondation de 1988 constitue l'inondation de référence du Plan de Prévention du Risque inondation de la commune [28].

Les 8 et 9 septembre 2002, le Gard a vécu un épisode méditerranéen violent. L'évènement a causé au total la mort de 25 personnes sur le département [28]. La ville de Nîmes a été moins touchée que d'autres secteurs, mais les hauteurs mesurées dépassent tout de même le mètre. L'épisode correspond à un évènement pluvieux d'une période de retour estimée entre 50 et 100 ans sur les secteurs touchés [16]. Le volume d'inondation représente 6,5 % de celui de 1988.

Plusieurs travaux de modélisation s'intéressent à la catastrophe de 1988 au sein du quartier Richelieu qui a été sévèrement touché [101, 112, 38, 109, 111, 110, 97]. Ce quartier fait partie des sites d'étude de l'ANR DEUFI, c'est pourquoi ce site est choisi pour étudier l'effet des échanges rue-bâti. L'objectif n'est pas de correctement reproduire les inondations réelles de 1988 et 2002, mais d'évaluer l'effet de la prise en compte des échanges rue-bâti dans une configuration réelle à l'aide du nouveau modèle proposé.

## 5.2.2 Description du quartier Richelieu

Une partie du quartier Richelieu est modélisée, représentant un domaine d'environ 0,25 km<sup>2</sup> (voir figure 5.13a). La zone est délimitée au Nord par la rue Faïta, à l'Est par la rue Sully, au Sud par la rue Semard et à l'Ouest par la rue de l'Écluse. Cette zone a été choisie car il est facile de l'isoler du reste du quartier.

Le réseau de rues est régulier avec des rues étroites (larges de 5 à 8 m) qui se croisent dans des carrefours à angle droit. Il est caractérisé par 7 rues Nord-Sud et 6 rues Est-Ouest. Une pente moyenne de 1 % dans la direction Nord-Sud caractérise le quartier. On y trouve 33 carrefours dont 19 à 4 branches. Les bâtiments sont mitoyens, regroupés sous la forme de blocs urbains qui s'étendent entre chaque carrefour (voir figure 5.13b). Les bâtiments longent les rues et à l'intérieur du bloc se trouve ce qu'on appelle « une cour ».

Sur la zone d'étude, des MNT 5 m et 1 m sont disponibles en libre accès. L'emprise des bâtiments est accessible dans la couche Bâti de la BD TOPO®. Les intensités de pluie ont été recueillies au cours de l'évènement, ce qui a permis d'estimer les hydrogrammes qui se propagent dans la rue [8]. L'INRAE (partenaire de l'ANR DEUFI) a modélisé l'inondation urbaine de 1988 sur une zone plus large que celle proposée dans cette étude et dispose des données hydrauliques calculées par leur modèle interne [101, 112, 109, 111, 110, 97]. Des laisses de crue ont également été relevées sur le domaine.

En plus de ces données faciles d'accès, la structure Mayane a réalisé des collectes de données très précises sur les bâtiments en 2019 dans le cadre du projet Nîm'Alabri<sup>2</sup>. Des données sur les ouvertures, la présence ou non de ventilation, les types d'ouvrants et les matériaux, le type de revêtement des murs... sont collectées. Certaines dimensions des ouvertures sont relevées sur une centaine de bâtiments du quartier (largeur, hauteur d'eau sur l'ouvrant). Pour plusieurs dizaines d'entre eux, des plans précis de l'organisation interne des bâtiments sont réalisés (voir figure 2.5) permettant d'avoir accès à la position des ouvrants externes et internes avec les murs séparant les pièces.

Par ailleurs, des agents de l'INRAE se sont rendus sur le terrain afin de collecter avec précision la position à l'aide d'un GPS et les dimensions de 763 ouvertures le long de la rue Catinat et d'un bloc urbain, regroupant la hauteur de l'ouverture, la largeur et la hauteur du seuil. Quelques statistiques des données collectées sont répertoriées dans le tableau 34. En comparant avec les données standards présentées dans le tableau 4 de la section 1.4.1, on remarque que la hauteur de seuil moyenne des portes et la hauteur moyenne des portes sont plus élevées. Ceci s'explique par le fait que les données standards concernent des ouvrants neufs pour des maisons individuelles, tandis que les bâtiments du quartier Richelieu sont anciens et les portes concernent essentiellement des entrées collectives (voir figure 5.14). Il n'y a donc aucune raison que les dimensions soient les mêmes.

## 5.2.3 Construction du modèle

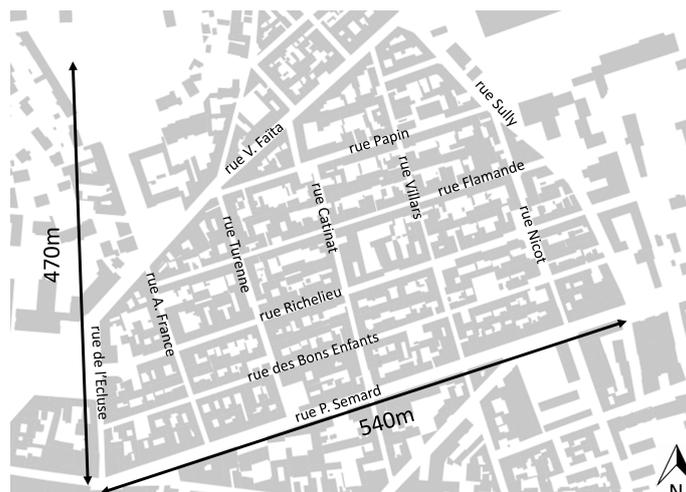
### 5.2.3.1 Réseau de rues

On suppose que les écoulements se propagent principalement dans le réseau de rues et qu'ils se répartissent autour des blocs urbains que forment les bâtiments (voir figure 5.13b). Ces chemins d'écoulement privilégiés ont été extraits à partir de la couche Bâti de la BD TOPO® (à la date du 15-12-2020). Par conséquent, les bâtiments qui forment les blocs et tout ce que contient ces blocs (cours, parkings...) sont exclus du maillage. La section 5.4.3 étudie spécialement l'influence de la prise en compte de l'intérieur des blocs urbains sur les résultats de modélisation.

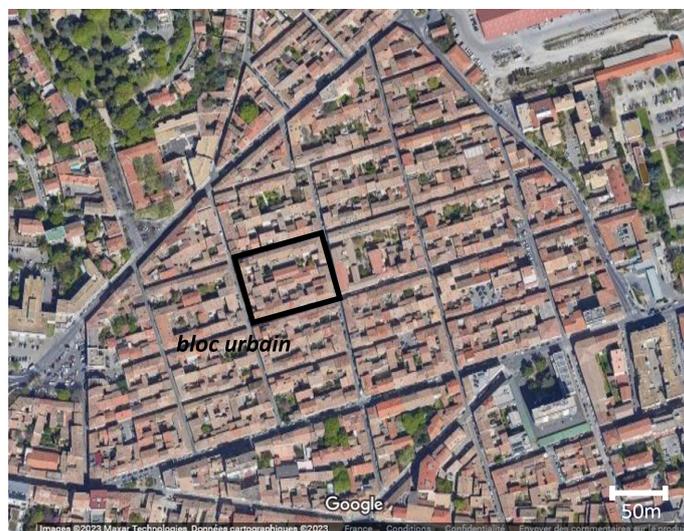
Pour mailler le domaine, le choix est fait de prendre une largeur de maille équivalente à la largeur des petites rues qui sont positionnées à l'intérieur du quartier (4 à 6 m de large). Cette largeur de cellule est conservée pour mailler les rues qui encadrent le domaine (2 à 3 fois plus larges par endroit) pour avoir un maillage homogène. On trouve jusqu'à 3 mailles par largeur de rue. Des mailles carrées sont utilisées. Au total, le maillage contient 1452 cellules (voir figure 5.15). Un coefficient de Strickler  $K = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  est appliqué de façon uniforme, en conformité avec les travaux de [97].

---

2. <https://nimalabri.fr/>



(a)



(b)

FIGURE 5.13 : Quartier Richelieu. (a) Noms des rues (Source : BD TOPO®). (b) Vue aérienne (Source : Google Earth 10.35.3, (2023). Nîmes (France)  $43^{\circ}50'31''N$ ,  $4^{\circ}22'05''E$ , altitude 51m. Calque Bâtiments 3D. (En ligne) Disponible à : <https://earth.google.com/web/search/Rue+Richelieu,+N%C3%A9mes/@43.84202002,4.36831203,51.26766843a,1143.14172905d,35y,0h,0t,0r/data=CigiJgokCaHFPhZC3EZAEEeOoq720ZAGVgheQ2VMRN Aic5kfiBGJxNAOgMKATA>). Consulté le 10/10/2023.



(a)



(b)

FIGURE 5.14 : Exemples de portes du quartier Richelieu (Source : INRAE)

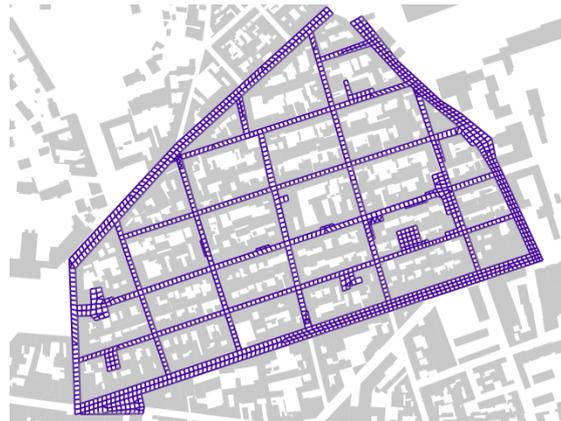


FIGURE 5.15 : Maillage

### 5.2.3.2 Conditions limites

La modélisation construite par [97] montre que les apports ont lieu au niveau de cinq entrées sur le domaine étudié (en bleu sur la figure 5.16). Au plus fort de l'évènement de 1988, le débit total injecté est de  $176 \text{ m}^3/\text{s}$ , avec jusqu'à  $92 \text{ m}^3/\text{s}$  dans la rue Sully et  $47 \text{ m}^3/\text{s}$  dans la rue Faïta. Le volume total de l'inondation s'élève à  $4068300 \text{ m}^3$ . En 2002, le débit le plus important atteint  $30 \text{ m}^3/\text{s}$ , avec jusqu'à  $22 \text{ m}^3/\text{s}$  dans la rue Sully et  $7 \text{ m}^3/\text{s}$  dans la rue Faïta. Le volume de l'inondation est de  $610000 \text{ m}^3$ . Les hydrogrammes injectés à l'amont et les hauteurs d'eau imposées à l'aval sont délivrés par l'INRAE. Toutes les données qui ont été fournies ont été

extraites d'une modélisation de l'évènement de 1988 beaucoup plus large, qui s'étend au-delà du quartier Richelieu (voir [101, 112, 97] pour plus de détails).

En amont, les hydrogrammes exposés dans la figure 5.17 sont introduits, soit à l'extrémité amont des rues Sully et Faïta, soit le long de la rue Faïta (voir figure 5.16). Pour les deux évènements majeurs simulés, le réseau d'assainissement est considéré comme saturé. En effet, la norme européenne NF EN 752 propose de dimensionner les ouvrages pour une fréquence d'inondation ayant la probabilité de se produire une fois tous les 30 ans en centre-ville et le dimensionnement de la ville de Nîmes respecte cette recommandation indicative [27]. De même, les précipitations qui tombent sur la zone d'étude ne sont pas prises en compte dans la modélisation car elles sont négligeables d'après [97].

A l'extrémité aval, les cotes de surface libre calculées par des modélisations faites par l'INRAE sont imposées aux limites au niveau de onze exutoires pour les deux évènements. Les hauteurs d'eau varient dans la gamme [0 1, 77] m pour l'inondation de 1988. Les conditions aux limites fournies par l'INRAE durent jusqu'à 55000 s pour 1988 et ne couvrent pas la totalité de l'évènement, car les débits injectés ne sont pas nuls. Pour qu'il n'y ait plus d'eau injectée en fin de simulation, les conditions limites aval délivrées ont été prolongées en réduisant le débit injecté de 0,01 m<sup>3</sup>/s toutes les 1000 s et en diminuant la cote fixée à l'aval de 1 cm toutes les 1000 s. Cette reconstitution concerne un volume négligeable de l'hydrogramme total injecté. La simulation de l'évènement de 1988 a une durée de 85000 s. Pour 2002, la simulation a une durée de 25000 s et à l'amont les débits sont bien nuls à la fin de la simulation. Il est pertinent de noter que dans les travaux de [97] différentes conditions limites aval ont été testées (une condition limite de type sortie libre et l'auteur a fermé certaines sorties). Des modifications notables sur l'écoulement à l'aval apparaissent, avec des variations de la hauteur d'eau allant jusqu'à 0,50 m.

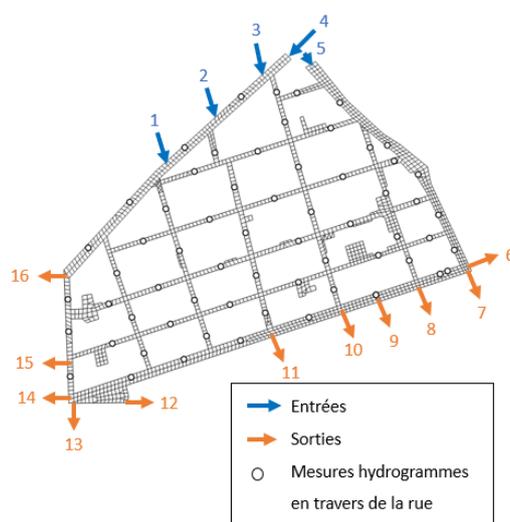


FIGURE 5.16 : Entrées, sorties et points d'observation du débit dans le quartier. Les débits sont calculés aux interfaces en travers des rues mais représentés par des points.

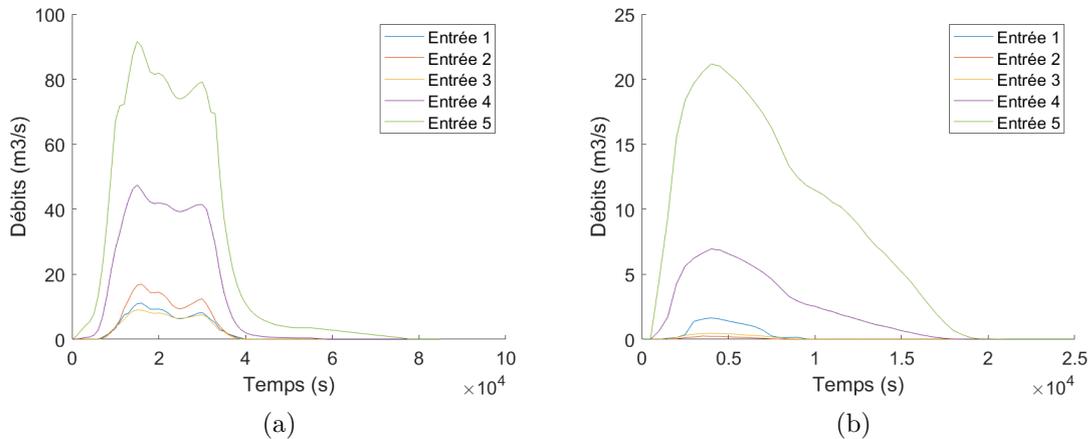


FIGURE 5.17 : Hydrogrammes des événements d’inondation simulés. (a) 1988. (b) 2002. La localisation des entrées est décrite en figure 5.16.

### 5.2.3.3 Topographie du modèle

Le MNT 5 m du département du Gard du RGE ALTI® (à la date du 13-02-2020) a été interpolé sur chaque maille. L’emprise des bâtiments est directement extraite de la couche BATI de la BD TOPO®. Vu que l’organisation interne des bâtiments n’est pas connue pour tous les bâtiments du quartier, et qu’il a été démontré dans la section 5.1.2.3 que son influence est négligeable dans la configuration testée, chaque bâtiment est représenté comme une seule pièce vide avec une cote sol unique. Chaque emprise correspond donc à un bâtiment auquel une topographie doit être renseignée. La moyenne du MNT 5 m sur chaque emprise est attribuée comme cote sol.

L’emprise issue de la BD TOPO® a été directement employée pour calculer la surface de chaque entité. Cette approche est critiquable dans la mesure où les emprises sont fabriquées à partir d’images aériennes ne permettant pas d’identifier l’emprise des murs ou les toits dépassant les murs. La surface à l’intérieur du bâtiment est donc surestimée. La surestimation est classiquement estimée à 25 % dans les estimations des dommages résidentiels [119]. Ce coefficient n’a pas été appliqué pour réduire la surface des bâtiments réellement en eau, néanmoins d’autres scénarios ont été envisagés faisant significativement varier le volume total contenu dans les bâtiments et permettent d’observer comment se comportent les échanges rue-bât en modifiant ce volume (voir section 5.5.3).

Par souci de simplicité et en raison du manque de données concernant les connexions entre les bâtiments et la cour, seuls ceux qui sont localisés le long du réseau routier sont considérés (voir figure 5.18), représentant un total de 438 bâtiments (numérotés de 0 à 437). L’association des bâtiments avec les mailles de la rue a été réalisée sous

SIG. Chaque façade adjacente à la rue représente un segment pour lequel le milieu a été identifié. Parmi toutes les interfaces au bord des cellules du maillage, celle qui est la plus proche du milieu de chaque segment a été attribuée à chaque façade. C'est le long de cette façade que sont disposées les ouvertures dans la section 5.2.3.4. Dans certains cas, deux interfaces ont été trouvées. L'une des deux a été arbitrairement conservée.



FIGURE 5.18 : Bâtiments modélisés

Au niveau de chaque façade, il est possible de comparer la cote sol du bâtiment et de la maille auxquels celle-ci est associée : la cote sol du bâtiment est égale à celle de la maille dans 10 % des cas (à  $\pm 1$  mm), plus haute dans 47 % des cas ou plus basse dans 43 % d'entre eux. Les différences des cotes sol sont comprises entre  $-0,55$  et  $0,71$  m. Pour caractériser l'influence de la topographie des bâtiments sur les résultats, une configuration extrême en rabaisant la cote sol des maisons de 2 m assimilable à une cave est proposée en section 5.5.3.

#### 5.2.3.4 Données des ouvertures

Il n'y a pas d'informations sur la localisation précise de toutes les ouvertures du quartier et le temps pour les relever à l'échelle d'un quartier est considérable (voir figure 2.7). Néanmoins, ni la position exacte des ouvertures ni le nombre d'ouvertures par façade n'ont d'importance d'après l'étude préliminaire (voir section 5.1.2.2).

On propose de faire l'hypothèse que chaque façade de bâtiment adjacente à la rue comprend une porte et une fenêtre. Avec cette démarche, chaque façade de bâtiment dispose en toute logique d'une porte et d'une fenêtre qui sont connectées à la même interface. Mais, il s'avère que dans la BD TOPO® les polygones des bâtiments ont parfois été élaborés à partir d'un nombre de points plus importants que le nombre de sommets du polygone. Autrement dit, certaines façades sont formées d'une somme de

plusieurs segments et la méthode de détection des ouvertures ayant été systématisée, ces façades comportent plusieurs couples porte/fenêtre (voir annexe C.1). Il y a 32 couples de porte/fenêtre qui font doublon sur une même façade, représentant moins de 5 % des ouvertures. Ces *erreurs* de la BD TOPO® auraient pu être modifiées manuellement ou d'autres procédures auraient pu être utilisées pour générer les points des sommets des polygones. Toutefois, celles-ci ne semblent *a priori* pas avoir d'incidence significative sur les résultats puisqu'elles sont peu nombreuses et que la section 5.1.2.2 démontre que les résultats ne dépendent pas de leur nombre et de leur localisation. Au total, 1360 ouvertures sont modélisées (numérotées de 0 à 1359).

En supposant que plus la façade est longue, plus le nombre d'ouvertures augmente, on propose de modifier la largeur des ouvertures en fonction de la longueur de la façade sur laquelle celles-ci sont disposées. Pour tenir compte de la variabilité des ouvertures en fonction des longueurs de mur, chaque largeur d'ouverture  $L'$  est calculée comme suit :

$$L' = l_{mur} \times \bar{n}_o \times \bar{L} \quad (5.1)$$

où  $l_{mur}$  est la longueur du segment de façade adjacent à la rue auquel est rattaché l'ouverture,  $\bar{n}_o$  est le nombre moyen d'ouvertures par longueur de façade de bâtiment et  $\bar{L}$  la largeur moyenne d'ouverture.  $\bar{n}_o$  et  $\bar{L}$  ont été estimés grâce à l'enquête de terrain (voir tableau 34), bien que la variabilité sur la zone d'étude soit forte (écart-type important par rapport à la moyenne).

La hauteur de seuil attribuée pour chaque ouverture correspond à la moyenne des hauteurs relevées à partir de l'enquête pour les portes ou les fenêtres  $\overline{z_{b,s} - z_{b,r}}$ , répertoriées dans le tableau 34. Celle-ci montre également une importante variabilité sur le terrain. Cette hauteur est ajoutée à la cote sol de la rue à laquelle est connecté chaque bâtiment pour obtenir la cote du seuil. Enfin, la hauteur de l'ouverture est la hauteur moyenne mesurée sur le terrain  $\bar{h}_o$  (voir tableau 34).

TABLEAU 34 : Dimensions moyennes (+/- écart type) pour les ouvertures à partir de l'enquête terrain

	Largeur ouverture	Hauteur de seuil	Hauteur de l'ouverture	Ouvertures par unité de largeur
Notation	$\bar{L}$ ( m )	$\overline{z_{b,s} - z_{b,r}}$ ( m )	$\bar{h}_o$ ( m )	$\bar{n}_o$ ( m <sup>-1</sup> )
Fenêtre	1,10+/- 0,38	1,12+/- 0,27	1,83+/- 0,39	0,12+/- - 0,1
Porte	1,05+/- 0,26	0,19+/- 0,38	2,52+/- 0,32	0,07+/- - 0,08

### 5.2.4 Comparaison avec les données historiques

Afin d'évaluer la qualité de la modélisation construite, les résultats de modélisation de 1988 sont comparés aux données historiques. L'inondation de 1988 est un évènement pour lequel des laisses d'inondation ont été relevées, matérialisant les Plus Hautes Eaux (PHE) connues dans la ville de Nîmes. Les PHE ont été livrées par l'INRAE et sont au nombre de 53 sur la zone étudiée. On propose de comparer les résultats issus du modèle d'échanges rue-bâti (noté *RB1988*) aux PHE. Par ailleurs, on compare également les résultats produits par un modèle négligeant les échanges rue-bâti (noté *SW1988*) par rapport aux PHE. Le second objectif est de voir si les résultats produits par le nouveau modèle proposé sont plus proches des données historiques que le modèle classique.

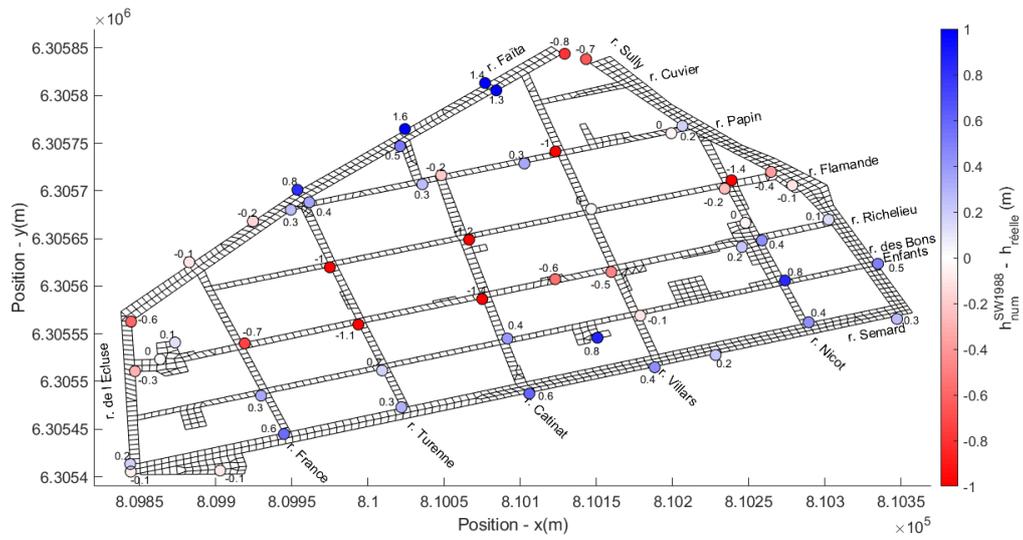
Pour chaque simulation, les PHE sont comparées aux hauteurs maximales dans la maille dont le centre de gravité est le plus proche de la position référencée de la PHE. Les différences de hauteur d'eau entre la grandeur numérique  $h_{num}$  et la PHE mesurée sur le terrain  $h_{réelle}$  sont décrites dans la figure 5.19a et la figure 5.19b pour les deux modèles. Sur les deux cartes, pour exactement 50 % des laisses, les valeurs numériques sont plus petites que les valeurs réelles, et dans les 50 % des cas restants, le modèle surestime la hauteur. C'est à l'amont du domaine, le long de la rue Faïta, que le modèle surestime le plus la hauteur d'eau. Les hauteurs d'eau sont globalement surestimées au Sud de la rue Richelieu. Elles sont sous-estimées au niveau de l'injection des hydrogrammes à l'amont des rue Faïta et Sully, ainsi que le long des rues Flamande et Richelieu.

Il est intéressant de relever que sur les 5 points d'entrées, les modèles sont soit trop au-dessus soit trop en-dessous des valeurs réelles, ce qui suggère que les hydrogrammes utilisés dans le modèle sont probablement en partie responsables des différences mesurées avec les PHE. Par ailleurs, à l'aval du quartier, les différences sont moins importantes, ce qui laisse penser que les conditions limites aval utilisées représentent mieux la réalité que les conditions limites amont.

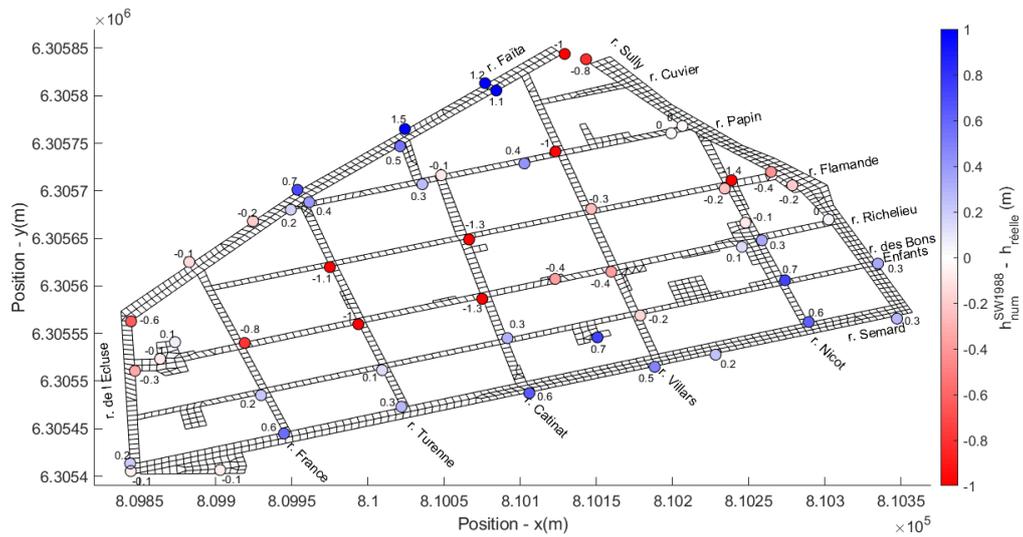
Le tableau 35 synthétise les différences des PHE pour les deux simulations. Ces différences sont comprises entre  $-1,4$  et  $1,4$  m pour le modèle *RB1988* et de  $-1,4$  et  $1,6$  m pour le modèle *SW1988*. La différence moyenne, l'écart-type et le *RMSE* sont quasiment identiques pour les deux modèles ; leurs valeurs respectives sont environ de  $-0,02$ ,  $0,06$  et  $0,09$  m. Les différences entre les deux cartes s'élèvent au plus à 20 cm. Les deux cartes sont donc globalement similaires entre les deux modèles, ce qui montre que le modèle utilisé ne permet pas d'expliquer les écarts avec les données réelles.

Les écarts constatés entre les résultats numériques et les données historiques sont significatives. Ce n'est pas gênant dans le cadre de l'application du nouveau modèle dans la mesure où l'objectif visé n'est pas ici de représenter la dynamique réelle des inondations de Nîmes (même si on cherche à rester représentatif), mais d'observer l'effet des échanges rue-bâti dans une configuration qui s'apparente à un évènement réel.

## 5.2 Présentation du cas réel et de sa modélisation



(a)



(b)

FIGURE 5.19 : Comparaison des laisses de crue avec les données numériques. (a) *SW1988*. (b) *RB1988*.

TABLEAU 35 : Statistiques issues de la comparaison  $h_{num} - h_{réelle}$  des résultats des modèles *RB1988* et *SW1988* avec les données de laisses de crue

	<i>SW1988</i>	<i>RB1988</i>
minimum	-1,63 m	-1,47 m
moyenne	-0,02 m	-0,02 m
maximum	1,43 m	1,42 m
écart-type	0,66 m	0,63 m

D'autres travaux ont cherché à comparer des résultats numériques aux données réelles. Les différences présentées ici sont du même ordre de grandeur que celles calculées par [97], ce qui montre qu'elles ne sont pas liées aux modèles utilisés dans cette thèse. L'auteur trouve que 60 % des PHE sont sous-estimées par le modèle utilisé (Rubar20) et 40 % surestimées (la zone modélisée est plus grande que celle modélisée dans ce chapitre). L'erreur maximale est de 1,6 m, l'erreur moyenne de 13 cm et l'écart type de 53 cm. À l'amont, l'auteur a des différences de moins de 30 cm en valeur absolue, tandis que dans les simulations présentées, les différences sont de plus de 70 cm. Ceci montre que les hydrogrammes fournis par l'INRAE ne correspondent pas à ceux calculés par [97] (ils proviennent d'autres simulations réalisées par l'INRAE). Il n'est donc pas pertinent de comparer les résultats numériques entre eux.

De nombreuses raisons ont été énoncées dans [97] pour expliquer les différences entre les données historiques et numériques. L'auteur mentionne notamment la forte variabilité de la hauteur d'eau dans les carrefours (voir figures 5.20a et 5.20b) et l'imprécision sur la façade où la PHE a été relevée. Par ailleurs, le code ne calcule qu'une hauteur d'eau moyenne dans la maille, ce qui ne permet pas d'accéder à un maximal local à l'intérieur de cette maille. De plus, la présence d'obstacle en travers de l'écoulement pourrait expliquer des variations locales de la hauteur d'eau issue des modèles par rapport aux données réelles (embâcles de voiture, voir figure 5.20c). Les données d'entrée qui ont été utilisées sont également probablement entachées d'une incertitude liée au modèle hydrologique. De même, les conditions limites aux sorties qui ont été appliquées influencent les résultats plus en amont. L'imprécision sur le coefficient de Strickler pourrait également expliquer des différences, tout comme la modification de la topographie locale non représentée dans le modèle (voitures garées, décrochement de façade...).

L'auteur de [97] précise que le stockage des bâtiments n'étant pas représenté, celui-ci pourrait expliquer des écarts entre les résultats numériques et les données historiques. Dans le modèle *RB1988*, le stockage à l'intérieur des bâtiments est pris en compte et ceci n'améliore pas pour autant les résultats. Cependant, l'intérieur des blocs urbains est considéré comme imperméable, or il est possible que les cours se remplissent d'eau au cours de l'évènement et explique également certaines différences (voir section 5.4.3).

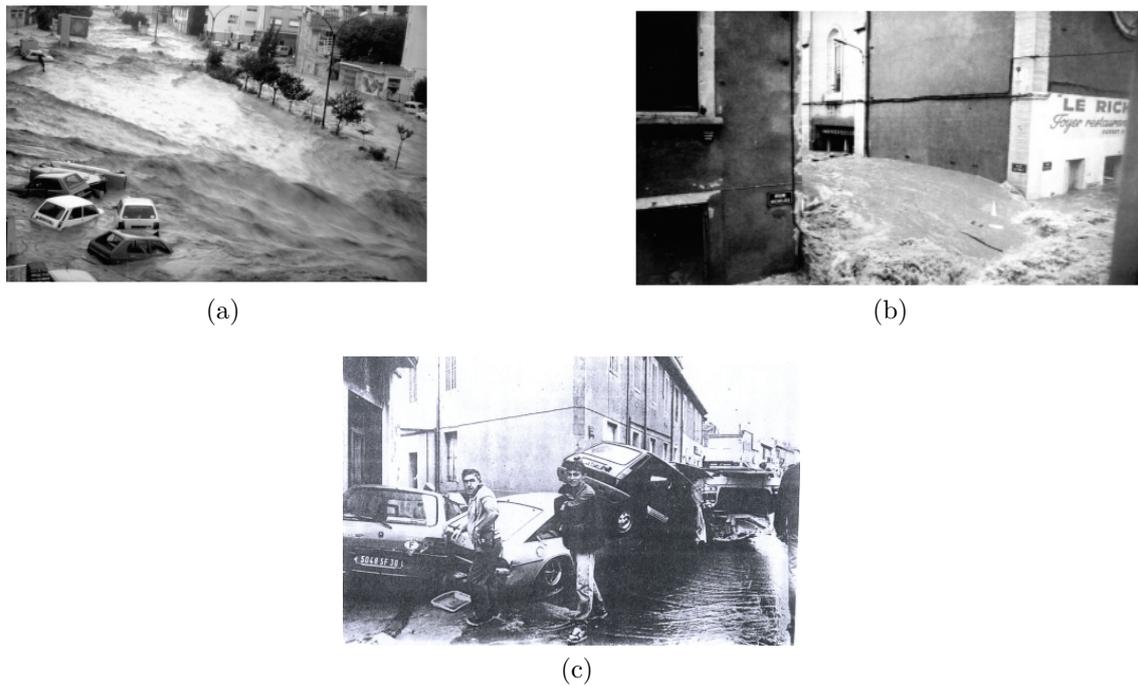


FIGURE 5.20 : Photos de l'évènement du 3 octobre 1988 dans le quartier Richelieu, d'après [97]. (a) Écoulement dans un rond-point (Source : [14]). (b) Écoulement dans une bifurcation (Source : [14]) (c) Embâcle de voitures (Source : [33] d'après [97])

## 5.3 Modélisation des bâtiments avec des ouvrants ouverts

Cette partie vise à étudier les effets des échanges rue-bâti avec des ouvrants pleinement ouverts pour maximiser les échanges. Le pas de temps de stockage des simulations vaut  $\Delta t_s = 100$  s. La durée de simulation de 1988 s'élève à 85000 s (soit une inondation d'environ 24 h), représentant environ 2 h de calcul sur un ordinateur Processeur Intel Core i5-3337U, quatre cœurs (@ 1,8GHz), 8Go pour la simulation *SW1988* et 2 h50 pour le modèle *RB1988*. Les simulations de l'inondation de 2002 sont appelées de façon analogue *SW2002* et *RB2002*.

Dans cette section, les résultats hydrodynamiques de la rue des modélisations avec des ouvrants ouverts des événements de 1988 et 2002 sont présentés. Ces résultats sont ensuite comparés à ceux produits par le modèle *shallow water* classique pour lequel les échanges rue-bâti sont négligés. Enfin, l'évolution de l'inondation à l'intérieur des bâtiments est spécialement étudiée dans la section 5.3.3.

### 5.3.1 Résultats des modélisations

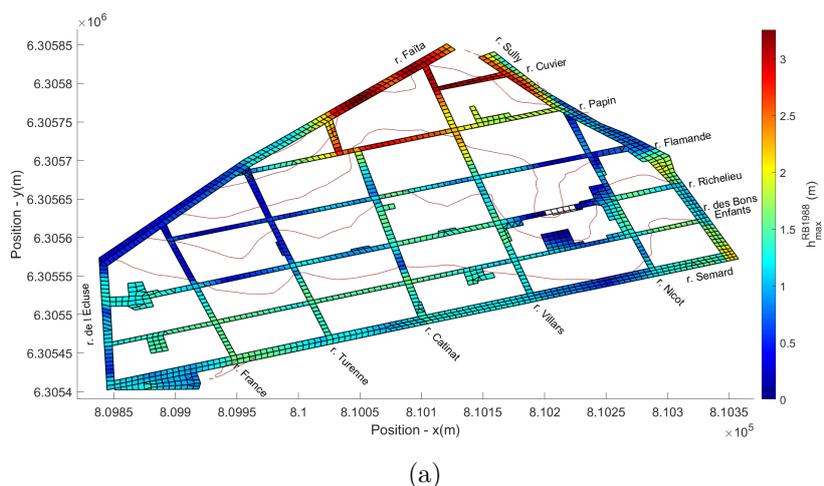
La définition de l'aléa reposant sur les hauteurs et vitesses maximales (voir chapitre ), ces deux variables de l'écoulement sont dans un premier temps caractérisées. Dans l'objectif de comprendre la répartition des écoulements dans le réseau de rues, les hydrogrammes sont analysés à l'intérieur et aux sorties du domaine.

#### 5.3.1.1 Hauteurs et vitesses maximales

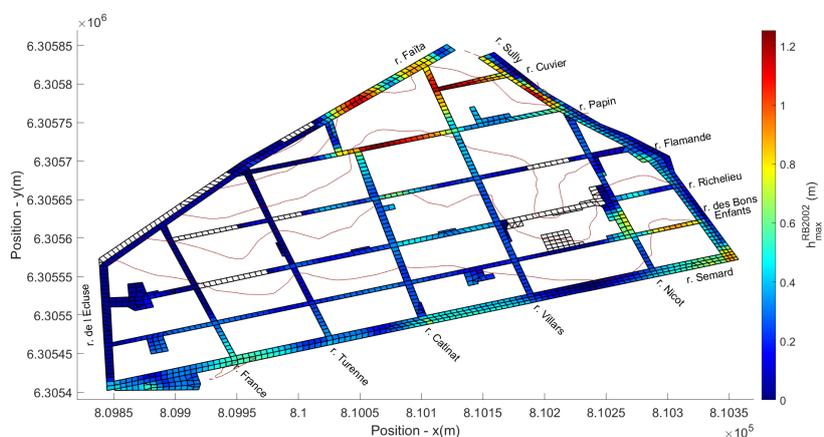
La hauteur maximale rencontrée au cours de la simulation dans la cellule  $i$  de la rue est notée :

$$h_{max,i}^A = \max_t (h_{r,i}^A) \quad (5.2)$$

où  $A$  fait référence au nom de la simulation. Par analogie,  $z_{max}^A, u_{max}^A, Q_{max}^A$  sont respectivement la cote de la surface libre, la vitesse et le débit de pointe maximaux dans la rue. Les figures 5.21a et 5.21b sont respectivement les cartes des hauteurs  $h_{max}^{RB1988}$  et  $h_{max}^{RB2002}$ . Les hauteurs maximales varient entre 0 et 3,25 m pour l'évènement de 1988 et de 0 à 1,25 m pour 2002. Les hauteurs d'eau les plus importantes (en rouge) sont localisées à l'amont du domaine, ce qui est cohérent car l'hydrogramme se propage dans une petite section d'écoulement. Les hauteurs d'eau les plus faibles (en bleu foncé) sont quant à elles localisées dans le quart Nord-Ouest du domaine et entre les rues Nicot et Villars. D'après la lecture des courbes de niveaux, il y a un point haut entre les rues Nicot et Villars. Pour la simulation *RB2002*, certaines mailles à l'intérieur de ces zones restent sèches (en blanc sur la figure 5.21b) tout au long de la simulation. Au total, il y a quasiment 10 % du domaine qui n'est pas inondé dans la simulation *RB2002*. Pour la carte de la simulation *RB1988*, on distingue qu'il n'y a pas d'eau non plus au niveau du point haut localisé le long de la rue Richelieu entre les rues Nicot et Villars. L'amont du domaine est marqué par des variations locales de la hauteur maximale allant jusqu'à 1 m, celles-ci coïncident avec des endroits où les courbes de niveaux coupent le réseau de rues. L'amont de la rue Sully est particulièrement marqué par une variation importante de la topographie. Sur le reste de la carte, des différences de plusieurs dizaines de centimètres apparaissent chaque fois que les courbes de niveaux altimétriques intersectent le maillage. La forte variation locale de la topographie occasionne donc également des variations ponctuelles de la hauteur maximale.



(a)



(b)

FIGURE 5.21 : Hauteurs maximales dans le quartier modélisé issues des simulations  $RB1988$  et  $RB2002$ . (a)  $RB1988$ . (b)  $RB2002$ . Les mailles blanches ont une hauteur d'eau maximale nulle. Les lignes rouges correspondent aux courbes de niveaux.

Les vitesses maximales  $u_{max}^{RB1988}$  et  $u_{max}^{RB2002}$  pour les deux inondations simulées sont observées sur les figures 5.22a et 5.22b. Au sens de l'aléa, une vitesse dépassant 0,5 m/s est une vitesse forte (voir section 5.3.2.2). 87 % des cellules du domaine sont concernées par des vitesses fortes en 1988 et 59 % en 2002. Les vitesses les plus importantes atteignent 7 m/s et sont localisées au milieu de la rue Sully. Pour la simulation  $RB1988$ , il existe une zone à l'aval de la rue Faïta qui concentre des vitesses de l'ordre de 5 m/s. Les résultats sont cohérents avec les données terrain (voir section 5.2.1).

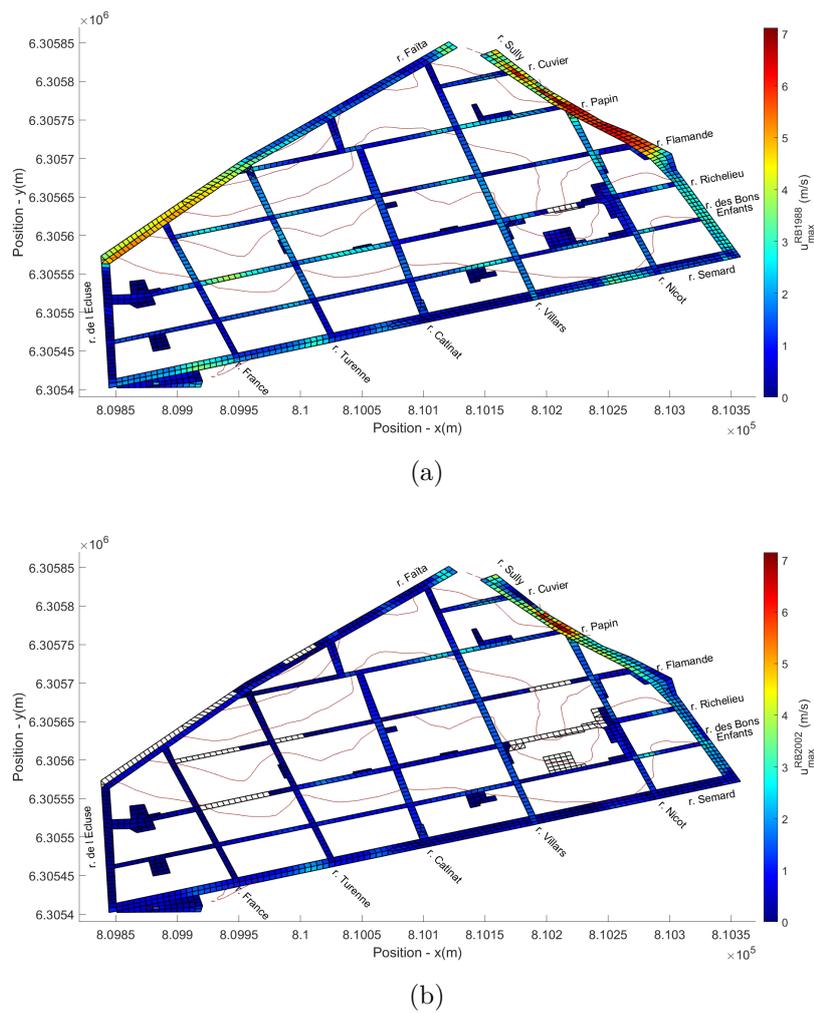


FIGURE 5.22 : Vitesses maximales dans le quartier modélisé issues des simulations *RB1988* et *RB2002*. (a) *RB1988*. (b) *RB2002*. Les mailles blanches ont une vitesse maximale nulle. Les lignes rouges correspondent aux courbes de niveaux.

### 5.3.1.2 Cartes d'aléa

La lecture de quelques PPRi montre que l'aléa est classiquement défini à partir de la hauteur et de la vitesse maximale (voir section 1.3.2). Ces deux variables de l'écoulement ayant été caractérisées, on propose de réaliser la cartographie de l'aléa de la zone d'étude pour l'inondation de 1988, crue de référence du PPRi sur le secteur d'étude. Pour calculer l'aléa inondation sur le quartier modélisé, deux aléas différents sont définis. Le premier aléa repose sur les classes définies par le PPRi de la ville de Nîmes (voir tableau 36). Toutes les hauteurs de plus de 1,5 m correspondent à un *aléa très fort*. Cette classification ne permettant pas d'observer des différences

malgré des écarts significatifs sur la vitesse, c'est pourquoi une seconde classification est testée, regroupant à la fois les paramètres de hauteurs et de vitesses maximales (voir figure 1.20b). Des vitesses de 0,5 m/s génèrent un *aléa très fort* même pour des hauteurs d'eau faibles. Pour les deux aléas proposés, une hauteur minimale de 1 mm est utilisée, seuil en deçà duquel l'aléa est dit résiduel. Ce seuil a été fixé de manière arbitraire (non précisé d'après [28]).

TABLEAU 36 : Aléa d'après le PPRi de Nîmes, d'après [28]

Hauteur	Aléa
$h < 1.10^{-3}$ m	<i>aléa résiduel</i>
$1.10^{-3}$ m $< h < 0,5$ m	<i>aléa modéré</i>
$0,5$ m $< h < 1,0$ m	<i>aléa fort</i>
$h > 1,0$ m	<i>aléa très fort</i>

Les cartes d'aléa inondation générées à partir des deux définitions de l'aléa sont présentées sur les figures 5.23a et 5.23b. De manière attendue, l'aléa est majoritairement très fort pour la simulation *RB1988* sur la figure 5.23a et les zones d'aléa modéré ou fort concernent les zones avec les plus petites hauteurs identifiées dans la section 5.3.1.1. On retrouve que les mailles sèches sont associées à un aléa résiduel. Lorsque la carte est réalisée en croisant les hauteurs et les vitesses pour l'évènement de 1988, l'aléa est très fort sur quasiment la totalité de la carte. Finalement, pour un évènement majeur tel que celui de 1988, l'aléa est très fort à l'échelle du quartier et peu importe la définition employée par les gestionnaires.

### 5.3.1.3 Régime d'écoulement

Les pentes du domaine d'étude étant fortes ( $< 1$  % dans les axes Nord-Sud), il est possible qu'au cours de la simulation se produisent des passages en régime torrentiel ( $Fr > 1$ ). Le nombre de Froude maximal rencontré au cours de la simulation  $Fr_{max}$  est cartographié sur les figures 5.24a et 5.24b pour les deux évènements simulés dans le but d'observer s'il y a des changements de régime ponctuel. Le nombre de Froude minimal vaut 1 afin de faciliter l'identification des passages en torrentiel.

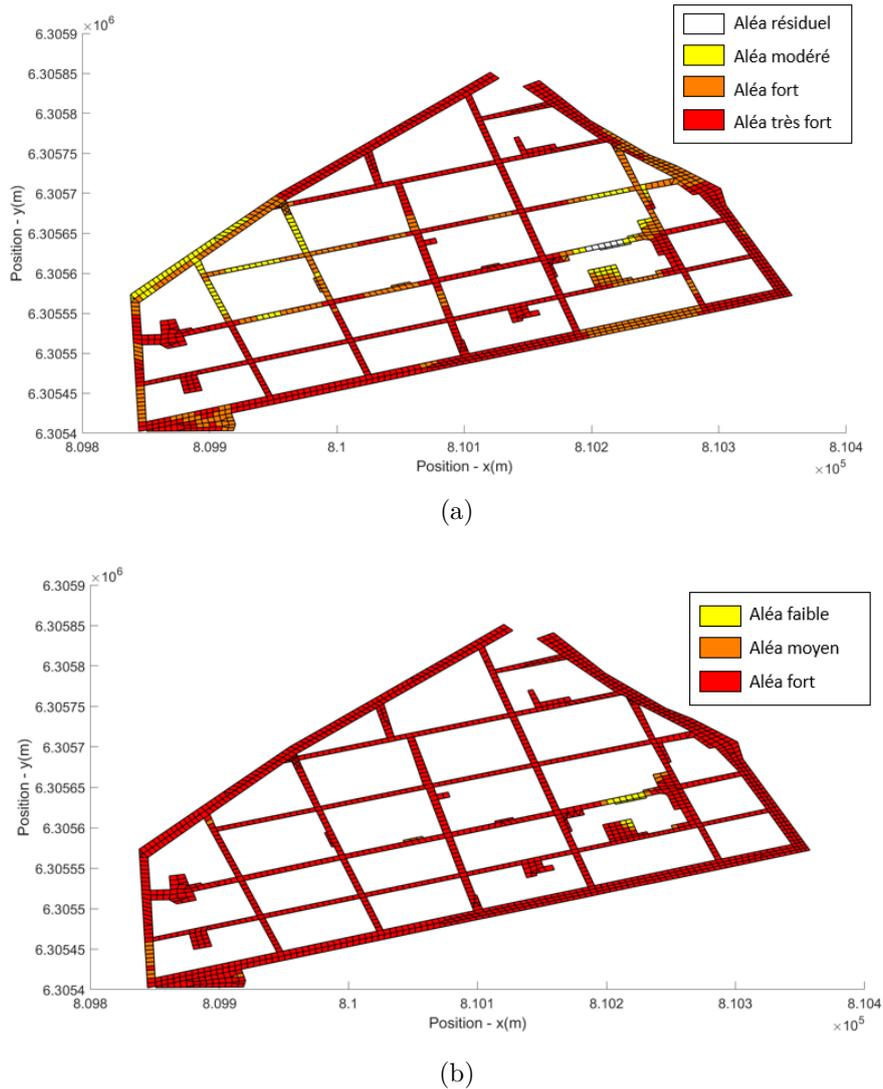
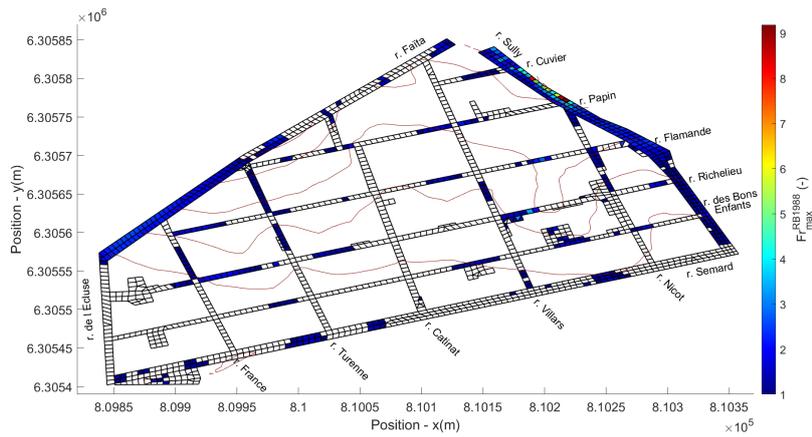
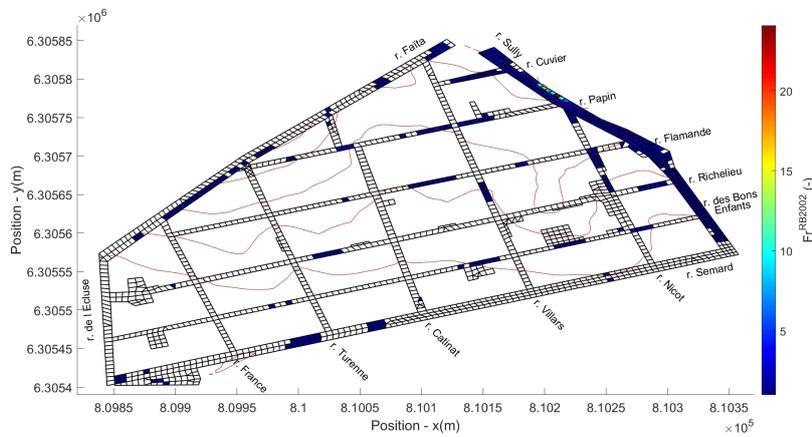


FIGURE 5.23 : Aléa inondation de la simulation *RB1988* à partir de deux définitions des classes d'aléa. (a) A partir de la hauteur maximale (voir tableau 36). (b) A partir de la hauteur et de la vitesse maximale (voir figure 1.20b).

Pour les deux évènements simulés, l'écoulement est ponctuellement torrentiel dans la rue Sully et à l'aval de la rue Faïta. Il y a également du régime torrentiel à l'amont des rues Nicot, Turenne et France. Dans le reste du domaine, on trouve localement des passages en torrentiel. Les rues Catinat et Villars qui sont marquées par une pente moyenne importante sont globalement en régime fluvial, contrairement aux observations faites par [97]. Puisqu'il n'y a pas non plus de torrentiel dans ces rues à partir du modèle *shallow water* sans tenir compte des échanges rue-bâti (voir figure C.6 en annexe C.4), ceci montre que le régime d'écoulement dépend du modèle hydraulique utilisé pour calculer les écoulements dans la rue.



(a)



(b)

FIGURE 5.24 : Nombre de Froude maximal rencontré au cours des simulations *RB1988* et *RB2002*. (a) *RB1988*. (b) *RB2002*. Tous les cellules dont le nombre de Froude est inférieur à 1 sont en blanc. Les cartes avec la légende élargie jusqu'à  $Fr = 0$  est visible sur la figure C.5 en annexe C.4). Les lignes rouges représentent les courbes de niveaux.

### 5.3.1.4 Répartition des écoulements

Pour les deux inondations modélisées, on souhaite caractériser la répartition des écoulements dans les rues Nord-Sud, dans les rues Est-Ouest et dans les sorties. Pour cela, le débit a été stocké par le code entre chaque intersection du domaine, en plus des débits aux entrées et aux sorties. L'évolution des débits aux points  $P1$  à  $P5$  permet de suivre les hydrogrammes injectés en entrée. Les points  $P6$  à  $P16$  regroupent les débits à chaque sortie. Les points  $P7$  à  $P73$  sont les débits mesurés entre chaque intersection. Une carte en annexe C.2 reprend la localisation des points de débit le long des rues avec les noms des rues pour faciliter la compréhension. L'aire sous la courbe de débit caractérise le volume total qui passe.

Les hydrogrammes sont injectés à l'amont de la rue Sully et le long de la rue Faïta. La figure 5.25 décrit les hydrogrammes des rues orientées Nord-Sud. Dans l'ordre décroissant, les débits et les volumes des rues Sully ( $P5$ ), Nicot ( $P22$ ), Villars ( $P17$ ) et Catinat ( $P42$ ) sont les plus importants parmi ceux qui traversent les rues Nord-Sud. C'est un résultat cohérent avec les observations qui découlent de l'influence de la topographie sur les hauteurs maximales réalisées dans la section 5.3.1.1. La rue Sully ( $P5$ ) est largement la plus empruntée par l'écoulement pour les deux évènements et reçoit 57 % du volume total de l'inondation dans la simulation de 1988 et 77 % pour 2002. L'ordre des rues varie ensuite avec l'évènement simulé. Dans la simulation *RB2002*, les autres rues Nord-Sud transfèrent des débits faibles par rapport au reste du domaine (pic de débit  $< 1 \text{ m}^3/\text{s}$  contre au minimum  $4 \text{ m}^3/\text{s}$  dans les autres rues).

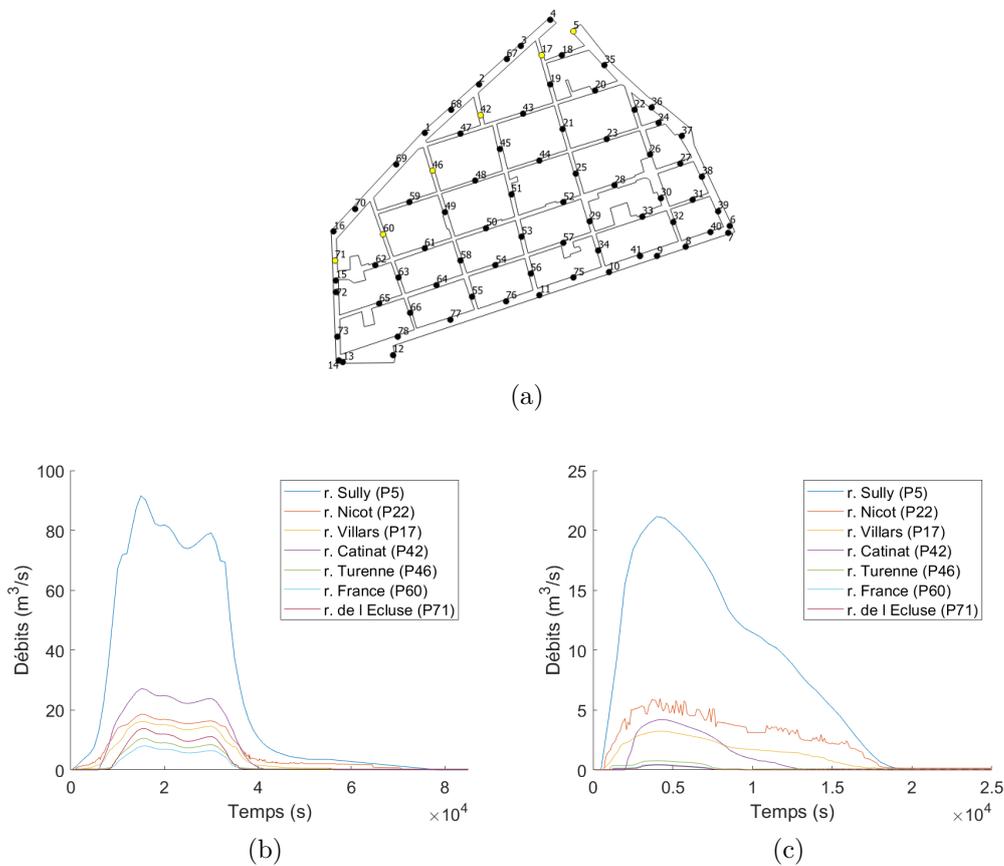


FIGURE 5.25 : Débits dans les rues Nord-Sud des simulations *RB1988* et *RB2002*. (a) Localisation des débits observés. (b) *RB1988*. (c) *RB2002*.

Sur la figure 5.26 sont exposés les hydrogrammes le long de la rue Sully. L'aire sous la courbe  $P39$  représente environ la moitié de celui sous la courbe  $P5$ , ce qui signifie qu'environ la moitié du volume de la rue Sully descend jusqu'à la rue Semard. Le reste se répartit principalement entre les rues Cuvier ( $P18$ ), dont l'intégralité du débit rejoint ensuite la rue Villars), Papin et Nicot. Les autres rues Est-Ouest sont très peu alimentées par la rue Sully à cause de la topographie qui augmente entre les rues Nicot et Villars (voir section 5.3.1.1).

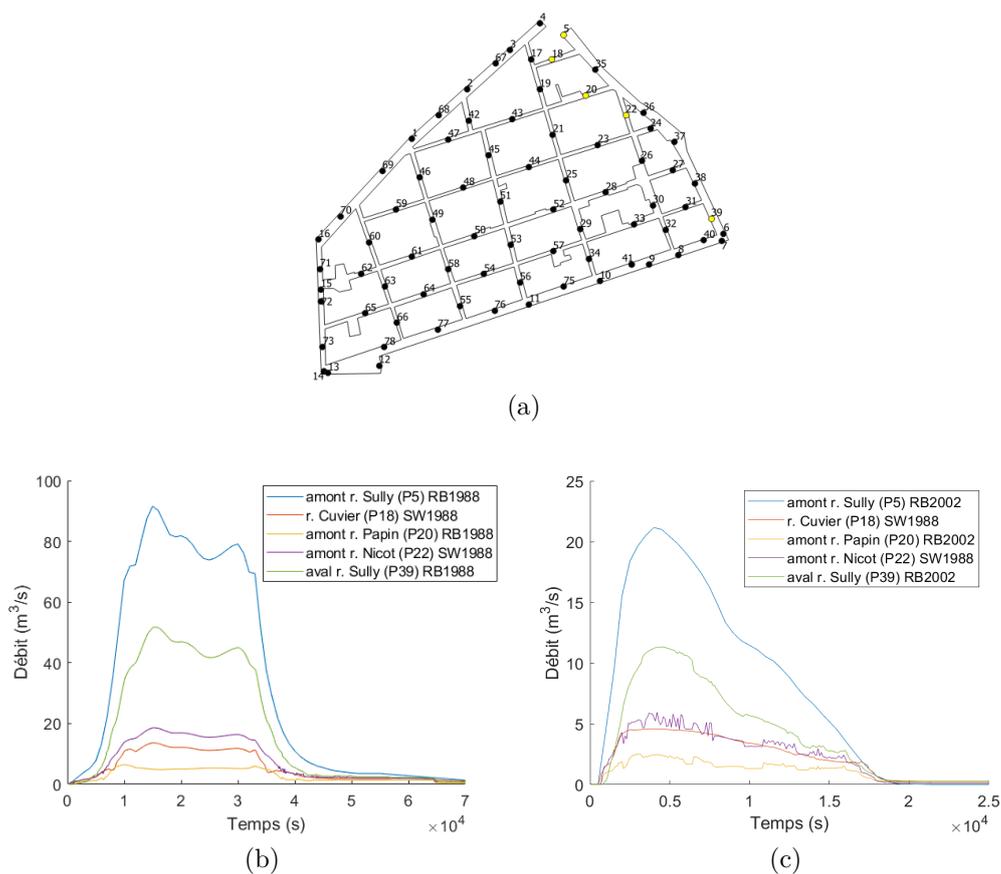


FIGURE 5.26 : Débits sortants de la rue Sully des simulations  $RB1988$  et  $RB2002$ .  
(a) Localisation des débits observés. (b)  $RB1988$ . (c)  $RB2002$ .

La figure 5.27 décrit l'évolution des débits dans les rues Est-Ouest. Pour la simulation  $RB2002$ , les rues Richelieu ( $P50$ ) et des Bons Enfants ( $P54$ ) sont les principaux axes d'écoulement de l'Est vers l'Ouest du domaine (en dehors de la rue Faïta qui reçoit les hydrogrammes). Les autres rues sont très peu utilisées (débits de pointe  $\leq 0,1 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Dans la simulation  $RB1988$ , les débits qui transitent dans les rues Est-Ouest sont du même ordre de grandeur que ceux des rues Nord-Sud Turenne ( $P46$ ), France ( $P60$ ) et de l'Écluse ( $P71$ ) ( $< 10 \text{ m}^3/\text{s}$  d'après les figures 5.27b et 5.25b). La rue Richelieu ( $P50$ ) véhicule le plus grand volume d'eau de l'Est vers l'Ouest du domaine. La rue Flamande ( $P48$ ) est quant à elle la rue la moins empruntée.

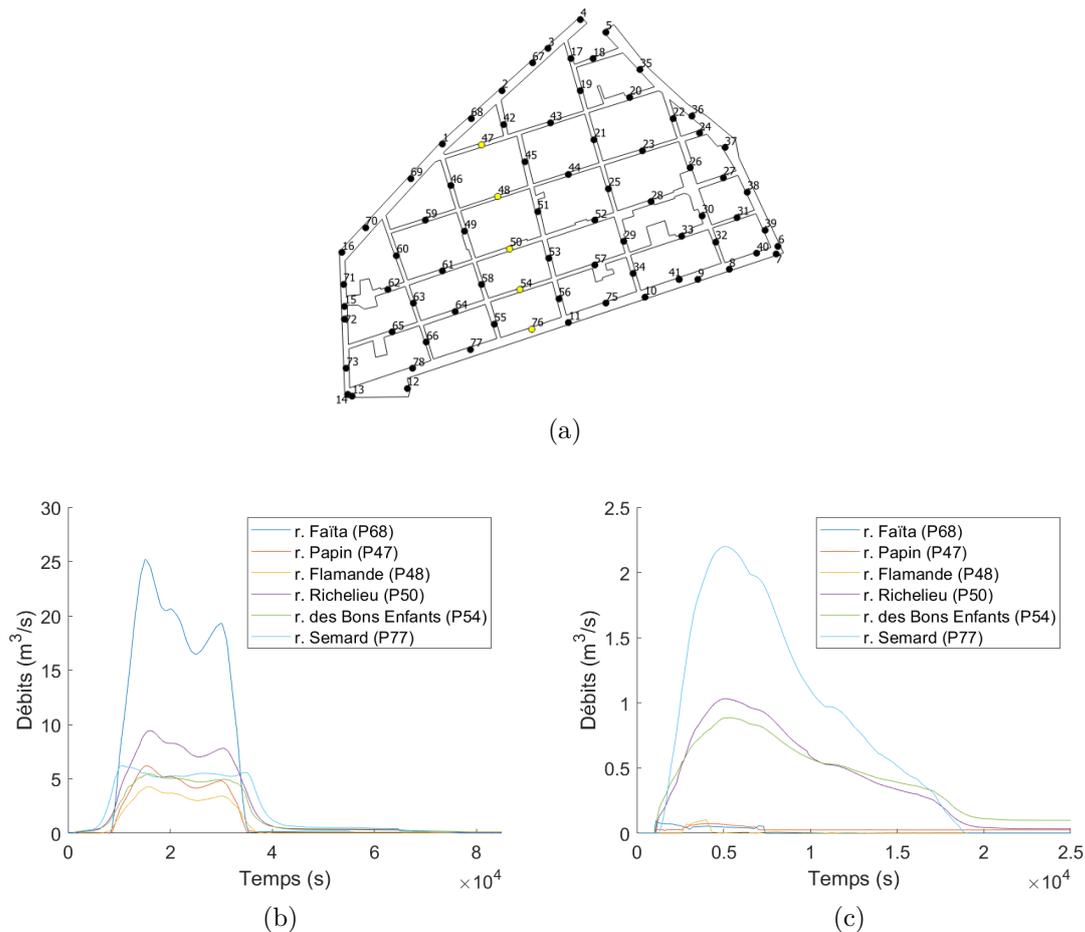


FIGURE 5.27 : Débits dans les rues Est-Ouest des simulations *RB1988* et *RB2002*. (a) Localisation des débits observés. (b) *RB1988*. (c) *RB2002*.

On s'intéresse aux sources d'alimentation des rues Est-Ouest dans la simulation *RB1988*. Dans la rue Flamande dont les hydrogrammes sont disponibles sur la figure 5.28, c'est la courbe *P44* à la suite de la bifurcation avec la rue Villars qui présente les débits les plus importants, suivie de la courbe *P48* après la bifurcation avec la rue Catinat. L'alimentation en eau de la rue Flamande provient donc essentiellement de la rue Villars et de la rue Catinat. La rue Richelieu est principalement alimentée par la rue Catinat (*P50*), suivie des rues Turenne (*P61*) et France (*P62*) (voir figure 5.29). La rue des Bons enfants est quant à elle majoritairement irriguée par la rue Turenne (*P64*), puis des rues France (*P65*) et Villars (*P57*) (voir figure 5.30). Finalement, plus la rue Est-Ouest est au Sud, plus la rue responsable de la plus grande partie du débit qui l'alimente est positionnée à l'Ouest du domaine.

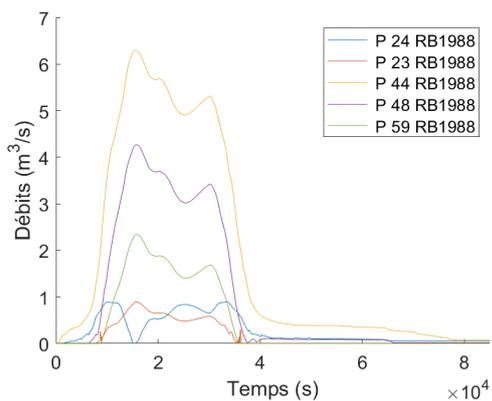
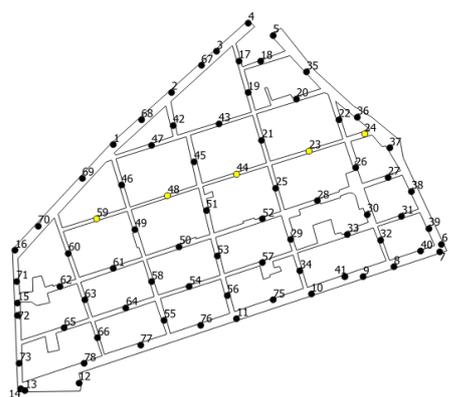


FIGURE 5.28 : Débits le long de la rue Flamande dans la simulation *RB1988*

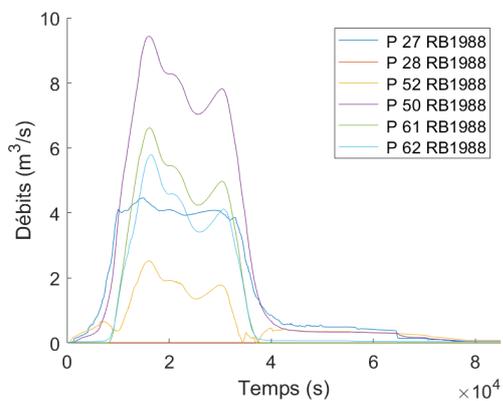
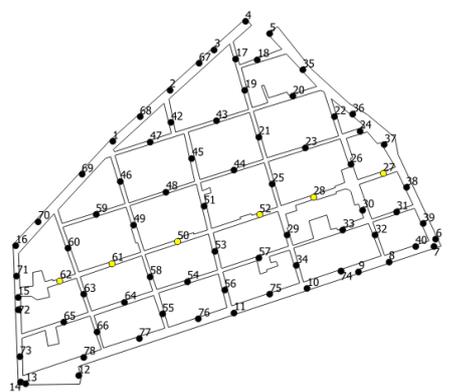


FIGURE 5.29 : Débits le long de la rue Richelieu dans la simulation *RB1988*

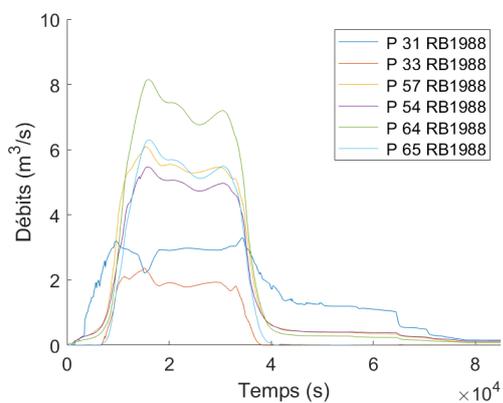
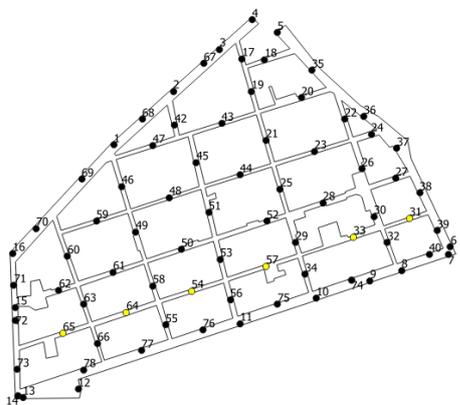


FIGURE 5.30 : Débits le long de la rue des Bons Enfants dans la simulation *RB1988*

Dans la rue Papin dont les débits sont tracés en figure 5.31, la dynamique est un peu plus complexe. Une partie de l'écoulement est reçue de la rue Sully ( $P20$ ). On remarque qu'il y a environ la moitié du volume qui a disparu après la bifurcation avec la rue Villars ( $P43$ ). Les courbes de débit  $P43$  et  $P47$  n'ont pas la même allure et il existe une période au cours de laquelle un débit transite en  $P43$  qu'on ne retrouve pas en  $P47$  après la bifurcation avec la rue Catinat. Il semble que l'écoulement issu de l'amont de la rue Papin se divise principalement entre les rues Villars et Catinat. L'aval de la rue Papin est donc alimenté par l'amont de la rue Catinat (en  $P42$ ). Le sens de l'écoulement est bien de l'Est vers l'Ouest sur l'ensemble de la rue.

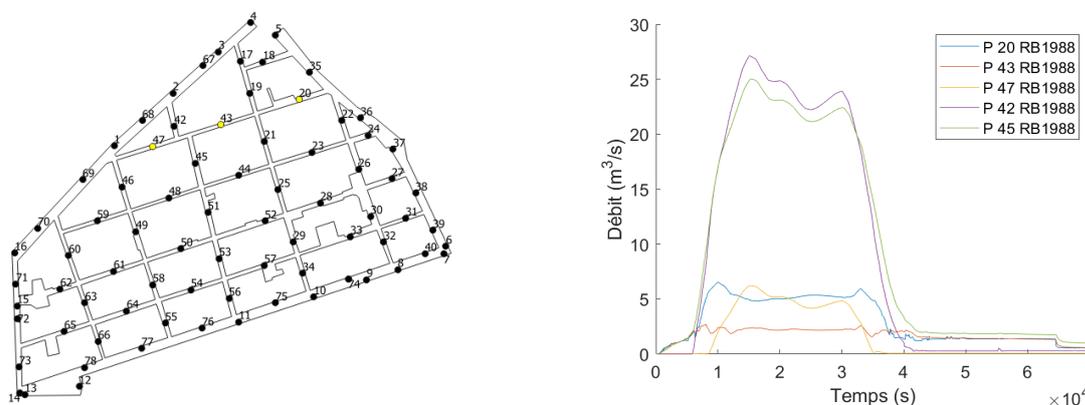


FIGURE 5.31 : Débits le long de la rue Papin dans la simulation *RB1988*

Les débits au niveau des sorties  $P6$  à  $P16$  sont présentés dans la figure 5.32. Des débits négatifs témoignent que l'eau sort du modèle. On remarque que les débits sont tantôt positifs, tantôt négatifs aux points  $P6$ ,  $P10$  et  $P14$  (voir figure 5.32), signifiant une entrée d'eau du fait d'un mauvais dimensionnement de la condition limite aval (la cote imposée à l'aval est supérieure à la cote sol dès le début de l'évènement). Ces entrées s'expliquent vraisemblablement car la topographie utilisée par l'INRAE est différente de celle employée dans ce chapitre, induisant un débit entrant du fait d'une hauteur imposée dépassant la cote altimétrique du modèle (l'INRAE disposent de 200 profils topographiques sur la zone étendue sur laquelle la modélisation est réalisée, voir [97]). Ces entrées ne sont pas jugées gênantes pour la présente étude puisqu'elles se produisent au début et à la fin de l'évènement et que l'objectif est de comparer des modèles et non de représenter avec justesse un évènement réel.

La sortie  $P7$  est la plus utilisée pour les deux évènements. Ceci est cohérent vu les importants volumes qui passent dans la rue Sully. Les sorties  $P6$ ,  $P14$ ,  $P15$  et  $P16$  sont les moins utilisées. Les débits sortants au Sud du domaine sont donc prépondérants devant ceux qui sortent par l'Est et l'Ouest. L'ordre des autres sorties est ensuite propre à l'inondation simulée.

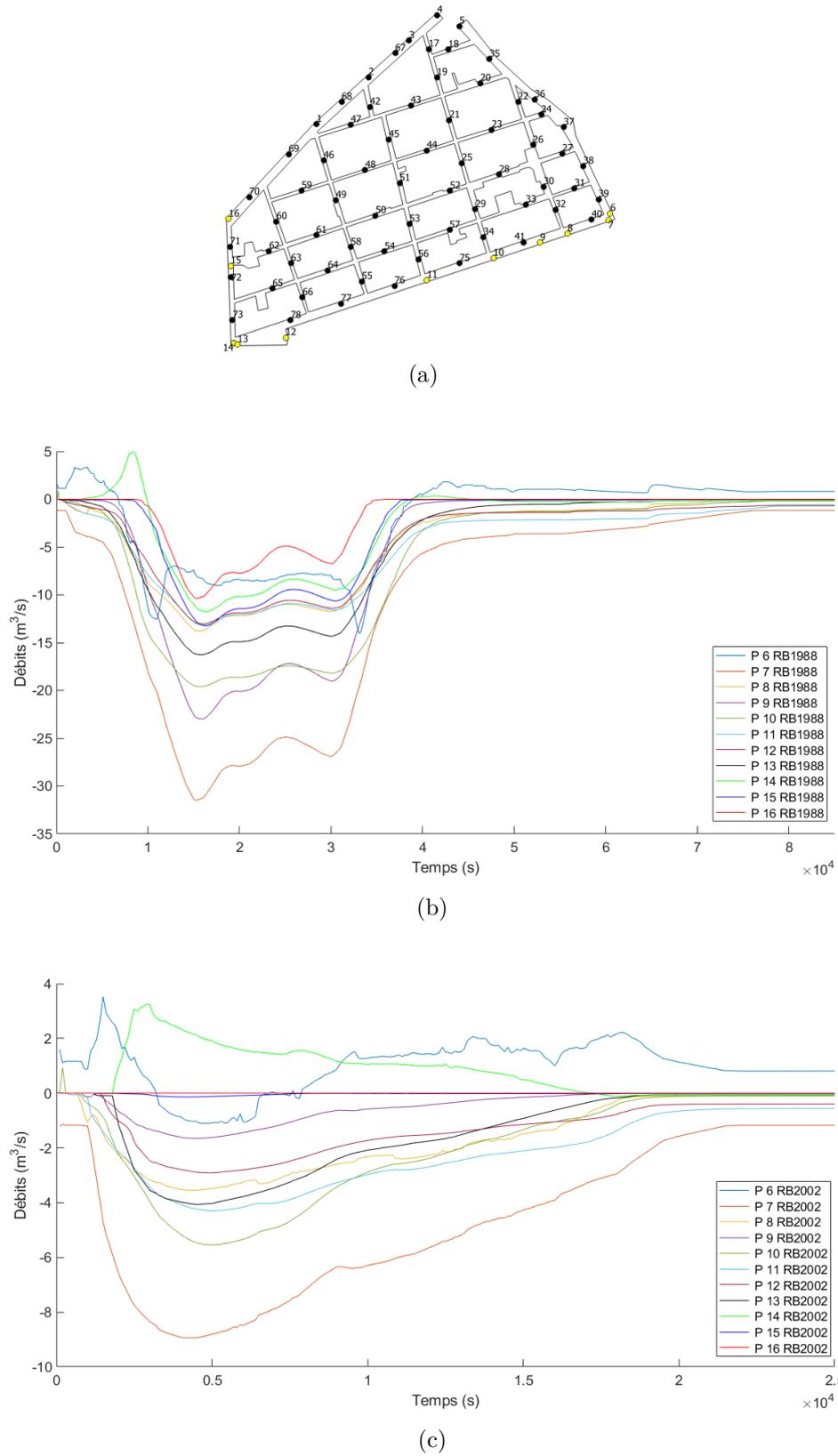


FIGURE 5.32 : Débits sortants du domaine pour les simulations *RB1988* et *RB2002*. (a) Localisation des débits observés. (b) *RB1988*. (c) *RB2002*.

Les résultats des modélisations des inondations de 1988 et 2002 sont conformes avec les informations connues de ces événements. La dynamique de l'écoulement est semblable pour les deux simulations. L'inondation de 1988 est un événement majeur en terme d'aléa. Les hauteurs sont plus faibles en 2002 et 10 % du domaine reste sec tout au long de l'évènement, mais les vitesses de l'écoulement sont rapides du point de vue de l'aléa ( $> 0,5$  m/s).

### 5.3.2 Effet de la prise en compte des bâtiments avec des ouvrants ouverts

Cette partie cherche à caractériser l'effet de la prise en compte des échanges rue-bâti en comparant les résultats produits par le nouveau modèle et ceux générés par un modèle classique dans lequel les bâtiments sont imperméables (*shallow water*). D'après le chapitre 4, les échanges rue-bâti sont susceptibles de réduire les hauteurs maximales et les débits de pointe, d'augmenter la vitesse maximale et de décaler la date de la mise en eau, la date de la hauteur maximale et du pic de débit. Ces paramètres sont comparés en priorité.

On définit les paramètres suivants pour toutes les  $i$  cellules du maillage afin d'analyser les différences entre les résultats du modèle d'échange rue-bâti et *shallow water* :

$$\Delta h_{max} = h_{max,i}^{RB} - h_{max,i}^{SW} \quad (5.3)$$

$$\Delta u_{max} = u_{max,i}^{RB} - u_{max,i}^{SW} \quad (5.4)$$

$$e_{Qmax} = \frac{Q_{max}^{RB} - Q_{max}^{SW}}{Q_{max}^{SW}} \quad (5.5)$$

$$\Delta t_{inond} = t_{inond,i}^{RB} - t_{inond,i}^{SW} \quad (5.6)$$

$$\Delta t_{hmax} = t_{hmax,i}^{RB} - t_{hmax,i}^{SW} \quad (5.7)$$

$$\Delta t_{Qmax} = t_{Qmax,j}^{RB} - t_{Qmax,j}^{SW} \quad (5.8)$$

où  $t_{inond,i}$  correspond à la date de la mise en eau de la cellule  $i$  ( $h > 0$  m),  $t_{hmax,i}$  est la date à laquelle la hauteur maximale se produit dans la cellule  $i$  et  $t_{Qmax,j}$  est la date du pic de débit au point d'observation  $j$ . Les dates qui sont calculées correspondent au premier pas de temps de la simulation à partir duquel la valeur seuil ( $> 0$  ou le maximum selon la variable étudiée) est atteinte. Enfin, pour voir si les bâtiments modifient significativement la dynamique de l'inondation, le volume qui transite dans chaque rue est qualifié à partir des hydrogrammes.

### 5.3.2.1 Comparaison des variables de l'écoulement

Les figures 5.33a, 5.33b et 5.33c comparent respectivement les hauteurs, les vitesses maximales et les débits de pointe entre les modèles avec et sans échanges rue-bâti pour l'inondation de 1988. De même, les figures 5.34a, 5.34b et 5.34c sont les mêmes cartes pour 2002. Les valeurs extrêmes rencontrées sur chacune des cartes sont synthétisées dans le tableau 37. Sur toutes ces cartes, il existe des valeurs positives et négatives, synonyme que l'intégration des bâtiments augmente et diminue les variables de l'écoulement observées. La prise en compte des échanges rue-bâti induit des modifications significatives au moins localement sur les hauteurs maximales atteignant jusqu'à 0,54 m pour 1988 et 0,21 m en 2002 en valeur absolue, sur les vitesses maximales jusqu'à 1,23 m/s en 1988 et 2,58 m/s en 2002 en valeur absolue, ainsi que sur les débits de pointe avec des écarts de 40 % en valeur absolue pour les deux simulations. L'écart relatif maximal du débit de pointe pour 2002 vaut une valeur très importante (voir figure 5.34c) car celle-ci est positionnée au niveau d'une zone où le niveau d'eau est très faible (voir milieu de la rue Faïta en figure 5.21b). Les deux autres écarts relatifs les plus importants sur la figure 5.34c sont disposés au niveau des sorties *P6* et *P14* qui sont mal dimensionnées (voir section 5.3.1.4). Ces écarts ne sont pas représentatifs des effets des échanges rue-bâti sur les débits de pointe. En s'intéressant aux autres valeurs, l'écart relatif maximal vaut alors 23 %, ce qui reste significatif.

TABLEAU 37 : Comparaison des valeurs extrêmes des hauteurs, vitesses maximales et débit de pointe entre les simulations avec et sans bâtiments *RB1988/SW1988* et *RB2002/SW2002*

	$\Delta h_{max}$	$\Delta u_{max}$	$e_{Qmax}$
1988	$[-0,54; 0,43]$ m	$[-1,18; 1,23]$ m/s	$[-42; 37]$ %
2002	$[-0,21; 0,13]$ m	$[-2,58; 0,92]$ m/s	$[-40; > 60784]$ %

Le fait que la prise en compte des échanges rue-bâti modifie les hauteurs maximales suggère que ceux-ci modifient la répartition des écoulements. Pour observer ces modifications, il est nécessaire d'analyser de manière conjointe les variables de l'écoulement. L'interprétation des maximums permettant seulement d'observer des tendances cohérentes mais ne remplace pas une analyse détaillée des variables au cours du temps, c'est pourquoi des hydrogrammes spécifiques sont analysés en complément par la suite. Les modifications étant propres à chaque événement, les variables de l'écoulement sont d'abord interprétées pour l'inondation de 1988, puis pour 2002. Une carte en annexe C.2 reprend la localisation de tous les points de débit le long des rues pour faciliter la compréhension des parties qui suivent.

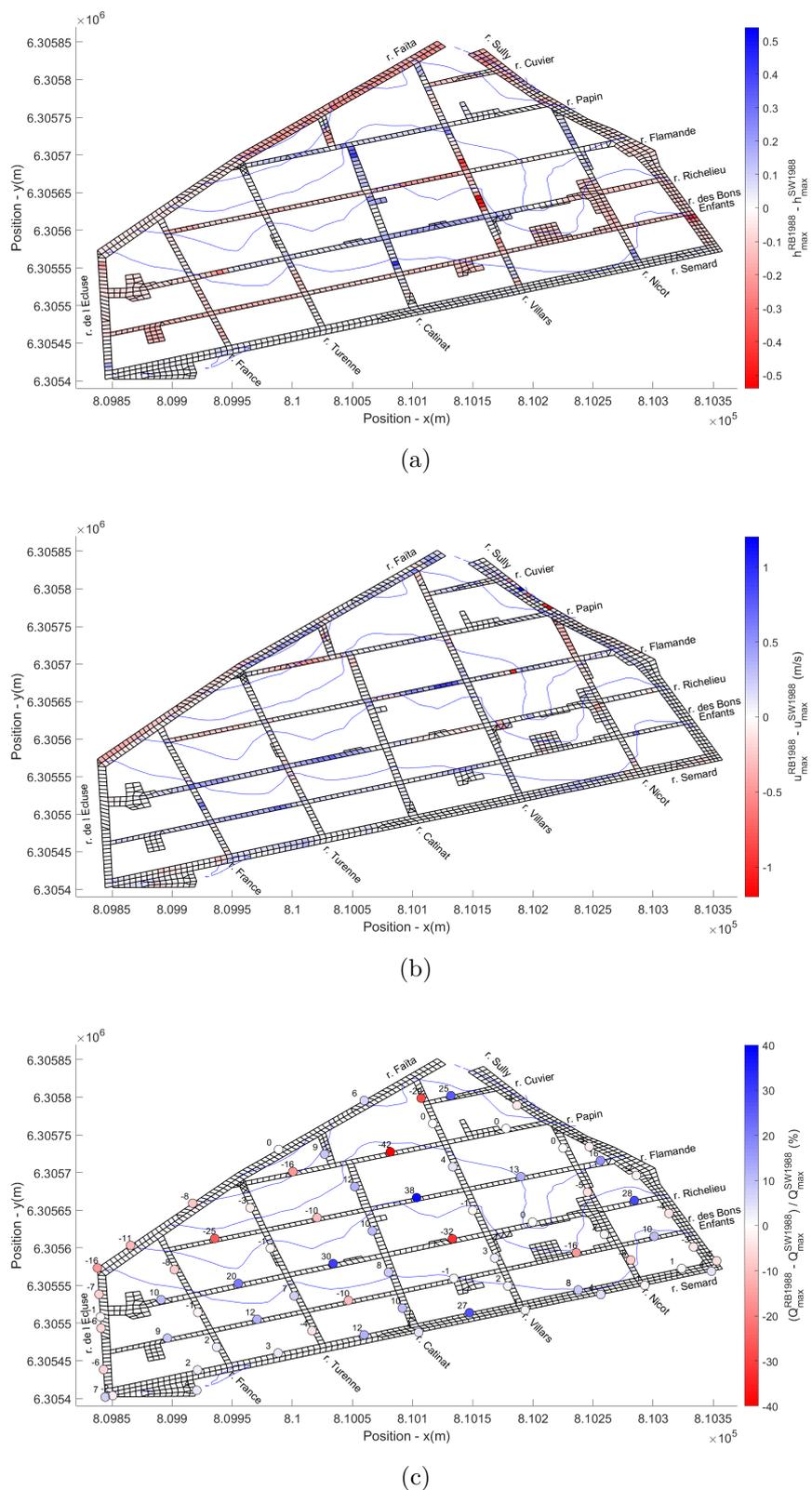


FIGURE 5.33 : Comparaison des hauteurs, vitesses et débits maximaux entre les simulations *RB1988* et *SW1988*. (a) Différence des hauteurs maximales. (b) Différences de vitesses maximales. (c) Écart relatif du débit de pointe de la simulation *RB1988* par rapport à *SW1988*. Les lignes bleues sont les courbes de niveaux.

### 5.3 Modélisation des bâtiments avec des ouvrants ouverts

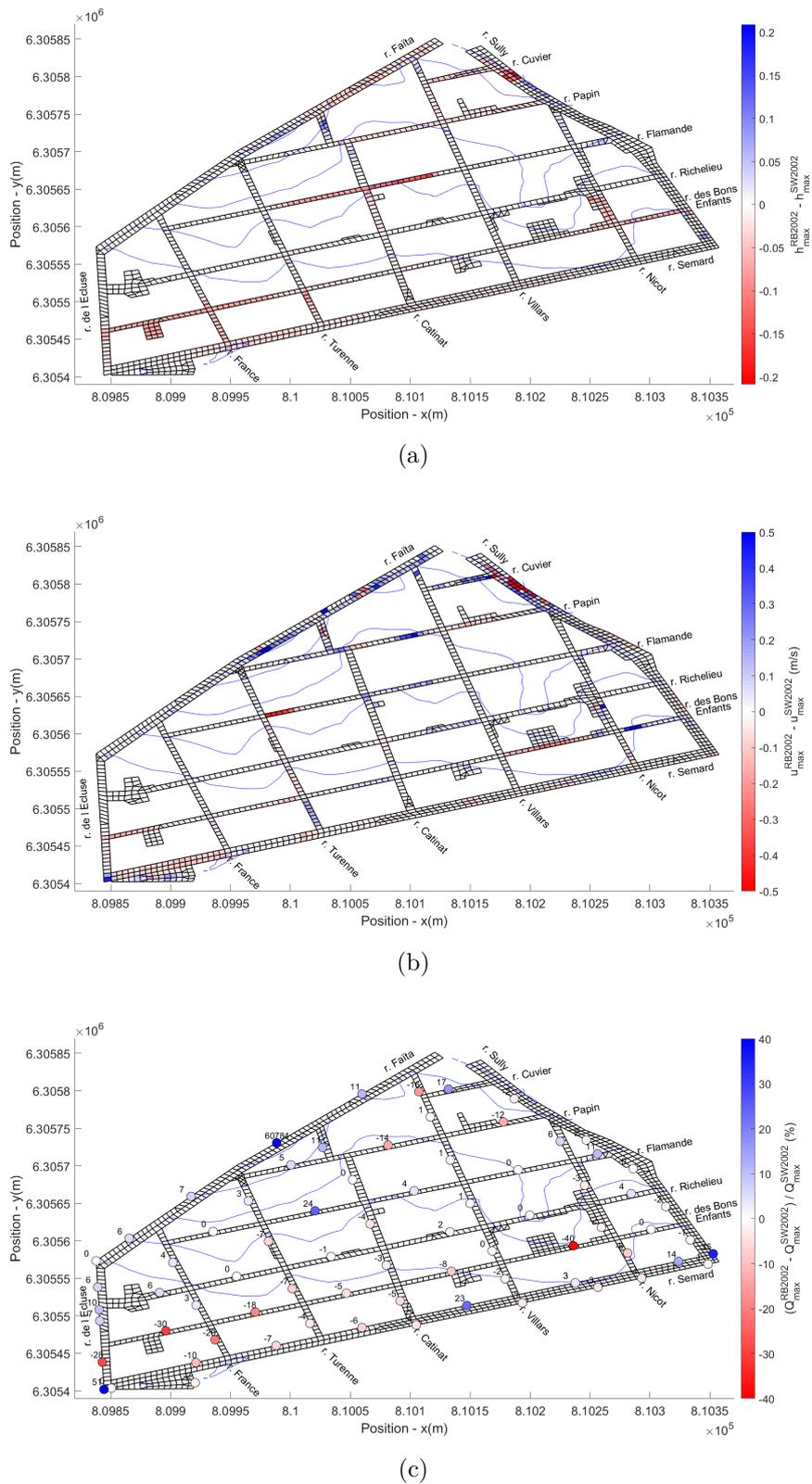


FIGURE 5.34 : Comparaison des hauteurs, vitesses et débits maximaux entre les simulations *RB2002* et *SW2002*. (a) Différence des hauteurs maximales. (b) Différences de vitesses maximales. (c) Écart relatif du débit de pointe de la simulation *RB2002* par rapport à *SW2002*. Les lignes bleues sont les courbes de niveaux.

### 5.3.2.1.1 Interprétation des différences des variables de l'écoulement pour l'inondation de 1988

#### 5.3.2.1.1.1 Rues Sully et Faïta

En commençant par l'amont, les rues Faïta et Sully sont les deux rues dans lesquelles les hydrogrammes sont introduits. Ces deux rues sont marquées par une diminution de la hauteur maximale qui diminue vers l'aval (figure 5.33a). La figure 5.35 présente les hydrogrammes le long de la rue Sully. Les courbes de débit en trait plein sont toutes supérieures à celles représentées par des pointillés, montrant que le volume (l'aire sous la courbe) qui passe dans la rue Sully est plus faible lorsque les bâtiments sont modélisés. En revanche, le débit qui quitte la rue Sully vers la rue Cuvier augmente (voir figure 5.35c). La diminution de la hauteur maximale à l'amont de la rue Sully pourrait donc s'expliquer par la modification de la répartition des écoulements au niveau de la bifurcation avec la rue Cuvier. On note à l'amont de la rue Sully des différences marquées de la vitesse maximale entre les deux modèles du fait de la variation locale importante de la topographie (voir section 5.3.1.1).

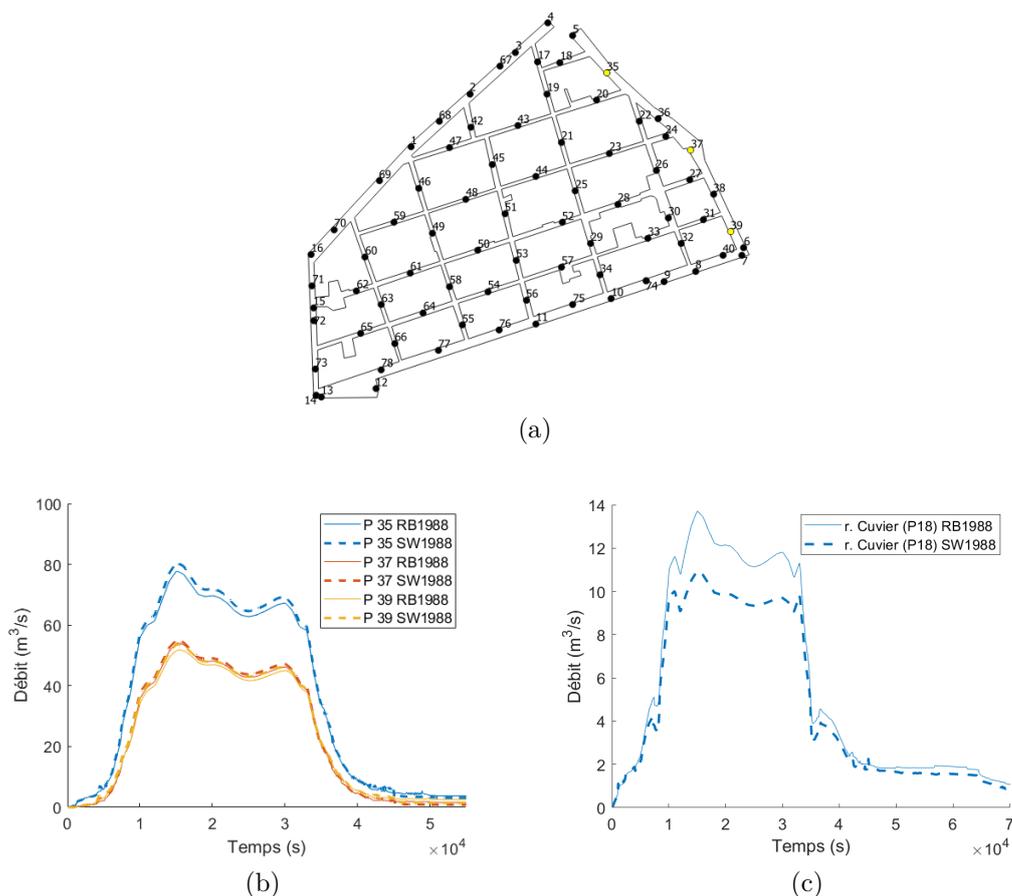


FIGURE 5.35 : Hydrogrammes le long de la rue Sully des simulations *RB1988* et *SW1988*. (a) Localisation des débits observés. (b) Débits de long de la rue Sully (du Nord au Sud). (c) Débits dans la rue Cuvier.

Les hydrogrammes le long de la rue Faïta sont visibles sur la figure 5.36a. Les débits de la courbe  $P17$  qui alimente la rue Villars diminuent en passant du modèle  $SW1988$  à  $RB1988$ , tandis qu'il augmente en direction de l'aval de la rue Faïta en  $P67$ . L'augmentation du débit en  $P67$  ne se retrouve pas plus en aval de la rue Faïta en  $P68$  (voir figure 5.36a), ni à l'amont de la rue Turenne en  $P46$ , mais dans la rue Catinat en  $P42$  (voir figure 5.36b). Ceci montre que les débits qui passent en  $P68$  sont uniquement causés par l'injection de l'hydrogramme en  $P2$  et que le volume supplémentaire qui n'a pas rejoint la rue Villars par rapport à la simulation  $SW1988$  se retrouve finalement dans la rue Catinat. Cet exemple illustre que la représentation des échanges rue-bâti modifie la répartition des écoulements.

Plus en aval de la rue Faïta, le volume qui transite en  $P69$  et  $P70$  est plus faible dans la simulation  $RB1988$  (voir figure 5.36a). Cette diminution se retrouve au niveau de la sortie  $P16$  (figure 5.41d). Il y a donc une diminution du volume à l'aval de la rue Faïta cohérente avec la diminution de la hauteur maximale (voir figure 5.33a) et de la vitesse maximale (voir figure 5.33b) à cet endroit.

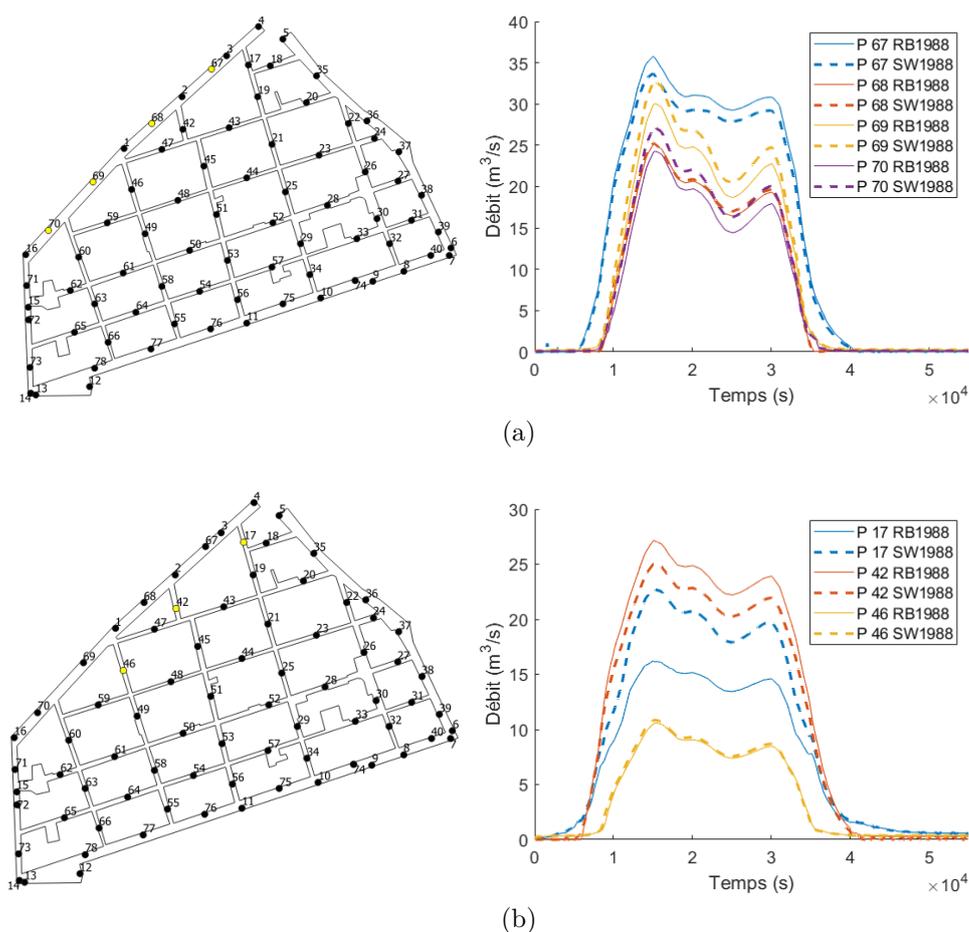


FIGURE 5.36 : Hydrogrammes rue Faïta des simulations  $RB1988$  et  $SW1988$ . (a) Le long de la rue Faïta (d'Est en Ouest). (b) Sortants de la rue Faïta.

### 5.3.2.1.1.2 Rues Nord-Sud

On trouve le long de la rue Villars les réductions de hauteur les plus importantes et dans la rue Catinat les augmentations de la hauteur maximale les plus prononcées entre les simulations *RB1988* et *SW1988*. Dans la rue Catinat, la hauteur maximale (figure 5.33a) et les débits de pointe (figure 5.33c) augmentent conjointement depuis la connexion avec la rue Faïta, ce qui est cohérent avec l'augmentation du volume entrant à l'amont déduite des hydrogrammes (figure 5.37). La rue Villars a principalement une hauteur maximale qui diminue (figure 5.33a), tandis que les vitesses maximales augmentent (figure 5.33b) et les débits de pointe sont conservés (figure 5.33c). La diminution de la hauteur maximale s'explique par le déficit important de volume à l'amont de la rue (figure 5.37). Dans les autres rues Nord-Sud, les volumes diminuent légèrement à l'amont des rues France et de l'Écluse, en cohérence avec la diminution du volume à l'Ouest de la rue Faïta observée dans la section 5.3.2.1.1.1.

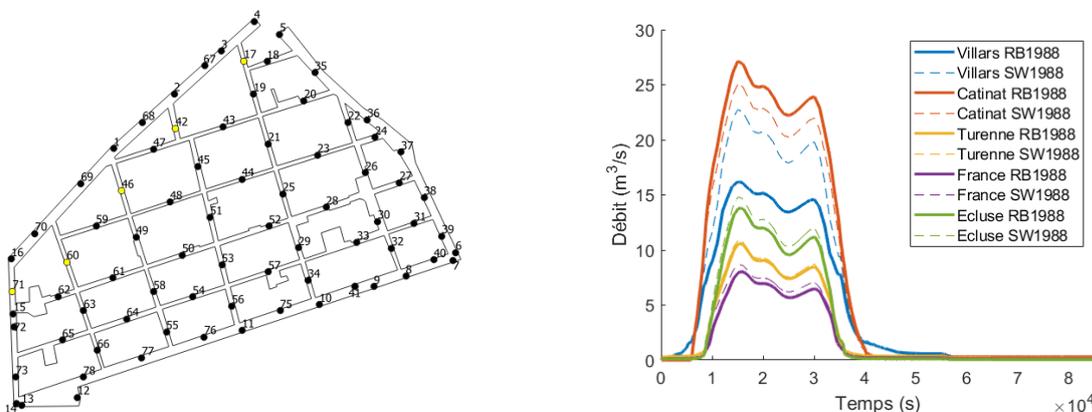


FIGURE 5.37 : Hydrogrammes à l'amont des rues orientées Nord-Sud (d'Est en Ouest) des simulations *RB1988* et *SW1988*

### 5.3.2.1.1.3 Rues Est-Ouest

Les rues orientées Est-Ouest montrent un comportement général de réduction ou d'augmentation de la hauteur maximale, hormis dans la rue Richelieu dont le fonctionnement est scindé en deux du fait du point haut entre les rues Nicot et Villars où l'écoulement est interrompu. Le milieu de la rue Papin est marqué par une diminution importante du débit de pointe (voir figure 5.33c). Cette diminution s'explique car la forme de l'hydrogramme en provenance de la rue Sully est différent (en rouge sur la figure 5.38) : tandis qu'un plateau se mettait en place sur une durée de 20000 s dans la simulation *SW1988*, le débit prend la forme de deux pics de débits dans la simulation *RB1988*. La hauteur maximale augmente à l'aval de la rue Papin, ce qui cohérent avec l'augmentation du volume en provenance de la rue Faïta par la rue Catinat (courbe *P42* en figure 5.36b). Il a en effet été présenté dans la section 5.3.1.4 que cette partie du domaine est majoritairement alimentée par l'amont de la rue Catinat.

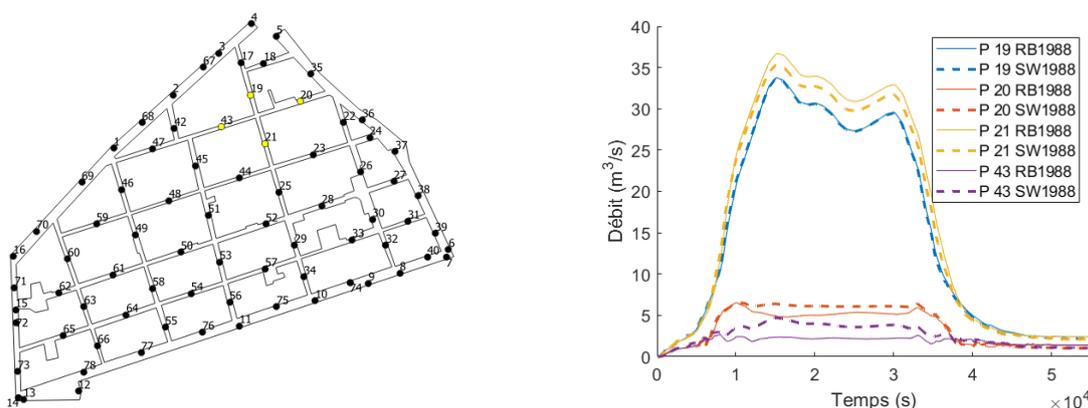


FIGURE 5.38 : Hydrogrammes le long de la rue Papin (d'Est en Ouest) des simulations *RB1988* et *SW1988*

La hauteur maximale diminue dans la rue Flamande, tandis qu'elle augmente dans la rue Richelieu au Sud. Il y a entre ces deux rues le bâtiment 283, d'une grande surface et disposant d'ouvertures le long de ces deux rues qui dévie une partie des écoulements de la rue Flamande vers la rue Richelieu (voir section 5.3.3.3). Cette modification de la répartition des écoulements explique que le long de la rue Flamande la hauteur maximale à l'amont du bâtiment diminue et que le débit de pointe et la vitesse maximale augmente à l'amont du bâtiment (appel de débit vers le bâtiment) et qu'à l'aval de cette même rue la hauteur maximale et les débits de pointe diminuent du fait du déficit de volume par rapport à la simulation *SW1988*. Dans la rue Richelieu, la hauteur maximale augmente le long du bâtiment, tout comme le débit de pointe et la vitesse maximale un peu plus en aval, ce qui est cohérent avec l'ajout d'un volume supplémentaire par rapport à la simulation *SW1988*. L'augmentation du pic de débit le long du bâtiment n'est pas perceptible car le point de mesure est positionné trop en amont des ouvertures pour l'observer (voir figure 5.59). Quant à la vitesse maximale, elle diminue le long de la façade du fait de l'ajout d'un volume d'eau immobile depuis le bâtiment.

Dans la rue des Bons Enfants, la hauteur maximale diminue (figure 5.33a) tandis que les valeurs de débits exposées dans la figure 5.39 montrent plutôt une augmentation et les vitesses maximales sont plutôt conservées (à l'exception de la portion de rue entre les rues Turenne et France). La diminution de la hauteur maximale n'est donc pas corrélée à une diminution du volume. La diminution généralisée pourrait être une conséquence des bâtiments qui stockent une partie de l'écoulement au moment de la hauteur maximale.

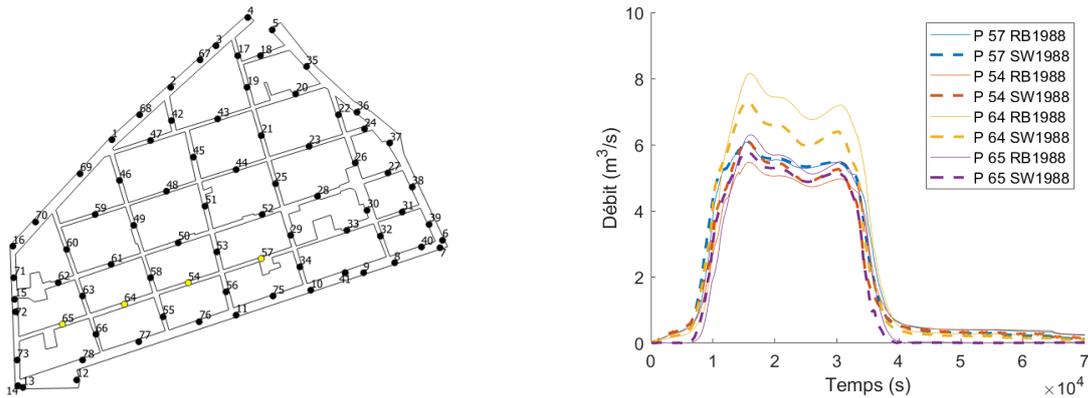


FIGURE 5.39 : Hydrogrammes le long de la rue des Bons Enfants (d'Est en Ouest) des simulations *RB1988* et *SW1988*

La rue Semard est la rue la plus au Sud du domaine. La hauteur maximale augmente globalement dans cette rue (figure 5.33a), comme les vitesses maximales (figure 5.33b) et les débits de pointe (figure 5.33c). Les débits qui alimentent la rue Semard sont tracés au cours du temps sur la figure 5.40. Ces débits sont plus importants pour la modèle *RB1988*. La prise en compte des bâtiments aurait donc pour effet d'augmenter le volume qui sort au Sud du modèle, au détriment de l'Est et de l'Ouest. Pour les sorties *P7* à *P13*, les hydrogrammes montrent logiquement une augmentation du volume sortant (voir figure 5.41). Les sorties *P7* et *P9* sont celles pour lesquelles le volume est le plus augmenté en présence des bâtiments, en cohérence avec la diminution du volume qui sort au niveau de la sortie *P6*.

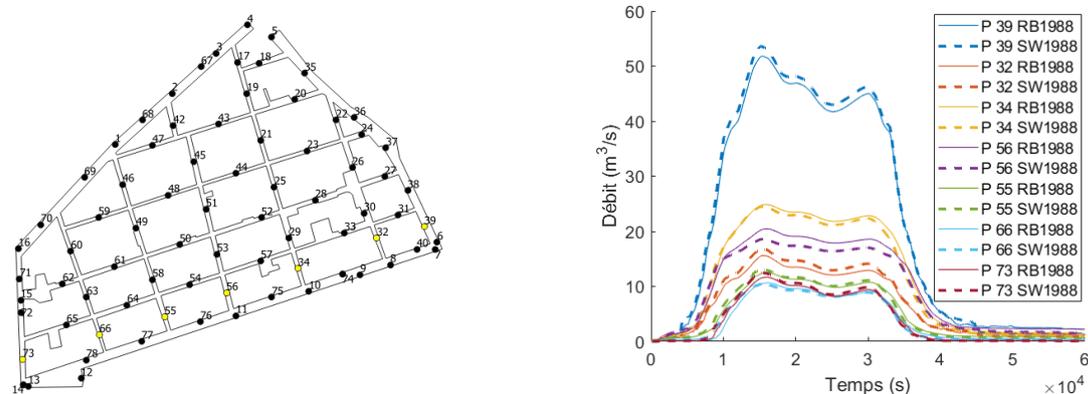


FIGURE 5.40 : Hydrogrammes le long de la rue Semard (d'Est en Ouest) des simulations *RB1988* et *SW1988*

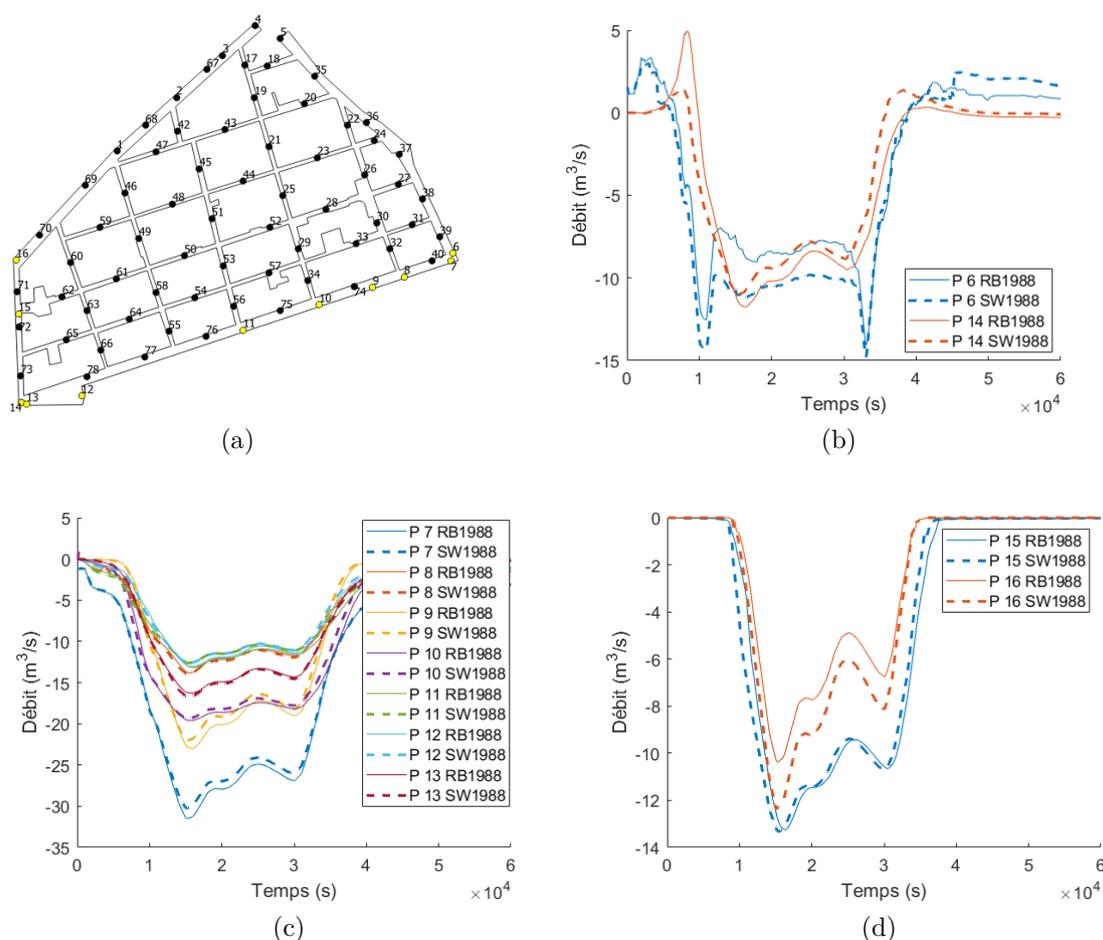


FIGURE 5.41 : Hydrogrammes des sorties des modèles *RB1988* et *SW1988*. (a) Sorties *P6* et *P14*. (b) Sorties *P7* à *P13*. (c) Sorties *P15* et *P16*.

### 5.3.2.1.2 Interprétation des différences des paramètres hydrodynamiques pour l'inondation de 2002

La modélisation des échanges rue-bâti pour l'inondation de 2002 occasionne majoritairement une diminution de la hauteur maximale en direction de l'aval (figure 5.34a), en cohérence avec les débits de pointe (figure 5.34c) et la vitesse maximale (figure 5.34b) qui diminuent également. Ceci semble indiquer un déficit global du volume dans le réseau de rues (figures 5.34a et 5.34c).

Il existe localement des zones pour lesquelles la hauteur maximale augmente à l'amont de la rue Sully et au milieu de la rue Faïta, néanmoins celles-ci sont liées aux variations de la topographie et ne sont pas représentatives du reste du domaine. À l'aval de la rue Sully se trouve une zone où la hauteur maximale augmente (figure 5.34a) et qui semble liée à l'augmentation du débit entrant au niveau de la sortie *P6* (voir figure 5.34c).

La rue Flamande est marquée par une diminution de la hauteur maximale sur toute la zone en eau (l'amont et l'aval de la rue restent secs, voir figure 5.21b), tandis que les débits de pointe en provenance de la rue Villars augmentent (voir figure 5.42). L'augmentation du débit de pointe à l'Ouest de la rue Flamande est importante en relatif car les débits en jeu sont très faibles, mais la variation est cependant très faible ( $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Il est possible que la hauteur maximale diminue dans la rue Flamande sous l'effet du stockage local de l'eau dans les bâtiments dans cette zone ou l'inondation est très faible en terme de hauteur et de débit. Ce qui la différencie des autres rues Est-Ouest pour lesquelles les hauteurs et les débits sont également faibles, c'est le point bas qui augmente localement la hauteur d'eau à la bifurcation avec la rue Villars (voir figure 5.21b). La hauteur maximale diminue également à l'embranchement des rues des Bons Enfants et Nicot, pour lesquelles une diminution locale de la topographie est également visible, créant localement une variation prononcée du niveau d'eau (voir figure 5.21b).

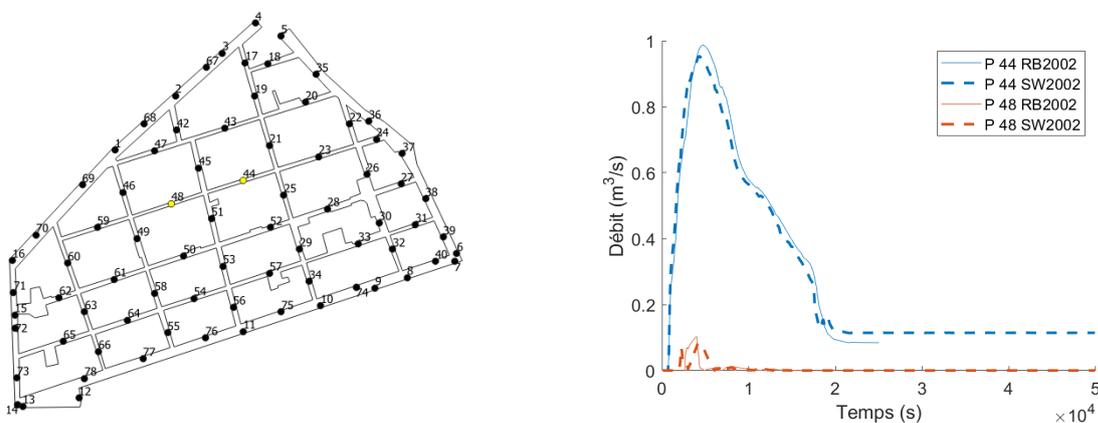


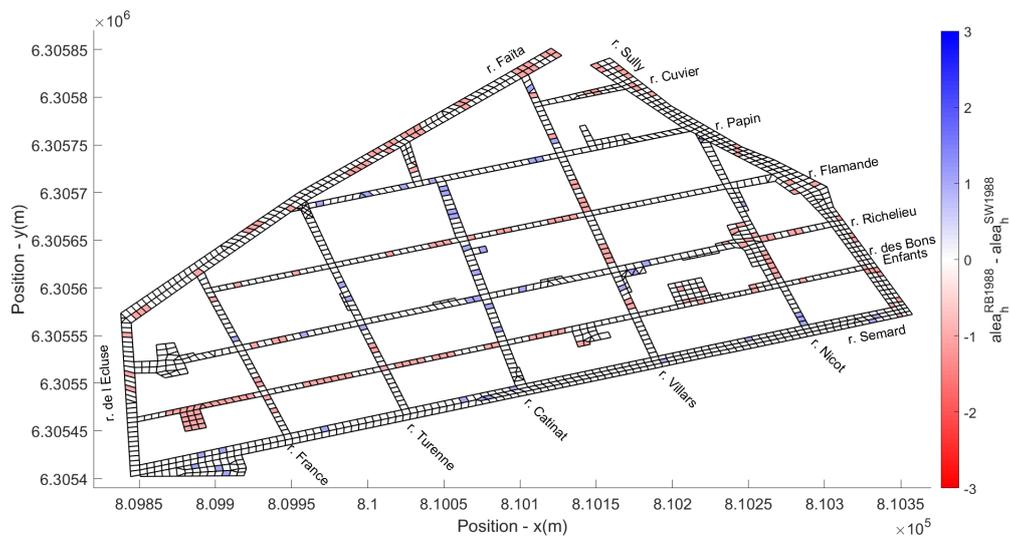
FIGURE 5.42 : Hydrogrammes le long de la rue Flamande pour les simulations *RB2002* et *SW2002*

Pour les deux évènements simulés, les bâtiments induisent des variations significatives des variables de l'écoulement au moins localement. Tandis qu'un déficit global du volume de l'inondation apparaît pour l'inondation de 2002, diminuant ainsi les hauteurs, vitesses maximales et pic de débit, les effets des échanges rue-bâti sont plus complexes pour l'inondation majeure de 1988. Les différences observées en comparant les résultats pour les modèles avec et sans échanges rue-bâti varient avec l'évènement simulé, ce qui montre que les effets des échanges rue-bâti sont liés à la configuration hydraulique représentée. La répartition des écoulements est influencée par le choix du modèle, ce qui a pour conséquence d'augmenter et de diminuer localement les maximums des variables de l'écoulement dans la rue.

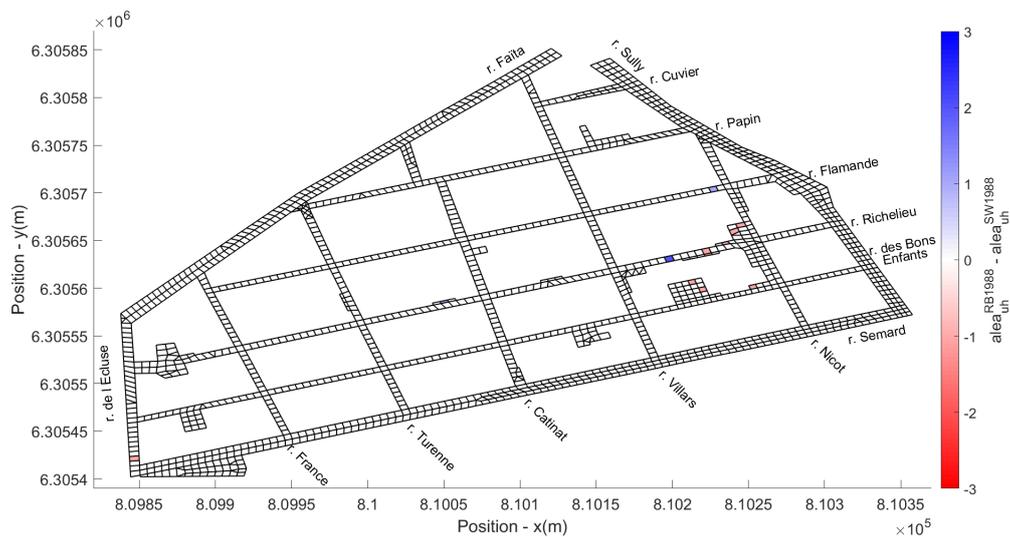
### 5.3.2.2 Modification de l'aléa

La comparaison des hauteurs et des vitesses maximales montrent des différences significatives entre les modèles avec et sans échanges rue-bâti. La définition de l'aléa inondation reposant sur ces deux paramètres, il est possible que la prise en compte de ces échanges impacte la carte d'aléa pour l'inondation de 1988. Les deux définitions de l'aléa présentées dans la section 5.3.1.2 sont utilisées pour calculer l'aléa dans les deux modèles. On appelle  $alea_h$  l'aléa estimé uniquement à partir de la hauteur maximale et  $alea_{uh}$  celui à partir de hauteur et de la vitesse maximale.  $alea_h$  prend des valeurs de 0 à 3 pour un aléa résiduel à un aléa très fort au sens de la définition du PPRi de Nîmes (voir tableau 36).  $alea_{uh}$  varie de 0 à 2 pour un aléa faible à fort d'après la figure 1.20b présentée précédemment.

Les deux aléas sont calculés dans les simulations *RB1988* et *SW1988* et comparés dans les figures 5.43a et 5.43b en faisant la différence  $alea^{RB1988} - alea^{SW1988}$ . Sur la figure 5.43a, il existe localement des différences de classe d'aléa : soit le modèle d'échanges rue-bâti augmente l'aléa d'une classe, soit il le diminue. Il y a 16 % des cellules pour lesquelles l'aléa augmente et 12 % des cellules pour lesquelles il diminue en tenant compte des échanges rue-bâti. Néanmoins, ces variations restent localisées. Sur la figure 5.43b avec une définition basée sur la hauteur et la vitesse maximale, il n'y a plus que 1 % des cellules qui connaissent une variation de l'aléa. Ceci est cohérent dans la mesure où les vitesses maximales de l'écoulement sont très fortes pour cet épisode de 1988 (voir figure 5.22a), à l'origine d'un aléa principalement très fort. La comparaison des cartes d'aléa montre finalement des différences insignifiantes au sens de la gestion du risque. Ceci s'explique car l'inondation modélisée est majeure (période de retour de 150 à 200 ans), par conséquent l'aléa est très fort sur la quasi totalité du quartier, peu importe le modèle et la classification d'aléa appliquée.



(a)



(b)

FIGURE 5.43 : Comparaison des classes d'aléa entre les simulations *RB1988* et *SW1988* pour deux définitions de l'aléa. (a) A partir de la hauteur maximale (b) A partir de la hauteur et de la vitesse maximale.

### 5.3.2.3 Modification de l'évolution temporelle de l'inondation

On s'intéresse à la mise en eau des cellules du maillages pour les deux modèles. La figure 5.44 est une carte présentant la différence des dates de la mise en eau pour les simulations *RB1988* et *SW1988*. L'arrivée de l'eau est globalement retardée de quelques minutes et des modifications locales induisent une inondation « précoce ». Le retard est cohérent puisqu'une partie de l'eau est stockée dans les bâtiments au début de l'évènement. Les mises en eau à une date précoce sont localisées au niveau

du point haut et ne sont pas représentatives du reste du domaine. Les différences sont comprises ailleurs entre  $+/- 30$  min. Il n'y a pas de retard systématique de l'arrivée de l'inondation à l'aval du domaine comme observée dans le cas synthétique (voir chapitre 4), car la mise en eau du modèle est rapide avec une lame d'eau très faible, inférieure à la majorité des seuils des ouvrants, donc les bâtiments sont secs à la mise en eau. Il ne semble toutefois pas exclu que pour d'autres configurations les bâtiments génèrent un délai supplémentaire de l'arrivée de l'inondation à l'aval, si le volume stocké à l'amont dans les bâtiments est dès le début de l'évènement significatif par rapport au volume de l'inondation engagé (dans le cas de caves ou de sous-sols).

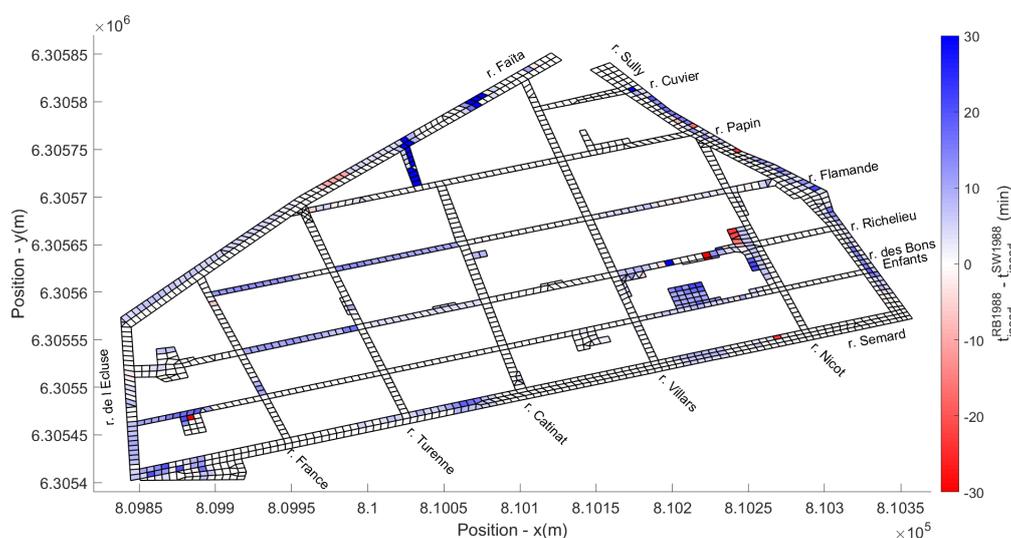


FIGURE 5.44 : Différence de la date de la mise en eau entre les simulations *RB1988* et *SW1988*. Les cartes avec une légende élargie jusqu'aux valeurs extrêmes sont disponibles sur la figure C.3 en annexe C.3.1.

Pour l'inondation de 2002, la différence de la mise en eau entre les deux modèles est visible sur la figure 5.45. La mise en eau est avancée d'une vingtaine de minutes dans le quart Nord-Ouest du domaine. Du fait que les hauteurs d'eau maximales sont de seulement quelques centimètres dans ce secteur, cette information n'apporte pas d'informations pertinentes du point de vue de la gestion de crise. La réduction maximale vaut jusqu'à  $-240$  min mais celle-ci est localisée dans deux cellules à l'amont de la rue Sully et s'explique par la forte variabilité locale dans cette zone. Partout ailleurs, les différences sont comprises entre  $+/- 30$  min.

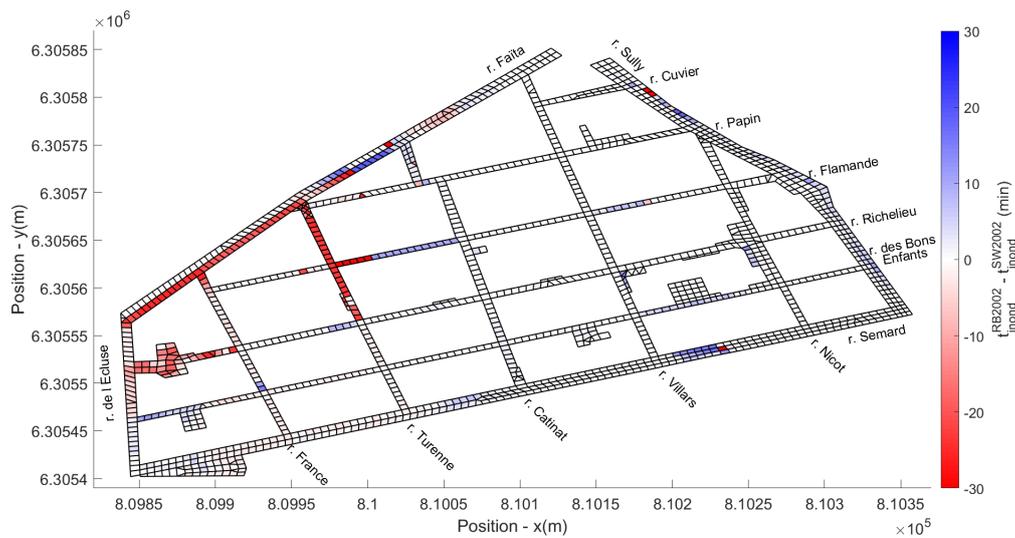
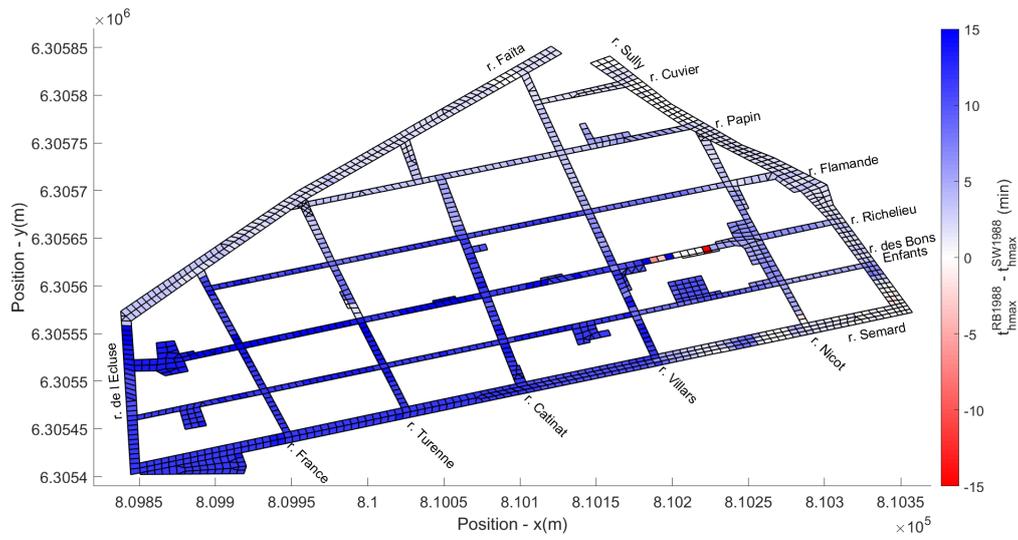


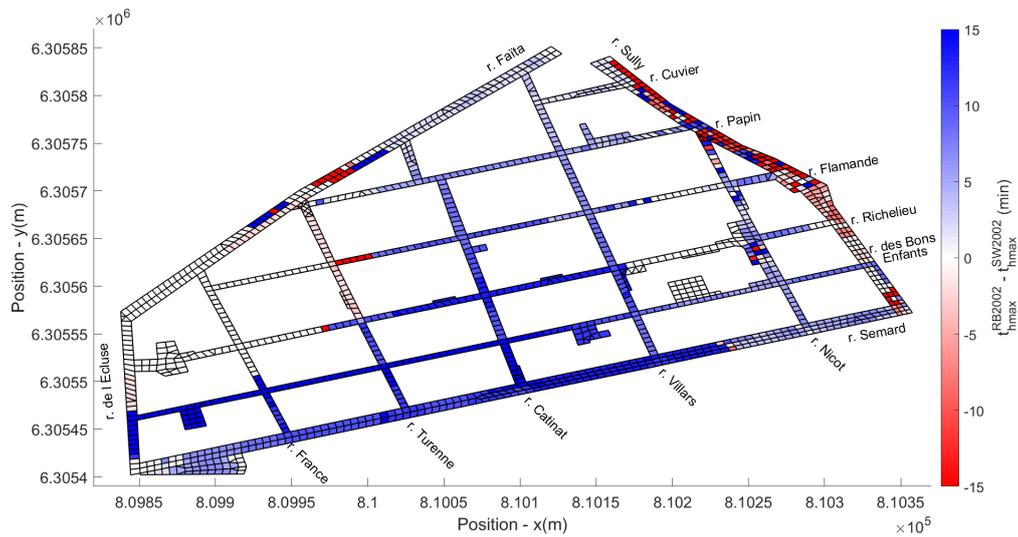
FIGURE 5.45 : Différence de la date de la mise en eau entre les simulations *RB2002* et *SW2002*. Les cartes avec une légende élargie jusqu'aux valeurs extrêmes sont disponibles sur la figure C.3 en annexe C.3.1.

Les figures 5.46a et 5.46b décrivent la différence de la date à laquelle se produit la hauteur maximale et les figures 5.47a et 5.47b représentent la différence de la date du débit de pointe pour les modèles avec et sans bâtiments pour les événements de 1988 et 2002. Sur les quatre cartes, les hauteurs maximales et les débits de pointe sont retardés en direction de l'aval d'une quinzaine de minutes en 1988 et d'une dizaine de minutes pour 2002. Le stockage des bâtiments retarde donc l'arrivée des maximums à l'aval du domaine. Au total, la présence des bâtiments a doublé le temps nécessaire pour que l'écoulement atteigne l'aval du domaine par rapport aux configurations négligeant les échanges rue-bâti (8 min pour la simulation *SW1988* et 5 min pour *SW2002*, non présenté).

Il existe des endroits où les maximums sont atteints plus tôt en modélisant les bâtiments et notamment le long de la rue Sully sur la figure 5.46b, la hauteur maximale est globalement avancée d'une dizaine de minutes. Les différences positives alternent à cet endroit avec des négatives du fait de la variation locale de la topographie forte à cet endroit. La hauteur maximale se produit également plus précocement au milieu de la rue Faïta, à l'intersection des rues Flamande et Turenne et à l'aval de la rue Richelieu mais les hauteurs d'eau à ces endroits sont très faibles ( $< 0,10$  m, voir figure 5.21b). Une date avancée des maximums n'a donc aucune importance puisque les résidents n'encourent a priori aucun danger. Pour l'inondation de 1988, on trouve également quelques réductions significatives de la date à laquelle se produit la hauteur maximale (voir figure 5.46a), mais celles-ci sont localisées au niveau de la zone hors d'eau dont les limites varient un peu d'un modèle à l'autre. Elles ne sont donc pas représentatives du reste de la carte.



(a)



(b)

FIGURE 5.46 : Différence de la date de la hauteur maximale entre les simulations avec et sans échanges rue-bâti. (a)  $RB1988$  et  $SW1988$ . (b)  $RB2002$  et  $SW2002$ . Les cartes avec une légende élargie jusqu'aux valeurs extrêmes sont disponibles sur la figure C.4 en annexe C.3.2.

Concernant les différences des dates des débits de pointe visibles en figure 5.47a pour l'évènement de 1988, les variations sont comprises entre  $-118$  min à  $395$  min mais ne dépassent strictement  $60$  min que pour 3 hydrogrammes sur les 73 enregistrés. On considère en effet qu'une différence de moins de  $60$  min n'est pas suffisante pour impacter la gestion de crise. Les autres débits ont une différence inférieure à  $15$  min. Le milieu de la rue Papin est notamment marqué par l'avance la plus importante sur le débit de pointe rencontrée dans le domaine, ce qui est cohérent avec la réduction du débit de pointe qui est elle aussi la plus grande relevée sur le domaine (voir figure 5.33c) observée précédemment dans la section 5.3.2.1.1.3. Les plus importants retards rencontrés sont positionnés entre les rues Sully et Nicot, dans deux portions de rues où le débit maximal augmente (voir figure 5.33c). L'augmentation du débit de pointe justifie qu'il faille un délai nécessaire plus important pour l'atteindre en conservant la dynamique de l'hydrogramme.

Pour 2002, les différences sur les dates des débits de pointe atteignent localement  $-230$  et  $50$  min mais il n'y a qu'un seul hydrogramme dont la date varie de plus de  $60$  min, et celui-ci est à proximité de la sortie *P6* pour laquelle l'entrée d'eau varie d'un modèle à l'autre. La prise en compte des échanges rue-bâti modifie donc localement de façon significative la date de la hauteur maximale et du débit de pointe. On retient globalement un retard en direction de l'aval, mais celui-ci est trop faible pour impacter l'organisation de la gestion de crise.

On souhaite comparer les résultats observés dans le cas réel avec les décalages relevés dans le cas synthétique étudié dans le chapitre 4. De l'amont vers l'aval de la rue Villars, la pente moyenne est de  $1\%$ . Il y a 46 bâtiments qui longent une rue de  $305$  m. La date de la hauteur maximale est retardée de  $7$  min et celle du débit de pointe de  $8$  min en modélisant les bâtiments pour l'inondation de 1988, respectivement de  $8$  et  $12$  min pour 2002. Le retard augmente donc légèrement lorsque l'évènement simulé est de plus faible ampleur et le volume stocké dans les bâtiments plus important (voir section 5.3.3.4). Dans le chapitre 4, une configuration de 100 bâtiments disposés le long d'un canal de  $1$  km avec une pente de  $1\%$  a été testée (voir section 4.3.5). L'écoulement est torrentiel au moment du pic de débit, ce qui n'est pas le cas dans les deux inondations réalistes modélisées. Dans le canal simplifié du chapitre 4, la hauteur maximale est retardée de  $8$  min par rapport au modèle sans bâtiments, et le débit de pointe de  $5$  min. Les bâtiments sont donc deux fois moins nombreux dans le cas réel et le canal trois fois plus court, néanmoins les retards des dates des hauteurs maximales et des débits de pointe sont du même ordre de grandeur que dans la configuration simplifiée. L'effet de retard des bâtiments n'est donc pas linéaire avec la longueur de la zone étudiée ou le nombre de bâtiments.

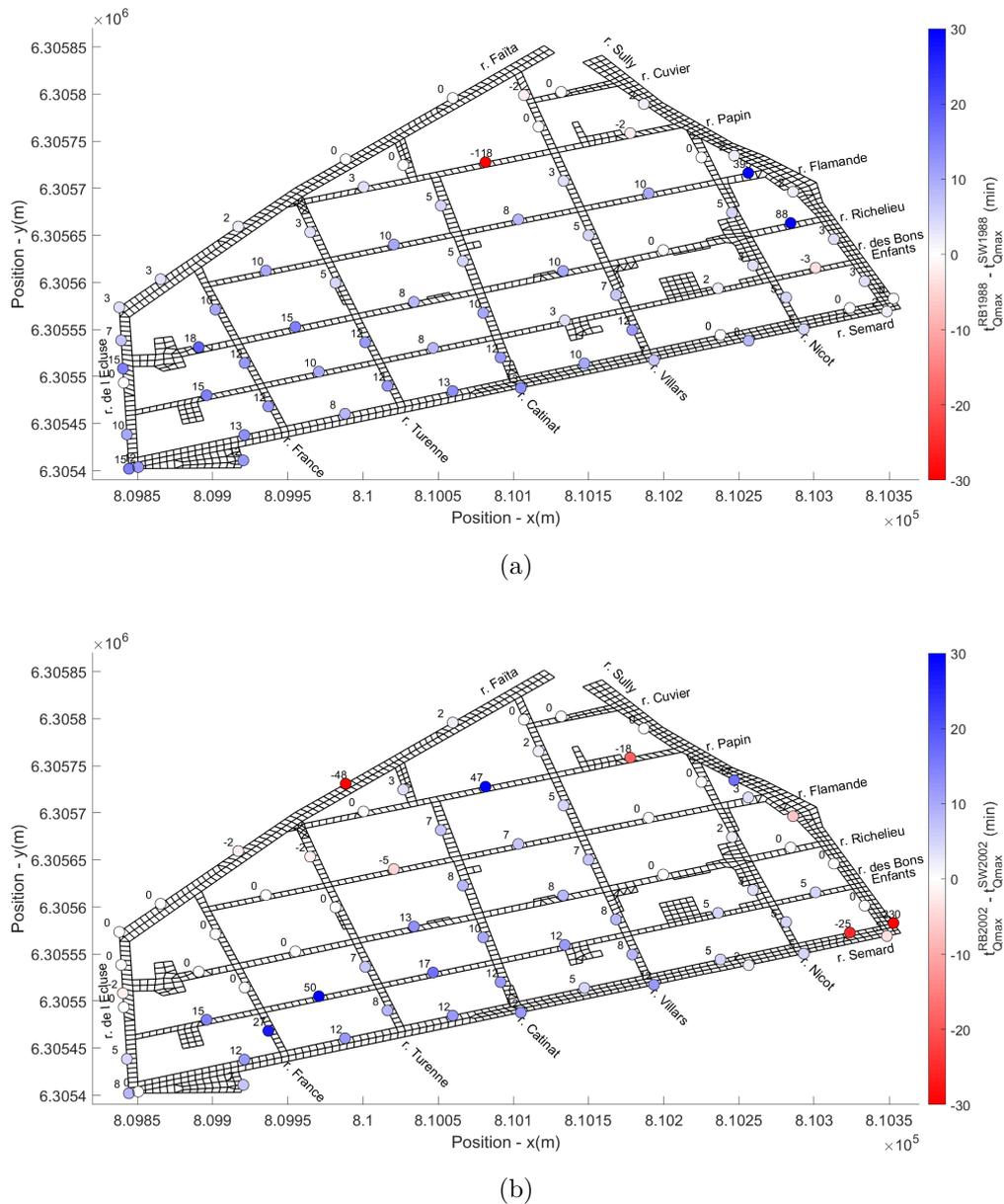


FIGURE 5.47 : Différence des dates des débits de pointe entre les simulations avec et sans échanges rue-bâti. (a) Entre *RB1988* et *SW1988* (b) Entre *RB2002* et *SW2002*.

### 5.3.3 Dynamique de l'inondation dans les bâtiments

L'inondation dans le bâtiment peut être caractérisée par la hauteur maximale atteinte et la vitesse à laquelle ces derniers se remplissent/se vident. Les résultats qui sont présentés ne sont que ceux qui relatent de l'évènement de 1988, sauf concernant le volume stocké par les bâtiments étudiés dans la section 5.3.3.4.

### 5.3.3.1 Hauteur et cote maximale dans les bâtiments

La hauteur maximale atteinte dans le bâtiment  $i$  est notée  $h_{max,b,i}^{RB1988}$  et vaut :

$$h_{max,b,i}^{RB1988} = \max_t (h_{b,i}^{RB1988}) \quad (5.9)$$

La figure 5.48 présente la hauteur maximale des bâtiments modélisés. Les hauteurs maximales sont élevées à l'amont, ce qui est cohérent avec les niveaux maximaux observés dans la rue (voir figure 5.21a). On retrouve les hauteurs maximales les moins importantes dans le quart Nord-Ouest et entre les rues Nicot et Villars, au Sud de la rue Papin. Pour 6 bâtiments du quartier (représentant 1 % d'entre eux), l'eau ne pénètre pas à l'intérieur parce que la rue n'est pas inondée (point haut le long de la rue Richelieu). Pour les autres, la hauteur maximale s'échelonne de 5 cm à 3,30 m. 66 % des bâtiments ont une hauteur maximale dépassant le mètre, contre 11 % au-delà de 2 m et 2 % bâtiments avec plus de 3 m d'eau (représentant 10 bâtiments). Les hauteurs maximales dans les bâtiments sont globalement cohérentes avec celles qui sont rencontrées dans la rue voisine.

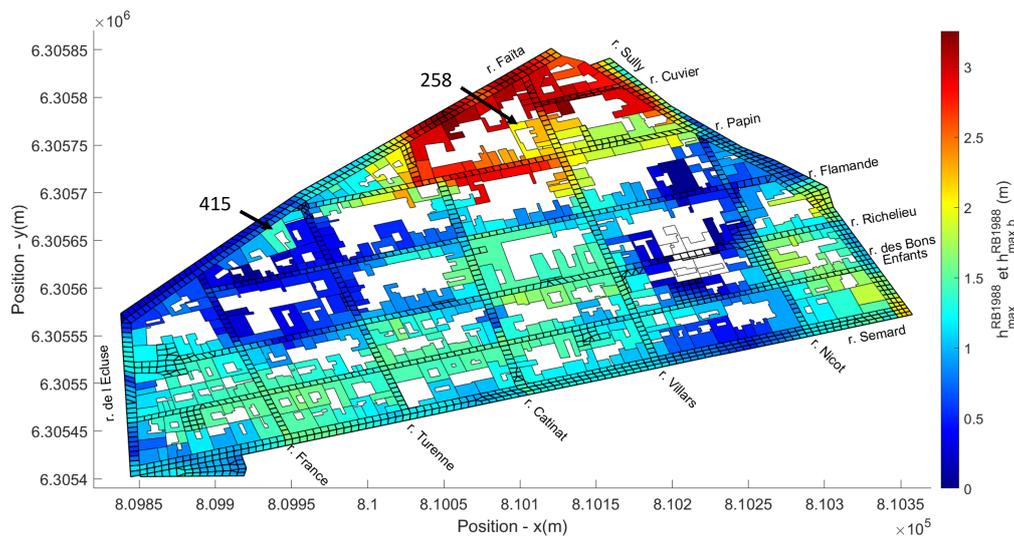


FIGURE 5.48 : Hauteurs maximales dans la rue et les bâtiments pour la simulation *RB1988*. Les bâtiments en blanc sont secs ( $h_{max,b} = 0$  m). Les numéros font référence aux identifiants des bâtiments.

Pour certains bâtiments, la hauteur maximale dans le bâti dépasse celle de la rue à proximité, comme c'est le cas par exemple du bâtiment 415 (voir figure 5.48) dont l'évolution de la cote de la surface libre est visible sur la figure 5.49a. À l'état initial, la cote de la surface libre vaut la cote sol dans la maille comme dans le bâtiment, ce qui permet de voir que le bâtiment a une altitude plus basse que la maille avec laquelle ce dernier échange de l'eau. À l'état final, la cote est identique

à celle de la rue voisine, c'est la raison pour laquelle la hauteur d'eau maximale est plus importante que la rue. À l'inverse, la hauteur d'eau peut être dans certains bâtiments plus faible que dans la rue voisine lorsque la cote sol du bâtiment est plus haute que dans la rue et que les cotes de la surface libre sont égales, comme pour le bâtiment 258 (voir figure 5.49b). La topographie du bâtiment est donc déterminante vis-à-vis de la hauteur d'eau maximale attribuée à chaque bâtiment, que ce soit pour modéliser correctement l'inondation dans le bâti et pour interpréter les résultats.

Dans certains bâtiments, il est possible que la cote maximale n'atteigne jamais celle de la rue voisine. Lorsque cette cote est atteinte, alors cela signifie que le *plein potentiel* des bâtiments est exploité. Le *plein potentiel* caractérise le fait que les bâtiments contiennent le volume maximal d'eau possible pour l'évènement donné. De plus, les économistes supposent couramment que la cote maximale dans les bâtiments est la même que dans la rue à proximité (voir section 1.3.5). On cherche à savoir si cette hypothèse est vérifiée dans le cas de la simulation de l'évènement de 1988 avec des ouvrants ouverts.

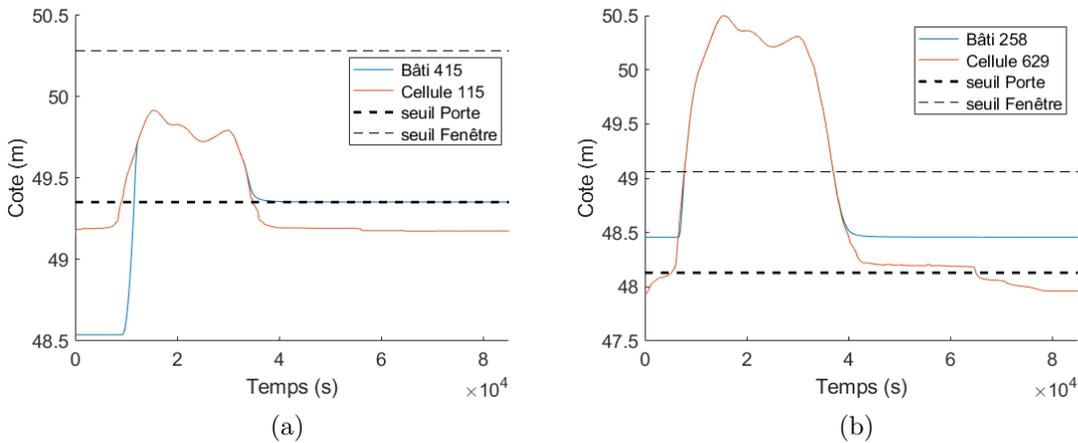


FIGURE 5.49 : Évolution de la cote de la surface libre dans les bâtiments 415 et 258 dans la simulation *RB1988*. (a) Bâtiment 415. (b) Bâtiment 258. Au début de la simulation, la cote de la surface libre vaut la cote sol (voir figure 5.48 pour la localisation).

Par construction du modèle, la cote maximale de la surface libre dans le bâtiment vaut au plus la cote maximale rencontrée dans les cellules avec lesquelles le bâtiment échange de l'eau (voir chapitre 2). La cote maximale du bâtiment  $i$  est notée  $z_{max,b,i}^{RB1988}$  et celle des cellules avec lesquelles ce bâtiment est connecté est notée  $z_{max,o,i}^{RB1988}$ . Ces deux cotes sont définies telles que :

$$z_{max,b,i}^{RB1988} = \max_t \left( z_{b,i}^{RB1988} \right) \quad (5.10)$$

$$z_{max,o,i}^{RB1988} = \max \left( z_{max,o,1}^{RB1988}, z_{max,o,2}^{RB1988}, \dots, z_{max,o,N}^{RB1988} \right) \quad (5.11)$$

où  $N$  est le nombre de mailles connectées au bâtiment  $i$ .

La figure 5.50 décrit les différences des cotes  $z_{max,o}^{RB1988} - z_{max,b}^{RB1988}$ . Il y a 27 % des bâtiments qui sont colorés sur la carte. Les différences atteignent 0,88 m et elles dépassent 0,10 m pour 13 % des bâtiments. Les différences de la cote de la surface libre sont donc significatives ( $> 0,10$  m) pour une part non négligeable de bâtiments. Il est intéressant de remarquer que quasiment tous les bâtiments qui sont mis en évidence sur la carte sont connectés à plusieurs rues. Ce sont donc des bâtiments qui sont susceptibles d'être traversés par les écoulements, on les appelle des *bâtiments traversants* et ceux qui sont réellement traversés sont identifiés dans la section 5.3.3.3. Les *bâtiments traversants* se vident en même temps qu'ils se remplissent, ce qui explique que le niveau maximal dans le bâtiment n'atteigne pas celui de la rue voisine. Enfin, il y a quelques bâtiments qui ne sont pas traversants et qui n'atteignent pas la cote maximale de la rue, comme le bâtiment 146 (voir figure 5.51). Dans ce bâtiment, le niveau d'eau dans la rue ne dépasse celui du seuil de la porte sur une période insuffisante pour que le remplissage permette aux deux niveaux d'eau de se rejoindre.

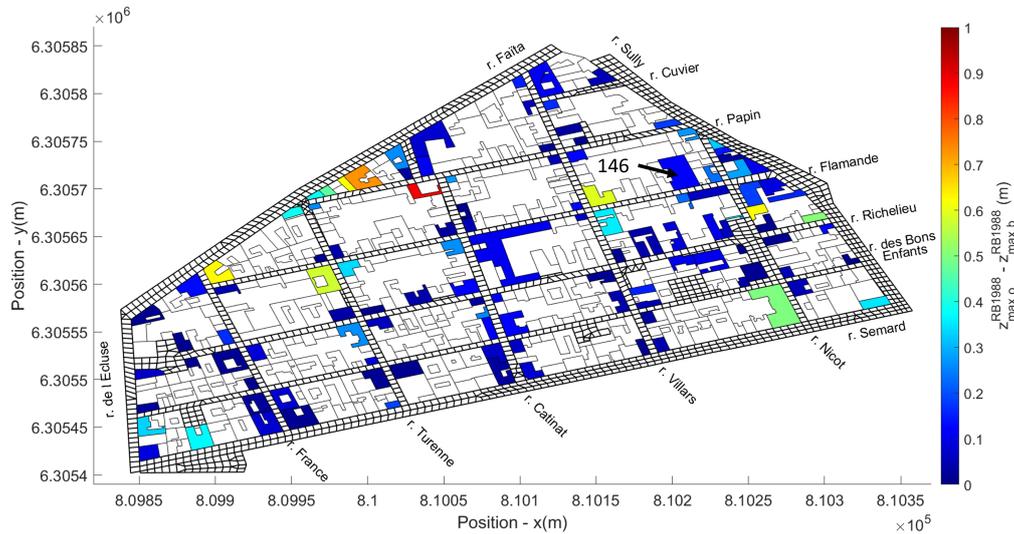


FIGURE 5.50 : Différence entre la cote maximale de la surface libre rencontrée dans les mailles connectées à chaque bâtiment ( $z_{max,o}^{RB1988}$ ) et celle du bâtiment ( $z_{max,b}^{RB1988}$ ) pour la simulation *RB1988*. Les bâtiments blancs comportent une différence inférieure à 1 cm (seuil arbitraire). Le numéro fait référence à l'identifiant d'un bâtiment.

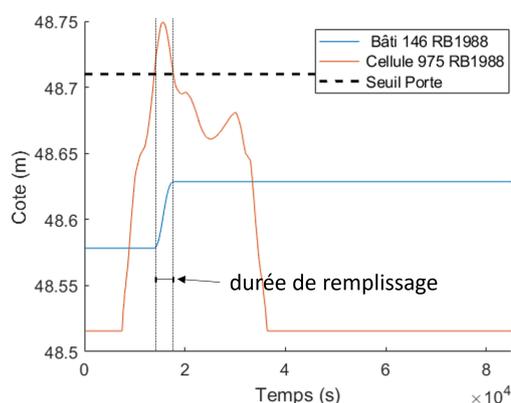


FIGURE 5.51 : Évolution de la cote de la surface libre dans le bâtiment 146 et sa cellule associée dans la simulation *RB1988*. Au début de la simulation, la cote de la surface libre vaut la cote sol (voir localisation du bâtiment sur la figure 5.50). Il n’y a pas de surverse par la fenêtre (cote du seuil à 49,64 m).

Certains *bâtiments traversants* ont une cote maximale qui atteint tout de même celle de la rue voisine ( $z_{max,o}^{RB1988} - z_{max,b}^{RB1988} < 0,01$  m). Ils sont cartographiés sur la figure 5.52. On en compte 35 au total. Ils sont dispatchés sur l’ensemble de la carte, tantôt agglomérés, tantôt isolés. S’ils sont agglomérés, ceci semble indiquer que c’est l’écoulement dans la rue qui permet que le bâtiment atteigne la cote maximale rencontrée dans les cellules auxquelles celui-ci est connecté. S’ils sont ponctuels, alors les caractéristiques du bâtiment pourraient jouer un rôle dans l’explication, tout comme une variation locale de l’écoulement. Pour que la différence  $z_{max,o}^{RB1988} - z_{max,b}^{RB1988}$  soit insignifiante dans les *bâtiments traversants*, il faut que les cotes soient égales dans les différentes mailles auxquelles ce dernier est connecté ou que les débits sortants soient négligeables devant les débits entrants.

Pour résumer, le niveau d’eau maximal atteint dans le bâtiment est majoritairement équivalent au niveau maximal rencontré dans les cellules avec lesquelles celui-ci échange de l’eau puisqu’il n’y a que 13 % des bâtiments pour lesquels la différence de cote excède 0,10 m. L’approche courante faite par les économistes occasionnerait donc une surestimation des dommages pour cette minorité. L’analyse comparée des dommages est présentée dans la section 5.5.1. Ces bâtiments sont le plus souvent connectés à plusieurs rues. La vidange empêche donc le niveau d’eau de monter pour atteindre la plus grande cote rencontrée dans les cellules voisines. Un *bâtiment traversant* n’est pas systématiquement synonyme de différence de cotes avec la rue, car pour un quart d’entre eux (35 bâtiments sur les 144 *bâtiments traversants* identifiés dans la section 5.3.3.3) le niveau d’eau dans le bâtiment rejoint celui de la rue voisine.

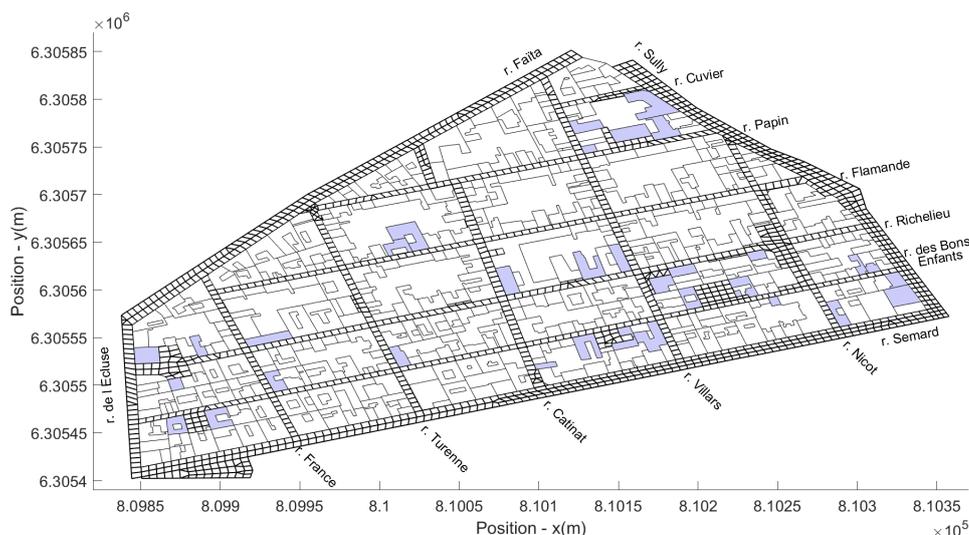


FIGURE 5.52 : Bâtiments traversants dont le niveau d'eau maximal atteint celui de la rue voisine ( $z_{max,o}^{RB1988} - z_{max,b}^{RB1988} < 0,01$  m) dans la simulation *RB1988*

### 5.3.3.2 Vitesse de remplissage et de vidange

À partir de la dérivée de la hauteur par rapport au temps, on peut accéder à la vitesse de remplissage ( $\frac{dh}{dt} > 0$ ) et de vidange ( $\frac{dh}{dt} < 0$ ) de chaque bâtiment. La figure 5.53 présente les vitesses maximales de remplissage  $uR_{max,b}^{RB1988}$  et de vidange  $uV_{max,b}^{RB1988}$  des bâtiments au côté des mêmes vitesses pour la rue  $uR_{max}^{RB1988}$  et  $uV_{max}^{RB1988}$ . Globalement, les vitesses rencontrées dans les bâtiments sont du même ordre de grandeur que dans la rue. La plus grande vitesse de remplissage rencontrée dans les bâtiments est de 16 cm/min. Dans la rue, celle-ci est jusqu'à 2 fois plus grande. Quant aux vitesses maximales de vidange, elles sont inférieures à celles du remplissage dans la rue est les bâtiments. Ceci s'explique car la vidange dans la rue est plus lente que l'arrivée de la vague de l'inondation au début de l'évènement.

On propose de s'intéresser à la durée qui s'écoule avant qu'une hauteur fixée ne soit dépassée dans les bâtiments qui est déterminante du point de vue de l'évacuation des personnes (voir section 1.3.2). D'après l'étude bibliographique (voir section 1.3.2), il y a certaines hauteurs qui sont critiques du point de vue du déplacement en marchant des personnes. Une hauteur de 1 m implique par exemple que les adultes sportifs stressés ne peuvent plus se déplacer en marchant même pour des vitesses faibles. Supposons que l'adulte doive se mettre à l'abri avant que la hauteur ne dépasse 1 m, sa durée d'action est donc déterminée par le temps que met le niveau d'eau pour atteindre cette hauteur. Plus le remplissage est rapide, moins l'adulte dispose de temps pour se mettre en sécurité. Cette durée n'est en réalité déterminante que lorsque l'adulte ne sait pas nager. Dans le cas contraire, ce dernier peut encore se déplacer si les vitesses de l'écoulement sont faibles.

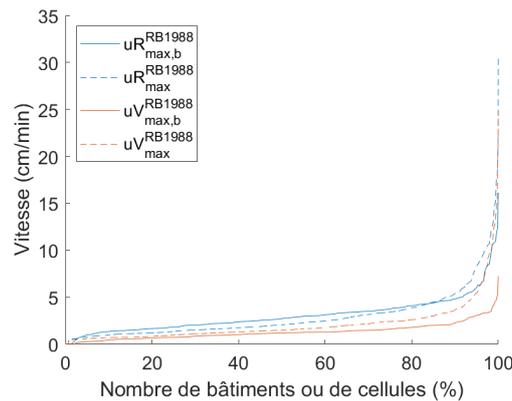


FIGURE 5.53 : Vitesse maximale de remplissage et de vidange des bâtiments et des cellules du maillage de la simulation *RB1988*

On souhaite estimer la durée qui s'écoule depuis la mise en eau du bâtiment jusqu'à ce que la hauteur de 1 m soit atteinte. Dans chaque bâtiment dont la hauteur maximale atteint 1 m au moins (66 % des bâtiments), la période qui s'étale du début du remplissage ( $h_b > 0$  m) et 1 m, notée  $d_{0-1\text{ m}}$  est calculée. Les durées  $d_{0-1\text{ m}}$  sont cartographiées dans la figure 5.54 pour chaque bâtiment. Il semble que la zone à l'amont de la rue Papin concentre les bâtiments de couleur rouge, où la durée  $d_{0-1\text{ m}}$  est inférieure à 60 min. Sans surprise, c'est la zone la plus en amont du quartier, concentrant les plus grandes hauteurs d'eau et recevant directement les hydrogrammes injectés. Le quart Sud-Ouest concentre quant à lui des bâtiments principalement oranges, dont la durée est comprise entre 60 et 100 min. Pour l'ensemble des bâtiments, les durées  $d_{0-1\text{ m}}$  sont comprises entre 18 et 250 min et sont donc très variables d'un bâtiment à l'autre. En tout, 44 des bâtiments du quartier (10 %) disposent de moins de 60 min pour se mettre à l'abri, dont 9 pour lesquelles cette durée est inférieure à 30 min.

Bien que globalement l'amont du domaine apparaisse logiquement comme une zone sensible, il y a des bâtiments ailleurs dans le quartier pour lesquels les durées avant d'atteindre 1 m sont courtes. Dans le bâtiment 50 par exemple, dont l'évolution de la cote est exposés figure 5.55, la durée  $d_{0-1\text{ m}}$  est de 28 min. Les vitesses de remplissage rapides résultent d'une combinaison de facteurs (caractéristiques du bâtiment, évolution de la hauteur d'eau dans la rue, date du début du remplissage, loi de débit...) c'est pourquoi il n'est évident d'identifier des bâtiments plus exposés que d'autres seulement à partir de leur localisation ou de leurs caractéristiques. Seule l'utilisation d'un modèle prenant en compte les échanges rue-bâti pour chaque bâtiment permet d'identifier des bâtiments qui seraient plus exposés que d'autres à une vitesse de remplissage importante et à des durées d'action réduites pour les résidents et les secours.

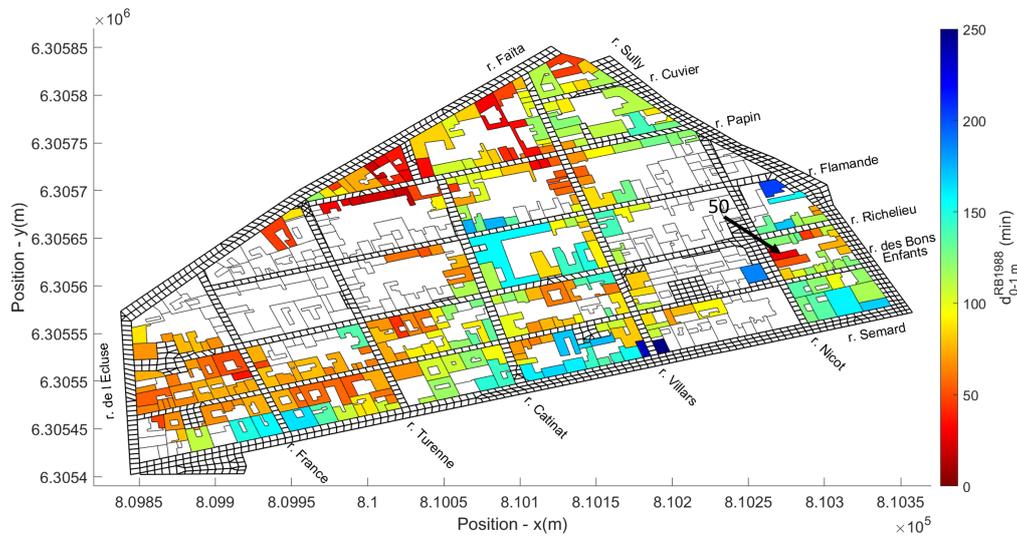


FIGURE 5.54 : Durée entre le début de l'inondation du bâtiment et 1 m dans la simulation *RB1988*. Le numéro fait référence à l'identifiant d'un bâtiment.

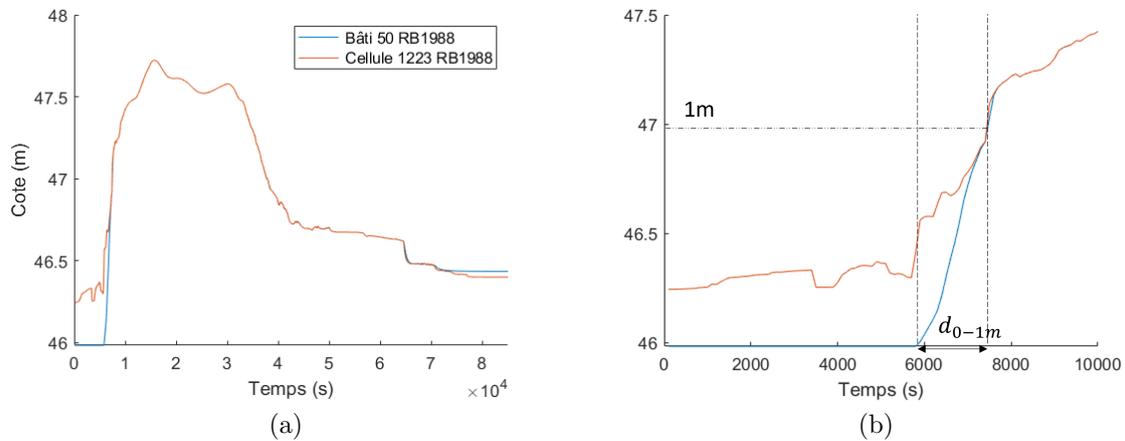


FIGURE 5.55 : Évolution de la cote de la surface libre dans le bâtiment 50 et sa cellule associée dans la simulation *RB1988* (voir localisation en figure 5.54). La figure (b) est un zoom de la figure (a) sur les 10000 premières secondes de simulation. Au début de la simulation, la cote de la surface libre vaut la cote sol.

L'étude de la durée qui sépare la mise en eau d'une hauteur de 1 m semble mettre en évidence qu'il existe des bâtiments disposant de peu de temps avant que la hauteur seuil ne soit franchie. L'amont est une zone sensible mais d'autres bâtiments ponctuels peuvent disposer de durées courtes. La modélisation des échanges rue-bâti et la prise en compte des caractéristiques spécifiques de chaque bâtiment permet de les identifier. Les habitants de ces bâtiments pourraient faire l'objet d'évacuation préventive. Il est important de noter que la simulation ayant une durée de plusieurs heures, celle-ci n'est pas compatible avec une utilisation au cours d'une crise. Ces informations font donc partie des éléments permettant de préparer en amont la crise. L'indicateur proposé dans cette section mérite d'être utilisé dans d'autres études pour voir s'il est pertinent du point de vue de la gestion de crise. Il incombe aux gestionnaires de définir leur propres critères.

#### 5.3.3.3 Bâtiments traversants

Dans la simulation, les bâtiments disposent dans certains cas de plusieurs couples porte/fenêtre. Lorsque les cotes de la surface libre diffèrent dans les mailles connectées à un même bâtiment, un écoulement se produit des cotes les plus importantes vers les plus faibles. Le débit est donc positif au niveau des ouvertures par lequel le bâtiment se remplit et négatif pour celles où il se vide. Pour identifier les bâtiments traversants, les signes des débits des ouvertures de chaque bâtiment sont observés : si les signes des débits des ouvertures d'un même bâtiment sont différents sur un même pas de temps, alors cela signifie que le bâtiment est traversé (par couple porte/fenêtre, le sens de l'écoulement est toujours le même par construction du modèle). Tous les pas de temps pour lesquels les débits sont de sens contraire sont stockés et la somme de ces derniers constitue la *durée de traversée*  $d_{traversée}$  pour chaque bâtiment. Dans le bâtiment 323 par exemple présenté ci-après (voir figure 5.57), la durée de la traversée vaut  $d_{traversée} = 240$  min.

La carte de la figure 5.56 présente les bâtiments traversants en fonction de leur durée  $d_{traversée}$ . Il y a 144 bâtiments traversants, constituant un tiers des bâtiments modélisés. Il apparaît que les durées les plus grandes soient essentiellement rencontrées à l'Est de la rue Catinat. Les durées  $d_{traversée}$  sont comprises entre 28 min et 22 h, correspondant quasiment à la totalité de l'inondation. Pour 8 % des bâtiments du quartier, la durée  $d_{traversée}$  dépasse la moitié de la durée totale de l'évènement. Parmi les *bâtiments traversants*, certains d'entre eux sont connectés à plusieurs rues (cas *T1*), tandis que d'autres sont ne sont connectés qu'à une seule rue (cas *T2*).

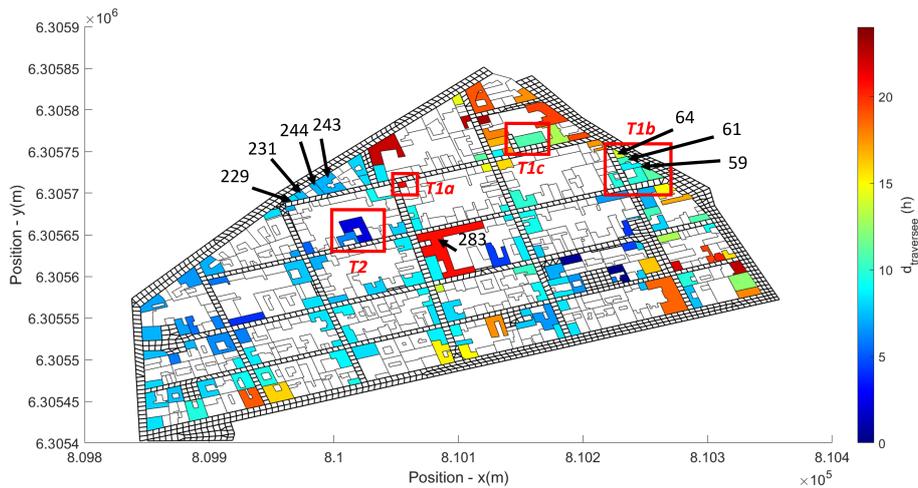


FIGURE 5.56 : Durée pendant laquelle les bâtiments sont traversés par les écoulements dans la simulation *RB1988*. Les bâtiments encadrés permettent de visualiser différents types de *bâtiments traversants* : (*T1*) bâtiments connectés à plusieurs rues, (*T1a*) bâtiments au niveau d'un carrefour/d'une bifurcation, (*T1b*), bâtiments connectés à deux cellules sur deux façades opposées, (*T1c*) bâtiments au milieu du bloc urbain où le maillage entre localement dans le bloc, (*T2*) bâtiment avec une seule façade adjacente à la rue. Les numéros font référence à l'identifiant de bâtiments.

Les bâtiments qui sont dans le cas *T2* résultent des *erreurs* de la BD TOPO® (voir section 5.2.3.4). Seule une façade du bâtiment est traversante. Le bâtiment 323 présenté dans la figure 5.57 est par exemple un bâtiment appartenant au cas *T2* adjacent à la rue Flamande. Au cours de la simulation, le débit entre par l'ouverture 1056 et sort par 1058. Néanmoins, le débit sortant du bâtiment 323 est insignifiant par rapport à celui qui transite dans la rue Flamande (voir figure 5.58). L'influence éventuelle sur l'écoulement reste dans tous les cas localisée.

Les bâtiments appartenant au cas *T1* concernent des bâtiments qui sont connectés à plusieurs rues. Ces derniers peuvent par exemple être localisés au niveau d'un carrefour ou d'une bifurcation (cas *T1a* sur la figure 5.56). Il y a aussi les bâtiments contenant deux façades opposées, dont chacune est adjacente à une rue différente (cas *T1b* sur la figure 5.56). Dans ces deux cas, une partie de l'écoulement est court-circuitée vers une autre rue, ce qui pourrait influencer la répartition des écoulements. Enfin, le cas *T1c* regroupe les bâtiments positionnés au milieu d'un bloc urbain et pour lesquels le maillage est en contact avec plusieurs façades (voir figure 5.56). L'impact des écoulements qui traversent ce type de bâtiment n'est que local sur l'écoulement dans la rue dans ce cas, contrairement aux cas *T1a* et *T1b* pour lesquels les bâtiments traversants peuvent significativement modifier la répartition des écoulements dans le réseau de rues, les hauteurs et vitesses maximales, ainsi que les débits de pointe comme démontré dans la section 5.3.2.

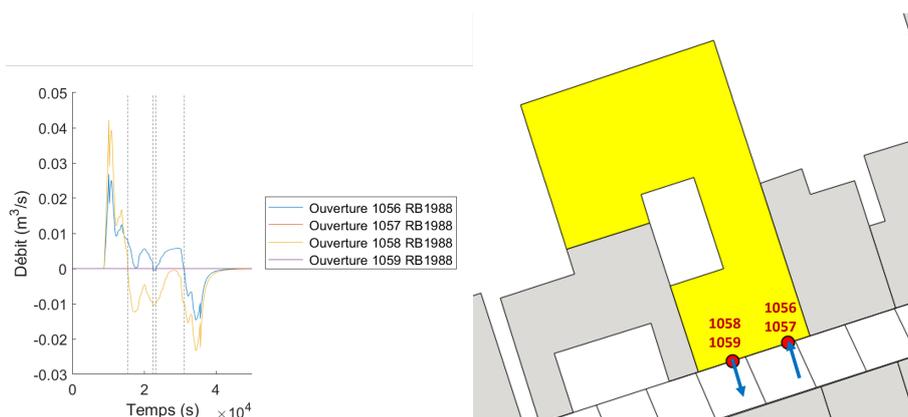


FIGURE 5.57 : Débits des ouvertures du bâtiment 323 dans la simulation *RB1988* (représentant les bâtiments de cas *T2* sur la figure 5.56). Le bâtiment contient 2 couples porte/fenêtre. Les ouvertures 1056 et 1058 sont des portes. Les ouvertures 1057 et 1059 sont des fenêtres. Il n'y a pas d'échange à travers les fenêtres car le niveau d'eau dans la rue reste inférieur au seuil. Le débit entre dans le bâtiment par les deux portes jusqu'à  $t = 18600$  s. Entre 15700 et 22400 s puis de 23300 à 31000 s se succèdent deux périodes au cours desquelles le débit entre par l'ouverture 1056 et sort par 1058. La durée de la traversée est au totale de  $d_{traversée} = 240$  min.

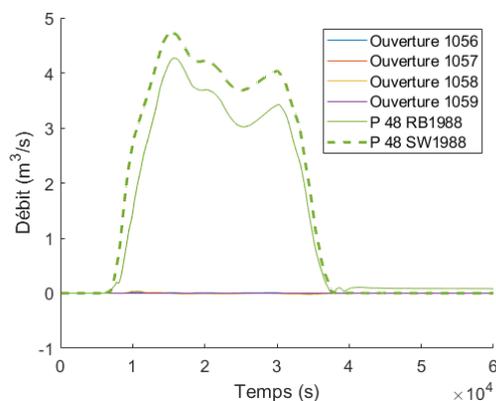


FIGURE 5.58 : Débits dans la rue Flamande (*P48*) et sortants du bâtiment 323 dans la simulation *RB1988*. Le bâtiment est localisé sur la figure 5.56 dans l'encadrement rouge du cas *T2*. Le point d'observation du débit peut être localisé à partir de la figure C.2 en annexe C.2.

Le bâtiment 283 présenté dans la figure 5.59 est connecté à la rue Flamande par deux ouvertures, ainsi qu'à la rue Richelieu par 4 ouvertures. Il y a également 8 ouvertures vers la rue Catinat. C'est donc un bâtiment connecté à 3 rues qui pourrait jouer un rôle sur la répartition des débits au milieu du quartier. L'étude des signes des débits des ouvertures montre que les débits entrent par la rue Flamande et sortent par la rue Richelieu (voir figure 5.59). Ils sont tantôt entrants, tantôt sortants le long de la rue Catinat. La figure 5.60a montre les débits entrants par la rue Flamande avec le débit qui transite dans la rue Flamande. Les débits qui entrent dans le bâtiment sont significatifs par rapport à celui de la rue Flamande et représentent jusqu'à 70 % de ce dernier. C'est une part importante du débit de la rue Flamande qui passe dans le bâtiment 283. La figure 5.60b montre les débits sortants vers la rue Richelieu avec le débit qui transite dans la rue Richelieu à l'aval du bâtiment 283. La somme des débits en provenance du bâtiment 283 représente jusqu'à 35 % du débit de la rue Richelieu. Ils sont donc significatifs. Enfin, la figure 5.61 montre la somme des débits des ouvertures positionnées le long de la rue Catinat et celui qui y passe. Le débit est négatif, signifiant que le bâtiment 283 apporte du débit à la rue Catinat plus qu'il n'en prélève. Néanmoins, les apports représentent moins de 1 % du débit de la rue Catinat. Ceux-ci sont insignifiants. Finalement, le bâtiment 283 facilite l'écoulement naturel en direction du Sud-Ouest du domaine et induit localement des variations significatives des variables hydrodynamiques dans les rues orientées Est-Ouest, comme exposé dans la section 5.3.2.1.1.3.

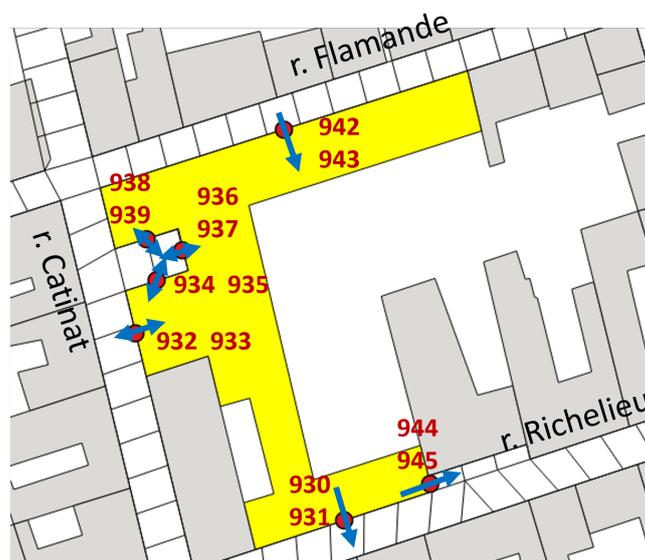


FIGURE 5.59 : Échanges avec le bâtiment 283 dans la simulation *RB1988* (localisation en figure 5.56)

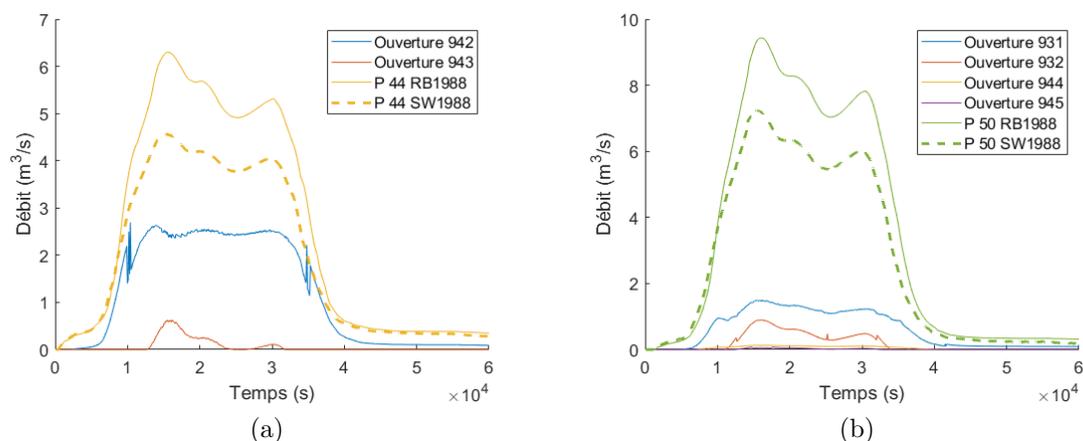


FIGURE 5.60 : Comparaison des débits sortants du bâtiments 283 de la simulation *RB1988* par rapport aux débits dans la rue dans la simulation *RB1988* et *SW1988*. La localisation du bâtiment est visible figure 5.56 et ses ouvertures sur la figure 5.59. Dans la figure 5.61, les débits des ouvertures 932 à 939 sont sommés. (a) Rue Flamande (*P44*). (b) Rue Richelieu (*P50*). Les points d'observation du débit peuvent être localisés à partir de la figure C.2 en annexe C.2.

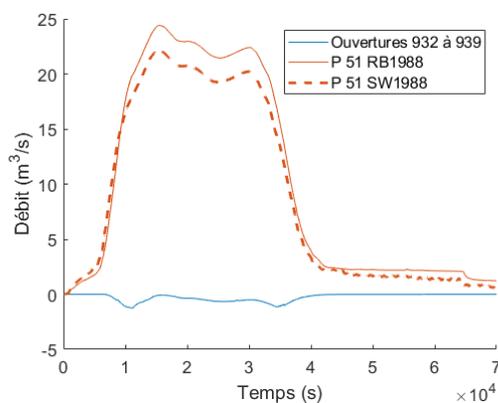


FIGURE 5.61 : Comparaison des débits échangés entre le bâtiment 283 et la rue Catinat (*P51*) dans la simulation *RB1988*. Les points d'observation du débit peuvent être localisés à partir de la figure C.2 en annexe C.2.

Sur la figure C.7 en annexe C.5 sont superposées les différences des hauteurs maximales entre les simulations *RB1988* et *SW1988*. D'autres *bâtiments traversants* sont positionnées à proximité d'une variation locale des variables de l'écoulement similaire à celle observée autour du bâtiment 283. Les bâtiments 64, 61 et 59 sont par exemple reliés aux rues Sully et Nicot. Les cotes étant plus importantes dans la rue Sully, ces bâtiments dévient l'écoulement en faveur de la rue Nicot. La figure 5.62a qui expose les débits sortants de ces trois bâtiments au côté des débits qui entre à l'amont de la rue Nicot montre cependant que l'apport est insignifiant. Les bâtiments 229, 231, 244 et 243 induisent quant à eux un écoulement de la rue Faïta vers la rue Papin. La figure 5.62b trace les débits sortants des bâtiments avec le débit qui passe dans la rue Papin. Les débits sortants sont cette fois significatifs par rapport au débit de la rue Papin. La somme des débits sortant des bâtiments représentent jusqu'à 62 % du débit qui passe dans la rue Papin dans la simulation *RB1988*. On observe une diminution de la hauteur maximale à l'amont et une réduction à l'aval, de même qu'une augmentation de la vitesse maximale à l'amont et une diminution à l'aval qui sont cohérentes avec le rôle de court-circuit. Il existe donc des *bâtiments traversants* capables de modifier significativement les débits dans la rue.

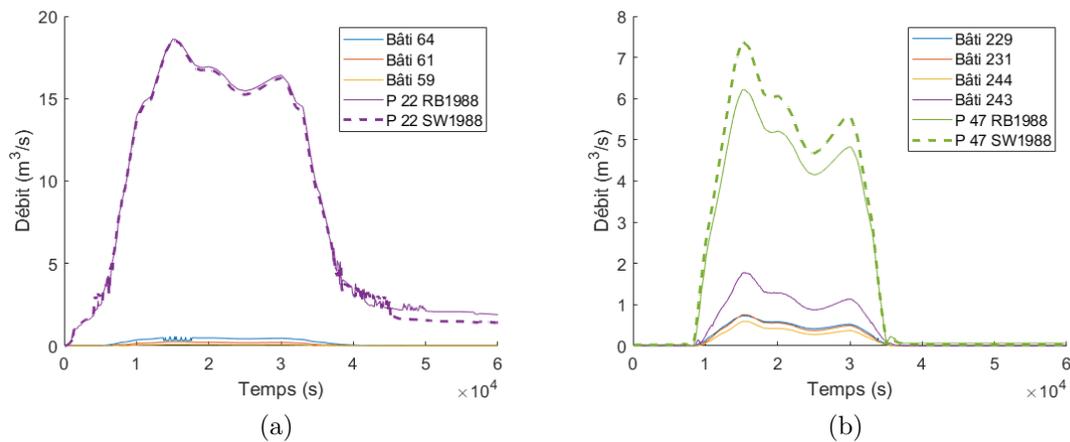


FIGURE 5.62 : Apport des débits en provenance de quelques bâtiments traversants vers les rues Nicot et Papin dans la simulation *RB1988* (localisation des bâtiments en figure 5.56). (a) Débits sortants des bâtiments 64, 61 et 59 (en valeur absolue) vers la rue Nicot. (b) Débits sortants des bâtiments 229, 231 et 244 (en valeur absolue) vers la rue Papin. Les points d'observation du débit peuvent être localisés à partir de la figure C.2 en annexe C.2.

### 5.3.3.4 Volume stocké dans les bâtiments

Le niveau dans chaque bâtiment étant connu ainsi que leur surface, le volume d'eau qui est stocké dans les bâtiments tout au long de l'épisode peut être tracé pour les deux événements d'inondation. La figure 5.63a montre l'évolution du ratio du volume des bâtiments  $V_b$  par rapport au volume total injecté en amont pour les simulation *RB1988* et *RB2002*. La forme est cohérente avec celle des hydrogrammes injectés (voir figure 5.17). Le volume contenu dans les bâtiments atteint jusqu'à 1,9 % du volume de l'inondation dans la simulation *RB1988* et jusqu'à 5,4 % pour *RB2002*. Le volume est plus important pour le plus petit événement, ce qui est cohérent avec les observations faites dans l'analyse du cas synthétique présentée dans le chapitre 4. La différence du volume peut expliquer les différences observées sur les effets des échanges rue-bâti pour les deux épisodes simulés (voir section 5.3.2).

Tandis que le volume de l'inondation tend vers 0 à la fin de l'évènement, celui contenu dans les bâtiments se stabilisent. En effet, une partie de l'inondation reste piégée dans le bâtiment à la fin de l'évènement lorsque : (i) le bâtiment dispose d'un seuil dont la cote est plus haute que la cote sol de la rue voisine et que celle du bâtiment, (ii) le bâtiment est plus bas que la rue (voir figure 5.64). Au total, le volume d'eau qui reste piégé dans tous les bâtiments du quartier à la fin de l'épisode représente 0,3 % du volume de l'inondation de 1988 et 2,3 % pour 2002. Ce volume définitivement stocké dépend des choix qui ont été faits pour définir la topographie dans les bâtiments (voir section 5.5.3) et l'attribution des dimensions des ouvertures (voir section 5.4.1).

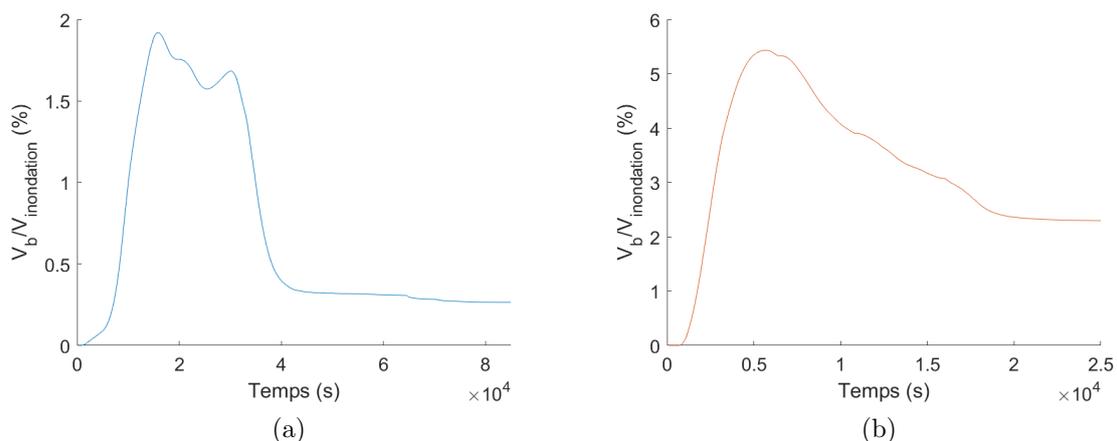


FIGURE 5.63 : Évolution du volume contenu dans les bâtiments pour les simulations *RB1988* et *RB2002*. (a) Simulation *RB1988*. (b) Simulation *RB2002*.

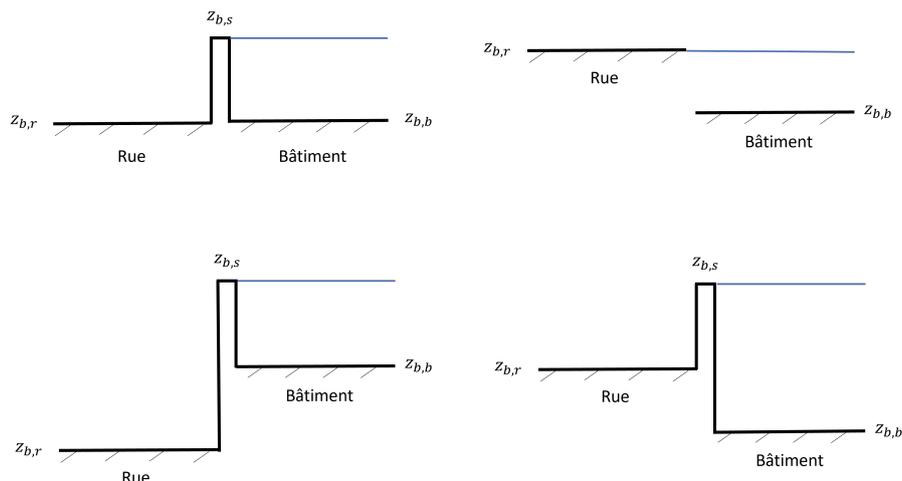


FIGURE 5.64 : Configurations théoriques pour lesquelles de l'eau reste piégée dans les bâtiments

### 5.3.4 Bilan

La comparaison des résultats entre les modèles avec et sans échanges rue-bâti montre des différences significatives en présence des bâtiments lorsque les ouvertures sont pleinement ouvertes. La comparaison des hauteurs et les vitesses maximales, ainsi que des débits de pointe montre des réductions et des augmentations lorsque les échanges sont pris en compte. Pour l'évènement de 2002, une diminution globale du volume de l'inondation occasionne une réduction généralisée des hauteurs maximales et des pics de débits. La répartition globale des écoulements dans le réseau de rues est conservée, mais des modifications locales sont observées. Celles-ci sont induites par le stockage temporaire de l'eau à l'intérieur du bâti et les courts-circuits occasionnés par les bâtiments qui sont connectés à différentes mailles de rue. Le déroulement des deux évènements simulés ne montre pas non plus de différence significative sur les dates de mise en eau, de la hauteur maximale ou du débit de pointe vers l'aval. Le peu de différences entre les résultats des deux modèles est probablement dû au volume stocké dans les bâtiments qui n'est que de 1,9 % pour l'évènement de 1988 et de 5,4 % pour 2002. Le volume plus important contenu dans les bâtiments dans la simulation de 2002 est à l'origine du comportement global de réductions de hauteurs et des débits. Même si les différences significatives ne sont que ponctuelles, il n'en demeure pas moins qu'il est important de les étudier et de les croiser avec les enjeux. En effet, une augmentation locale de la hauteur maximale peut devenir cruciale à proximité d'une crèche, d'une maison de retraite ou d'un hôpital par exemple. La prise en compte des échanges rue-bâti dans la modélisation des inondations urbaines est préconisée.

A l'intérieur des bâtiments, les niveaux d'eau suivent généralement ceux de la rue voisine. La hauteur d'eau finale dépend de la topographie des bâtiments. Une majorité de bâtiments qui sont connectés à plusieurs rues n'atteignent pas la cote maximale de la surface libre des mailles avec lesquelles le bâtiment échange de l'eau.

Supposer que le niveau d'eau dans le bâtiment atteint celui de la rue voisine est une hypothèse non valide pour un quart des bâtiments du quartier au total, à l'origine d'une surestimation des dommages qu'il s'agira de déterminer dans la section 5.5.1. Les vitesses de remplissage des bâtiments sont liées au temps de réaction dont disposent les résidents pour se mettre en sécurité. La vitesse maximale de remplissage dépend de l'écoulement dans la rue à proximité et des caractéristiques propres à chaque bâtiment. La durée entre la mise en eau et une hauteur de 1 m a été quantifiée pour chaque bâtiment, et met en évidence que certains bâtiments ont des délais inférieurs à 30 min et devraient être évacués en priorité voire en amont de l'évènement. L'étude de l'évolution de la hauteur d'eau dans chaque bâtiment offre la possibilité d'adopter une vision plus individualisée du risque, ce qui permet d'adapter le déroulement de la gestion de crise et de potentiellement réduire le nombre de personnes exposées au danger.

## 5.4 Stratégie de modélisation

Partant du constat qu'il y a un intérêt à modéliser les échanges rue-bâti bien que la justesse des résultats soit à affiner (paramètres utilisés, sensibilité au coefficient de débit des lois...), le modélisateur est amené à faire des choix pour prendre en compte ces échanges. Cette partie vise à guider le modélisateur dans ces choix en présentant la sensibilité des résultats hydrodynamiques à (i) l'état des ouvrants (ouverts/fermés), (ii) au coefficient de débit des lois, (iii) à la représentation de l'intérieur des blocs des bâtiments. La sensibilité des résultats à l'organisation interne des bâtiments a été réalisée dans la section 5.1.2.3 et a montré que celle-ci n'a pas d'effet sur les résultats du modèle dans la rue et dans le bâtiment dans le cas particulier simulé. Les différentes stratégies de modélisation n'ont été testées que sur l'évènement de 1988.

### 5.4.1 Ouvrants fermés avec des fuites

Au cours d'une inondation, les portes et les fenêtres sont a priori fermées, mais des fuites sont possibles puisqu'elles ne sont pas conçues pour être étanches (voir section 1.3.3.3). Puisque les hauteurs d'eau en jeu pour l'inondation de 1988 sont importantes, il est probable que certains bâtiments se soient effectivement retrouvés avec des portes et des fenêtres ouvertes sous l'effet de la pression de l'eau. Mais ce n'est *a priori* pas une configuration réaliste, au moins au début de l'inondation. Le modélisateur lui, ne connaît pas l'état des ouvrants. Il est alors contraint de choisir l'état qu'il souhaite représenter. Dans cette partie, l'objectif est de déterminer si modéliser les portes et les fenêtres ouvertes ou fermées influence significativement les résultats du modèle d'échanges rue-bâti.

#### 5.4.1.1 Représenter des ouvrants fermés avec des fuites

On considère que lorsque l'ouvrant est fermé l'eau peut encore s'infiltrer par des fentes verticales et/ou horizontales (voir figure 1.4a). Pour le code, la différence entre ces deux types de fente est la loi d'échange associée au calcul de débit. Pour la fente horizontale, la loi d'orifice noyé est principalement utilisée et pour la fente verticale (voir section 3.3), ce sont majoritairement les lois de seuil noyé et dénoyé, et les lois d'orifice sont utilisées si le niveau d'eau dans la rue dépasse la partie supérieure de l'ouverture (ne concerne que l'amont du domaine). Dans cette partie, on propose de façon arbitraire de représenter des portes et les fenêtres fermées à l'aide de fentes horizontales de la largeur des ouvrants, sur une hauteur de 1 cm. Pour disposer d'une analyse complète, il aurait été pertinent de tester différentes représentations des ouvrants fermés (fentes verticales, horizontales et verticales). De même, la dimension des fentes n'est pas connue et celle-ci mériterait une analyse de sensibilité spécifique. La simulation avec des ouvrants fermés est appelée *RB1988Fermés*.

#### 5.4.1.2 Effet des échanges rue-bâti avec des ouvrants fermés sur la rue

On s'intéresse aux résultats de la simulation *RB1988Fermés* par rapport aux résultats produits par le modèle négligeant les échanges rue-bâti *SW1988*. Les graphiques présentant la comparaison des variables de l'écoulement dans la rue des simulations *RB1988Fermés* et *SW1988* sont présentés dans l'annexe C.6 puisque les différences sont limitées. Les différences des hauteurs maximales  $h_{max}^{RB1988fermés} - h_{max}^{SW1988}$  sont comprises entre  $-0,60$  et  $0,01$  cm (voir figure C.8a). La prise en compte des échanges rue-bâti avec des ouvrants fermés n'engendrent donc que des diminutions de la hauteur maximale dans la rue. Néanmoins, ces diminutions dépassent  $0,10$  m pour moins de 2 % des cellules du maillage. Un seuil de  $0,10$  m est appliqué pour considérer qu'une différence est significative ou non, en cohérence avec les paliers auxquels les hauteurs d'eau sont associées aux dommages (voir section 5.5.1). Une différence de moins de  $0,10$  m peut néanmoins occasionner des différences sur les dommages si un seuil est franchi. Pour les personnes, une différence inférieure à  $0,10$  m est insignifiante au premier abord, bien que  $0,10$  m de plus ou de moins peut signifier le passage ou non d'une hauteur limite du point de vue des déplacements en marchant (voir section 1.3.2). On suppose qu'une différence inférieure à  $0,10$  m est insignifiante du point de vue des modifications de l'écoulement dans la rue.

Les différences des vitesses maximales  $u_{max}^{RB1988fermés} - u_{max}^{SW1988}$  valent localement de  $-0,87$  à  $1,42$  m/s. Ces différences dépassent  $0,2$  m/s en valeur absolue pour moins de 2 % des cellules du maillage (voir figure C.8b). Ce seuil de  $0,2$  m/s correspond à la limite entre les vitesses faibles et moyennes au sens de l'aléa (voir section 5.3.1.2). Les écarts relatifs sur les débits de pointe dépassent 10 % pour seulement deux hydrogrammes sur les 73 observés et les variations sont au plus de 15 % en valeur absolue (voir figure C.10a). Il y a donc des différences significatives mais elles restent marginales. Les différences significatives sont donc minoritaires sur les maximums observés entre les simulations représentant des ouvrants fermés ou négligeant complètement les échanges rue-bâti.

A propos des dates auxquelles les hauteurs maximales (voir figure C.9a) et les débits de pointe (figure C.10b) ont lieu, un décalage temporel croissant en direction de l'aval similaire à celui qui est observé entre les simulations *RB1988* et *SW1988* apparaît (voir section 5.3.2.3). Il atteint 15 min à l'aval. L'effet des échanges rue-bâti sur le décalage est donc conservé en modélisant des ouvrants fermés, mais ce décalage est toujours insignifiant du point de vue opérationnel.

La comparaison des dates de la hauteur maximale des simulations *RB1988Fermés* et *RB1988* montre que la date est avancée d'une vingtaine de minutes à l'aval de la rue Richelieu (voir figure C.9b). C'est un constat intéressant à relier au rôle du bâtiment 283 qui dépend de l'état des ouvrants. En effet, il a été démontré dans la section 5.3.3.3 que ce bâtiment dévie une partie des écoulements de la rue Flamande vers la rue Richelieu lorsque les ouvrants sont représentés pleinement ouverts. Lorsque ceux-ci sont maintenant fermés, le volume d'eau qui passe d'une rue à l'autre est réduit comme le montre la courbe *P50* de la simulation *RB1988Fermés* qui est positionnée bien en-dessous de celle de *RB1988*. La date précoce de la hauteur maximale à cet endroit est donc cohérente avec le plus petit volume qui circule dans la rue par rapport à la simulation *RB1988*. On observe également sur la figure C.9a un retard un peu plus en amont de la rue Richelieu positionné au niveau du point haut entre les rues Villars et Nicot, qui témoigne d'une dynamique de l'inondation légèrement différente. Ces différences ne sont toutefois pas représentatives du reste du domaine puisqu'elles sont localisées au niveau du point haut.

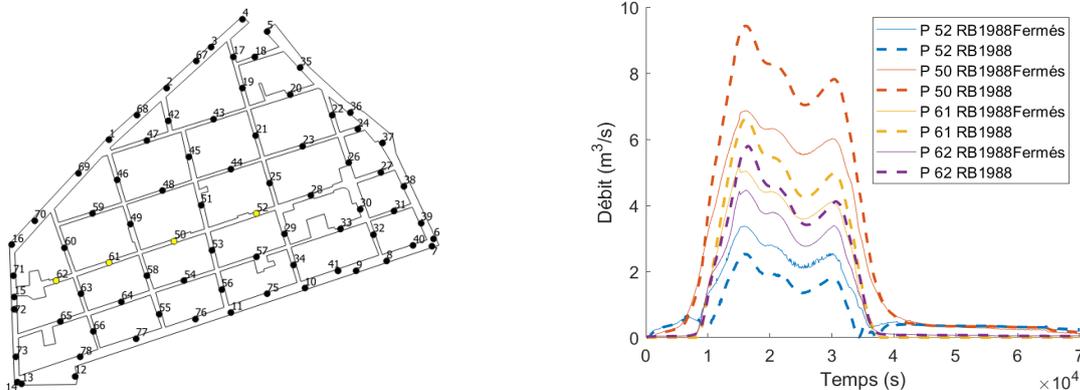


FIGURE 5.65 : Débits le long de la rue Richelieu pour les simulations *RB1988Fermés* et *RB1988*

Les résultats des simulations *RB1988Fermés* et *SW1988* sont globalement identiques. Du point de vue de la rue, représenter des ouvrants fermés équivaut à négliger les échanges rue-bâti. Puisque des différences significatives ont été observées entre les modèles avec et sans échanges rue-bâti, modéliser des ouvrants ouverts ou fermés a des impacts significatifs au moins localement sur l'écoulement.

### 5.4.1.3 Analyse de l'inondation dans les bâtiments

#### 5.4.1.3.1 Hauteur maximale dans les bâtiments

On s'intéresse à l'inondation des bâtiments dans les simulations avec des ouvrants ouverts et fermés. La comparaison des hauteurs maximales dans les bâtiments  $h_{max,b}^{RB1988fermées} - h_{max,b}^{RB1988}$  est présentée sur la figure 5.66. Les différences sont comprises entre  $-0,75$  et  $0,40$  m. Le niveau maximal varie donc dans les deux sens. La majorité des bâtiments (69 %) voient leur hauteur maximale à la baisse en représentant des ouvrants fermés. Ceci explique pourquoi le volume total contenu dans les bâtiments vaut 1,8 % avec les ouvrants fermés contre 1,9 % lorsqu'ils sont ouverts. La diminution est de plus de 0,10 m pour 36 % des bâtiments, représentant une part significative des bâtiments du quartier. Dans certains cas, la diminution de la hauteur maximale rencontrée dans le bâtiment permet de ne plus dépasser certaines hauteurs limites du point de vue de l'aléa (voir section 5.3.3.2) : pour 4 % des bâtiments, la hauteur maximale reste inférieure à 50 cm lorsque les ouvrants sont fermés et pour 8 % où cette hauteur ne dépasse plus 1 m. Ces réductions qui sont pertinentes du point de vue de l'aléa sont donc rares. Environ un tiers des bâtiments voient par ailleurs leur hauteur maximale augmenter. Néanmoins seuls 3 % des bâtiments connaissent une augmentation de la hauteur  $h_{max,b}$  supérieure à 10 cm.

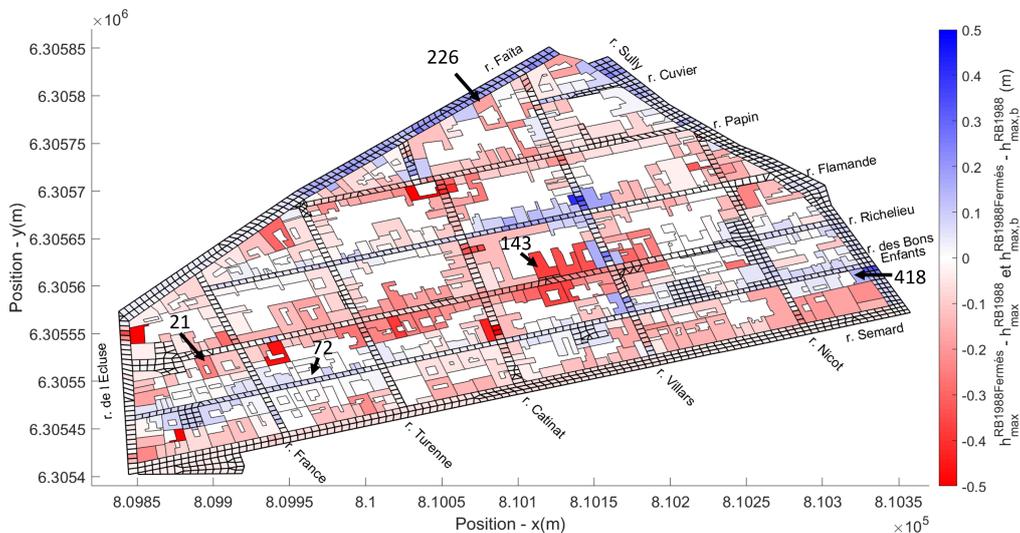


FIGURE 5.66 : Différences des hauteurs maximales dans la rue et les bâtiments entre les simulations *RB1988Fermés* et *RB1988*. Les numéros font référence aux identifiants des bâtiments.

On peut dire que globalement la variation de la hauteur  $h_{max,b}$  est du même ordre de grandeur que dans la rue voisine. Ainsi, la hauteur maximale dans les bâtiments diminuent et augmentent selon les bâtiments en modélisant des ouvrants fermés. Ceci signifie que les variations de l'écoulement dans la rue se répercute dans les bâtiments. Néanmoins, dans certains cas la diminution est plus forte dans le bâtiment que dans la rue. C'est cohérent puisque la section de l'écoulement étant réduite, les débits sont insuffisants pour atteindre la cote maximale de la rue voisine. Dans le bâtiment 21 par exemple, présenté sur la figure 5.67, la pente de la montée est plus faible, attestant d'un remplissage plus lent dans la simulation *RB1988Fermées*. Le niveau maximal n'atteint alors plus celui de la maille avec laquelle il communique, comme c'était le cas dans la simulation *RB1988*. Ceci explique également que dans certains bâtiments le niveau maximal diminue parfois dans le bâtiment tandis qu'il augmente dans la rue à proximité (bâtiment 226). Les augmentations sont quant à elles soit du même ordre de grandeur que la rue voisine (bâtiment 418), soit plus faibles si les échanges sont limitant (bâtiment 72).

En résumé, il n'y a pas d'explication générale pour expliquer les variations de la hauteur maximale dans les bâtiments par rapport à la rue car tous les cas existent : il n'y a pas de corrélation entre les variations de la hauteur dans le bâtiment et dans la rue immédiate. Tandis que certains bâtiments connaissent des variations de la hauteur d'eau maximale homogène sur une zone (comme à proximité du bâtiment 143 par exemple), pour d'autres la différence de la hauteur maximale est complètement différente des bâtiments voisins (comme pour le bâtiment 72). La variation de la hauteur maximale dans les bâtiments en représentant des ouvrants fermés au lieu d'ouverts est fonction des modifications qui se produisent dans la rue et des caractéristiques de chaque bâtiment. Puisqu'elle est susceptible d'augmenter ou d'être réduite et que plus d'un tiers de bâtiments connaissent une variation supérieure à 10 cm, il est préférable de modéliser correctement l'état des ouvertures pour correctement reproduire la hauteur maximale dans les bâtiments.

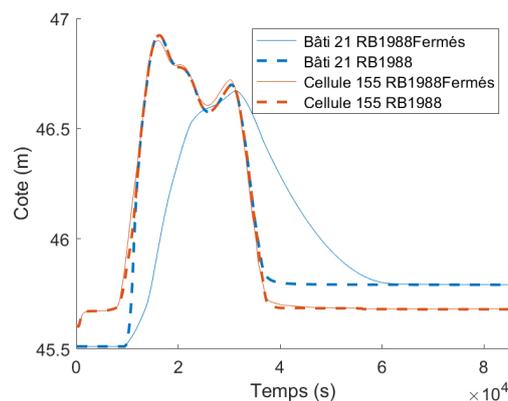


FIGURE 5.67 : Évolution de la cote dans le bâtiment 21 et sa cellule associée pour les simulations *RB1988Fermées* et *RB1988* (localisation en figure 5.66). Au début de la simulation, la cote de la surface libre vaut la cote sol.

La réduction de la surface des échanges qui résulte de la manière avec laquelle les ouvrants sont représentés peut dans certains cas contraindre le niveau maximal atteint dans le bâtiment (voir figure 5.67). On cherche maintenant à quantifier les différences de cotes dans le bâtiment et la rue immédiate avec des ouvrants fermés, pour voir si le nombre de bâtiments n'atteignant plus la cote maximale de la rue voisine a significativement augmenté.

Les cotes maximales des bâtiments et dans la rue à proximité sont comparées et les principaux résultats sont rapportés dans le tableau 38 au côté de ceux de la simulation *RB1988* présentés dans la section 5.3.1.1. Le nombre de bâtiments pour lesquels la différence de cote  $z_{max,o}^{RB1988fermées} - z_{max,b}^{RB1988fermées}$  est significative augmente sans surprise en modélisant des ouvrants fermés. Il y a 38 % des bâtiments du quartier qui ont une différence de cote de plus de 10 cm, contre seulement 13 % lorsque les ouvrants sont ouverts. De manière attendue, lorsque les ouvrants sont fermés, l'hypothèse classique des économistes est maximisante pour un nombre croissant de bâtiments, conduisant à une surestimation des dommages. L'analyse économique détaillée des différents scénarios est disponible dans la section 5.5.1 et permettra de déterminer si ces différences se traduisent de façon significative sur le coût des dommages.

TABLEAU 38 : Comparaison des différences  $z_{max,o} - z_{max,b}$  des simulations *RB1988Fermés* et *RB1988*

	<i>RB1988Fermés</i>	<i>RB1988</i>
nombre de bâtiments dont $z_{max,o} - z_{max,b} > 5$ cm	65 %	18 %
nombre de bâtiments dont $z_{max,o} - z_{max,b} > 10$ cm	38 %	13 %
$\max(z_{max,o} - z_{max,b})$	1,39 m	0,88 m

#### 5.4.1.3.2 Durée de 0 à 1 m d'eau dans les bâtiments

Les ouvrants fermés tendent à ralentir le remplissage des bâtiments. Au cours d'une crise, il est probable qu'une part significative de la population du quartier bénéficie de délais supplémentaires avant qu'une hauteur de 1 m soit atteinte dans leur logement. On s'intéresse donc à la durée  $d_{0-1\text{ m}}^{RB1988Fermées}$  qui sépare la mise en eau du bâtiment de la hauteur seuil de 1 m. Cette durée est comparée à  $d_{0-1\text{ m}}^{RB1988}$  avec des ouvrants ouverts pour les bâtiments dont la hauteur maximale atteint au moins ce seuil dans les deux simulations (48 % des bâtiments concernés). Les résultats sont cartographiés sur la figure 5.68. La carte est globalement bleue, confirmant que les ouvrants fermés sont à l'origine d'une durée entre 0 et 1 m d'eau dans les bâtiments prolongée. Les valeurs sont comprises entre  $-3$  et  $315$  min. Pour deux bâtiments, la durée  $d_{0-1\text{ m}}$  est plus courte, mais les valeurs sont très faibles. Pour un quart des bâtiments du quartier, la durée  $d_{0-1\text{ m}}$  est prolongée d'au moins 60 min. Les résidents qui occupent ces logements ont donc significativement plus de temps

lorsque les ouvrants sont fermés pour se mettre en sécurité avant qu'une lame d'eau de 1 m ne les empêche de marcher. Il est donc nécessaire de bien représenter l'état des ouvrants pour correctement tenir compte de l'évolution de l'inondation dans les bâtiments qui est déterminante pour ses occupants.

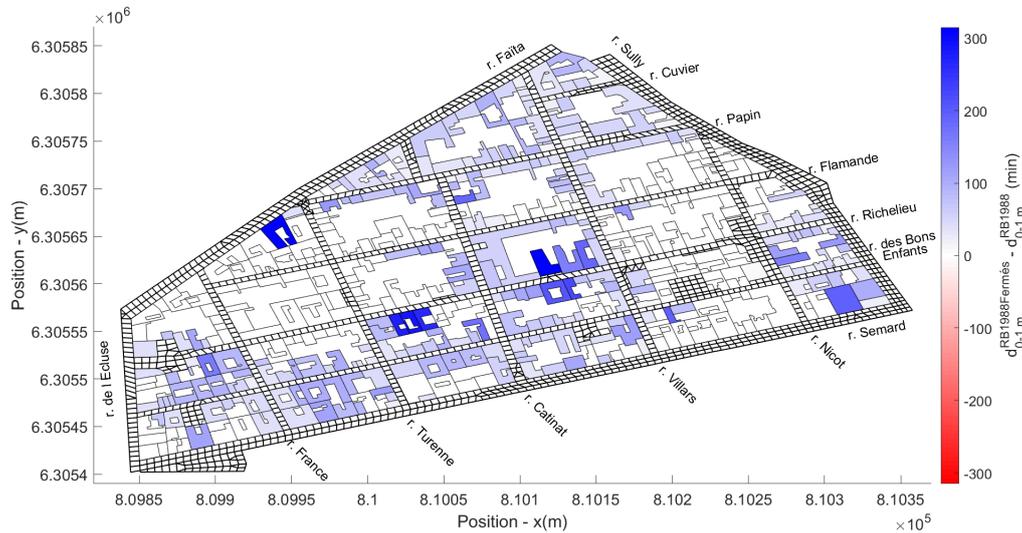


FIGURE 5.68 : Différence des durées séparant la mise en eau de 1 m d'eau dans les bâtiments pour les simulations *RB1988Fermées* et *RB1988*

### 5.4.1.3.3 Pression hydrostatique

Les ouvertures peuvent être détériorées sous la pression de l'eau durant une inondation. Les seuils de ruptures des ouvertures sont mal connus, mais la bibliographie semble indiquer qu'une rupture est probable lorsque la pression hydrostatique qui s'exerce sur l'ouverture équivaut à une différence de hauteur de 1 m de part et d'autre de l'ouvrant (voir section 1.3.3.3). On s'intéresse à la différence des cotes de la surface libre au-dessus de la cote du seuil pour chaque ouverture. Pour rappel,  $z_r$  (resp.  $z_b$  et  $z_{b,s}$ ) est la cote de la surface libre de la rue (resp. du bâtiment et du seuil). On suppose que si  $(z_r - z_{b,s}) - (z_b - z_{b,s}) > 1$  m (ou  $(z_b - z_{b,s}) - (z_r - z_{b,s}) > 1$  m dans le cas où la cote dans le bâtiment dépasserait celle de la maille voisine pour les bâtiments qui sont connectés à plusieurs cellules via diverses ouvertures) alors l'ouvrant fermé est susceptible de rompre. On calcule  $(z_r - z_{b,s}) - (z_b - z_{b,s})$  et  $(z_b - z_{b,s}) - (z_r - z_{b,s})$  à partir des données de la maille et du bâtiment vers lequel chaque ouvrant pointe.

Pour 102 ouvrants, la différence des cotes dépasse 1 m, avec un maximum atteignant 1,97 m. Parmi ces ouvrants, il y en a 8 pour lesquels la rupture serait causée par une différence de pression de 1 m avec une cote dans le bâtiment dépassant celle de la rue. Pour ces bâtiments connectés à plusieurs mailles, le remplissage plus rapide que la vidange est à l'origine de la différence de pression causant la rupture potentielle. Pour 4 ouvertures, il existe au cours de la simulation un moment pour lequel la cote dans la rue est supérieure de plus de 1 m à celle du bâtiment, et à un

autre moment, c'est la cote dans le bâtiment qui est de 1 m supérieure à celle de la rue. Dans la réalité, ces ouvertures ne peuvent pas être rompues deux fois.

La figure 5.69 expose les bâtiments qui disposent d'ouvertures se rompant potentiellement d'après le calcul présenté précédemment. Ils sont au nombre de 43. On remarque que logiquement les bâtiments positionnés à l'amont du domaine sont plus sensibles à une rupture des ouvertures. Il existe cependant d'autres bâtiments dans le quartier pour lesquels les ouvrants sont susceptibles de se rompre. Ces bâtiments ne semblent à première vue pas associés à un écoulement particulier dans la rue (hauteur maximale, vitesse maximale, variation de la topographie), ni à des caractéristiques spécifiques des bâtiments (surface, largeur de façade, topographie). Il semblerait qu'une combinaison de facteurs explique que les ouvrants de ces bâtiments soient plus susceptibles de s'ouvrir que d'autres.

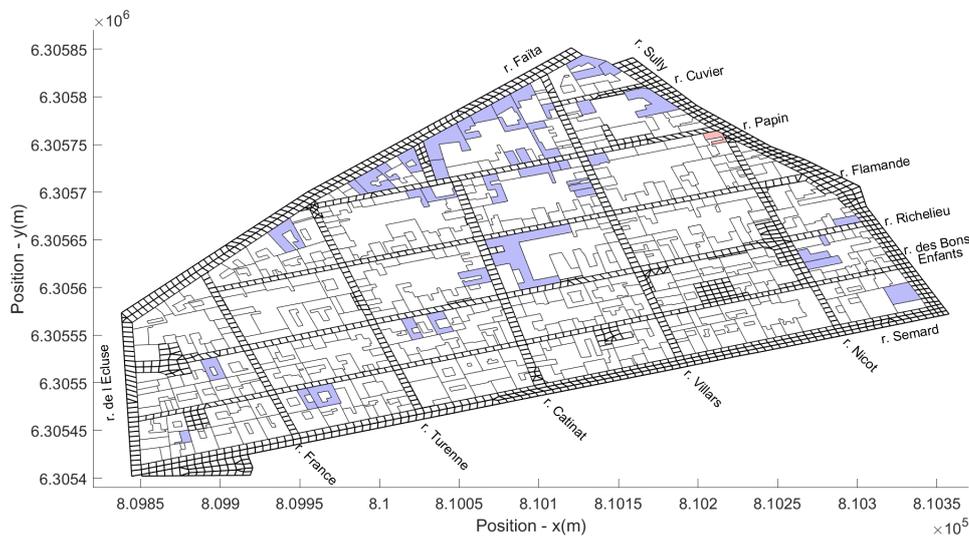


FIGURE 5.69 : Bâtiments pour lesquels au moins un des ouvrants fermés est susceptible de se rompre sous l'effet de la pression hydrostatique. La couleur bleue indique que la pression accumulée susceptible de causer la rupture provient d'une cote plus grande dans la rue, tandis que le rouge indique que la rupture est causée par une charge plus importante dans le bâtiment.

En supposant qu'une différence de niveau d'eau de 1 m induit une ouverture de l'ouvrant, seuls 8 % des ouvrants du quartier sont donc susceptibles d'être abîmés/ouverts sous la pression de l'eau au cours de l'évènement de 1988, représentant environ 10 % des bâtiments. Les ouvrants auraient donc tendance à rester majoritairement fermés lors de l'inondation majeure de 1988, démontrant ainsi que la simulation à partir d'ouvrants ouverts surestimerait le stockage potentiel des bâtiments pour un tel évènement.

#### 5.4.1.4 Bilan

Les paramètres hydrodynamiques de la rue sont localement significativement différents selon si les ouvrants sont fermés ou ouverts. Pour la configuration présentée, il est donc essentiel de connaître l'état des ouvrants pour reproduire correctement l'inondation. Du point de vue de la rue, représenter des ouvrants fermés équivaut à ne pas tenir compte des échanges rue-bâti. Si l'objectif d'une modélisation est de représenter correctement les paramètres hydrodynamiques de la rue et que les ouvrants sont restés fermés durant l'évènement, il n'est pas nécessaire de prendre en compte les échanges rue-bâti d'après les observations faites sur le domaine d'étude. C'est le cas pour l'évènement de 1988, puisqu'en considérant qu'un ouvrant se casse ou s'ouvre dès qu'une pression hydrostatique équivalente à une différence de 1 m d'eau s'accumule derrière celui-ci, il apparaît que les ouvrants du quartier restent fermés pour l'inondation majeure de 1988, à l'exception de l'amont. Ces observations mériteraient d'être confrontées à des retours d'expérience. Par ailleurs, la pression hydrodynamique peut aussi provoquer l'ouverture des ouvrants (voir section 1.1.2.2) et celle-ci n'a pas été prise en compte, or les vitesses de l'écoulement sont fortes dans le quartier.

Dans les bâtiments, la comparaison des hauteurs maximales avec des ouvrants fermés ou ouverts montre qu'elles sont réduites pour les deux tiers des bâtiments lorsque les ouvertures sont fermées. Pour plus d'un tiers des bâtiments, la réduction de la hauteur maximale est significative, ce qui pourrait modifier le coût des dommages. Certains bâtiments voient cependant leur niveau augmenter, en lien avec l'augmentation de la hauteur maximale dans la rue induite par la représentation de différents ouvrants. Seuls 3 % des bâtiments sont néanmoins concernés par une augmentation significative. La vitesse de remplissage des bâtiments étant plus lente avec des ouvrants fermés, le temps de réaction des résidents avant que le niveau n'atteigne 1 m est significativement prolongée dans un quart des bâtiments, modifiant potentiellement le déroulement de la crise. Si l'objectif est de modéliser correctement le risque et les dommages dans les bâtiments, alors l'état d'ouverture est important.

Pour l'évènement de 1988 simulé, la différence de pression mesurée de part et d'autre des ouvrants fermés semblent indiquer que la majorité des ouvrants sont restés fermés durant l'épisode. La modélisation avec des ouvrants ouverts surestime-rait donc le stockage dans les bâtiments. Il serait possible d'ajouter dans le code une rupture des ouvrants lorsque la différence de pression atteint 1 m derrière la porte et la fenêtre. Pour cela, il suffirait d'avoir au début de l'évènement une hauteur d'ouverture limitée à 1 cm qui passerait à la hauteur réelle de l'ouvrant au passage de la pression de rupture. Cette modification pourrait avoir un effet significatif sur les résultats de la rue. En effet, il est probable que l'accélération du remplissage de tous les bâtiments d'une zone à cause de la rupture simultanée des ouvrants (ou d'un bâtiment d'une grande surface tel qu'un centre commercial), puisse réduire au moins ponctuellement la hauteur d'eau dans la rue. Néanmoins, le seuil de rupture est propre à chaque ouvrant (voir section 1.3.3.3) et cette représentation induirait une ouverture spontanée des ouvrants qui n'a pas de raison d'être systématique, ce qui pourrait aussi impacter les résultats. Par ailleurs, le pas de temps de calcul

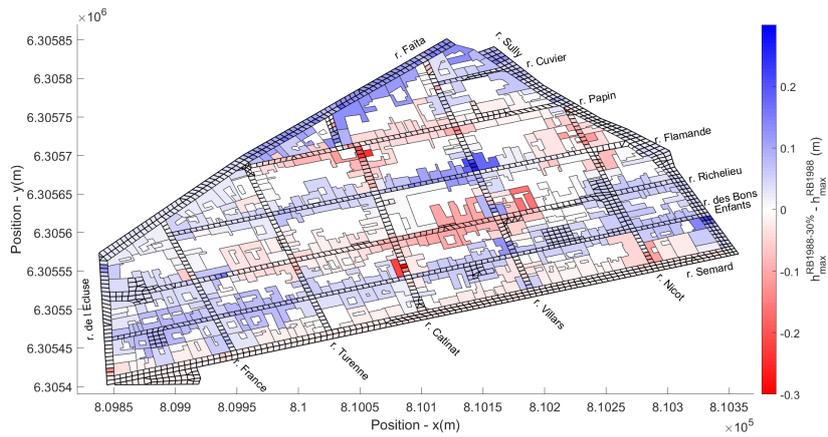
étant imposé par la partie hyperbolique, le code ne pourra pas exactement calculer le moment de la rupture si celui-ci se produit entre deux pas de temps de calcul. Il n'est donc pas si évident de le faire en pratique, ni d'affirmer que les résultats produits seraient plus justes.

## 5.4.2 Débit des ouvertures

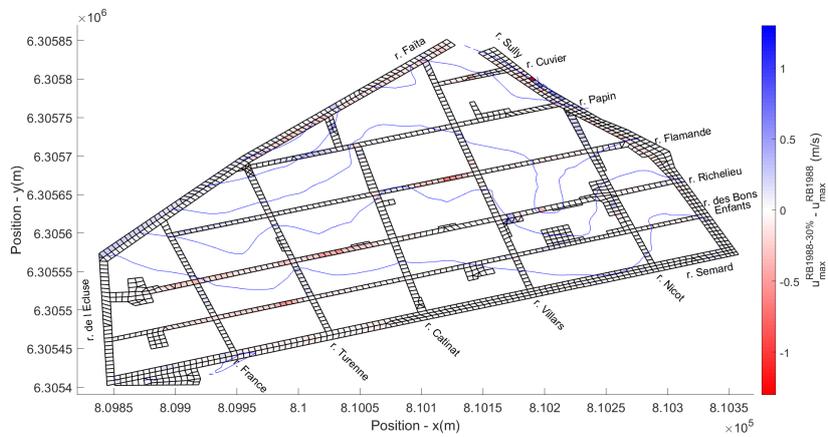
Les lois d'échanges utilisées par le code ont été élaborées dans le chapitre 3. Ces lois délivrent un débit avec une erreur allant jusqu'à 30 % par rapport aux simulations 3D de référence. Cette section s'intéresse à l'effet de la variation du coefficient de débit des lois de 30 % sur les résultats dans la rue et dans les bâtiments. L'objectif est de déterminer s'il est important de représenter correctement le coefficient de débit des lois du point de vue de la rue et des bâtiments. Les simulations sont nommées *RB1988-30 %* et *RB1988+30 %* en fonction de la variation testée. Les ouvrants sont représentés pleinement ouverts.

La figure 5.70a expose les différences des hauteurs maximales en réduisant le coefficient de débit des lois de 30 %. Les hauteurs maximales varient positivement et négativement. La carte est majoritairement bleue, la réduction du coefficient de débit des lois augmente donc principalement les hauteurs maximales dans la rue et dans les bâtiments. De façon cohérente, les zones bleues sur la figure 5.70a (resp. sur les figures 5.70c et 5.70b) correspondent à des zones rouges sur la figure 5.33a (resp. sur les figures 5.33c et 5.33b) qui comparent les simulations avec et sans bâtiments et inversement. Autrement dit, dans les rues pour lesquelles la hauteur d'eau augmente lorsque les échanges rue-bâti sont pris en compte, alors la hauteur d'eau augmente moins si le coefficient de débit des lois est réduit, et vice-versa. Ceci montre finalement que la réduction du coefficient de débit des lois atténue les effets des échanges rue-bâti sur l'écoulement dans la rue. Ce résultat est également cohérent avec les observations réalisées dans la section 5.4.1 pour laquelle les ouvrants sont fermés et les paramètres hydrodynamiques proches de la simulation *SW1988* ne tenant pas compte des bâtiments.

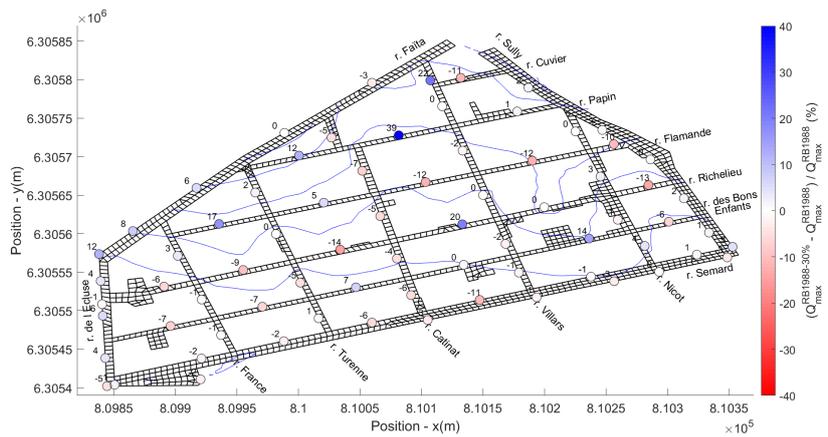
Les différences sur les hauteurs maximales sont comprises entre  $+/- 30$  cm, avec 9 % des mailles dont la différence est de plus de 10 cm en valeur absolue (voir figure 5.70a). Les écarts relatifs sur les débits de pointe de la simulation *RB1988-30 %* par rapport à *RB1988* sont compris entre  $-14$  et  $39$  %, avec 18 % des hydrogrammes observés pour lesquels l'écart excède 10 % en valeur absolue (voir figure 5.70c). Pour les différences sur les vitesses maximales, ces dernières ont des valeurs de  $-1,31$  à  $0,76$  m/s et 7 % des mailles ont une différence de plus de  $0,2$  m/s (voir figure 5.70b). Les variations sur les hauteurs et les vitesses maximales, ainsi que sur les débits de pointe sont donc localement significatives lorsque le coefficient de débit des lois est réduit de 30 %. Quant aux cartes comparant les dates de la hauteur maximale et des débits de pointe visibles sur les figures C.13a et C.13b en annexe C.8, elles montrent ponctuellement une ou deux différences significatives. La réduction du coefficient de débit des lois de 30 % n'affecte donc pas le déroulement de l'inondation dans le réseau de rues.



(a)



(b)



(c)

FIGURE 5.70 : Comparaison des hauteurs, vitesses maximales et des débits de pointe entre les simulations  $RB1988-30\%$  et  $RB1988$ . (a) Différences des hauteurs maximales. (b) Différences des vitesses maximales. (c) Écart relatif du débit de pointe de la simulation  $RB1988+30\%$  par rapport à  $RB1988$ .

Les cartes qui comparent les hauteurs et les vitesses maximales, les débits de pointe, ainsi que les dates des pics de débits et des hauteurs maximales entre les simulations *RB1988* et *RB1988+30 %* sont présentées dans les figures C.11 et C.12 en annexe C.7. Sur les cartes, on retrouve des augmentations et des diminutions aux mêmes endroits que pour la comparaison des simulations *RB1988* et *SW1988* (voir section 5.3.2), démontrant que les effets des échanges rue-bâti sont accentués par rapport à la simulation *RB1988*. D'un point de vue opérationnel, les différences sont toutefois insignifiantes sur les hauteurs maximales ( $+/- 0, 10$  m et  $+/- 35$  min sur leur date), sur les vitesses maximales (sauf à l'amont de la rue Sully) et sur les débits ( $+/- 5 %$  sur le pic de débit et  $+/- 5$  min sur leur date). Ceci s'explique car l'évolution de la hauteur d'eau dans les bâtiments est globalement simultanée à celle de la rue dans la simulation *RB1988*. Augmenter le coefficient de débit des lois ne change donc pas le débit d'échange qui est déjà à sa valeur maximale avec le coefficient  $C_d$  initial.

Il est probable que la réduction du coefficient de débit des lois de 30 % joue sur les délais dont disposent les résidents de la mise en eau à une hauteur de 1 m. Pour le savoir, la durée  $d_{0-1\text{ m}}^{RB1988-30\%}$  est calculée et comparée à  $d_{0-1\text{ m}}^{RB1988}$  sur la figure 5.71. La carte est bleue et rouge, signe que la durée  $d_{0-1\text{ m}}$  varie dans les deux sens en réduisant le coefficient de débit des lois. Les augmentations de la durée sont plus nombreuses, et les réductions sont essentiellement concentrées le long de la rue Flamande, ainsi qu'au Sud-Est. Toutefois, les modifications de la durée étant d'au plus 30 min, celles-ci sont négligeables du point de vue de la gestion de crise inondation, et donc non investiguées davantage.

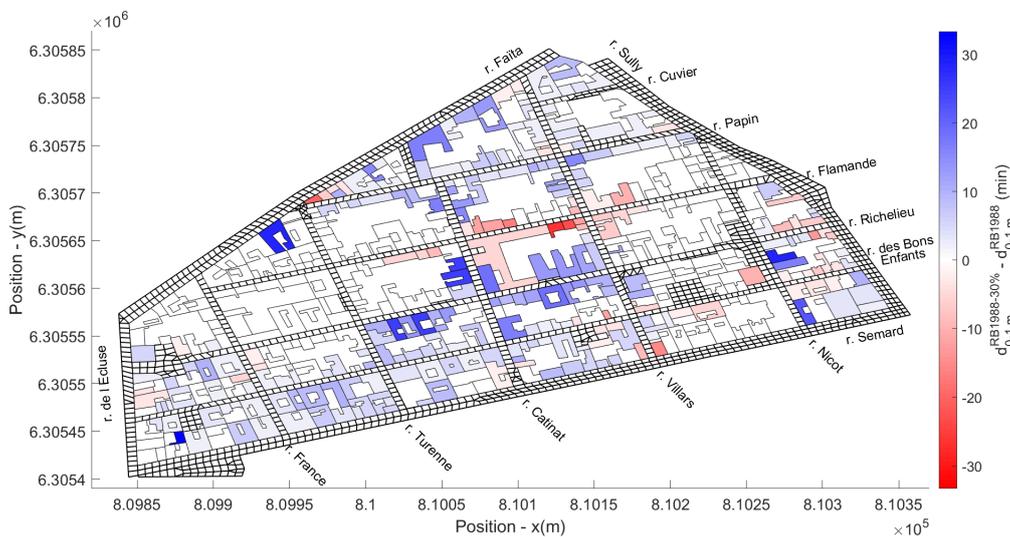


FIGURE 5.71 : Différence des durées séparant la mise en eau de 1 m d'eau dans les bâtiments pour les simulations *RB1988-30 %* et *RB1988*

Pour conclure sur les coefficients de débit des lois, l'augmentation de 30 % n'a pas d'influence significative sur les résultats dans la mesure où les débits d'échange étaient déjà quasiment tous à leur valeur maximale sans cette augmentation. La réduction du coefficient de débit des lois de 30 % atténue de façon logique les effets des échanges rue-bâti sur l'écoulement dans le réseau de rues. Des différences locales significatives sont visibles. Contrairement à ce qui est attendu, la hauteur maximale dans les bâtiments augmente majoritairement lorsque le coefficient de débit des lois est plus faible et celle-ci diminue lorsque le coefficient de débit des lois est plus grand. Ceci s'explique à cause des variations de la hauteur d'eau dans la rue qui se répercutent dans les bâtiments. La vitesse de remplissage des bâtiments est légèrement plus faible lorsque le coefficient de débit des lois est réduit, mais ces modifications n'impactent pas significativement les délais d'action dont disposent les habitants pour se protéger. Ainsi, une erreur sur le débit d'échange de l'ordre de 30 % n'a pas d'effet significatif sur les résultats du modèle et leur interprétation vis-à-vis de la gestion de crise. Modifier le coefficient de débit des lois de  $\pm 30\%$  étant équivalente à la modification de la largeur des ouvertures de  $\pm 30\%$  d'après les formules des lois de débit utilisées (voir section 3.3), cette analyse permet également de conclure que les résultats sont peu sensibles à la variation de la largeur des ouvertures de  $\pm 30\%$  pour la configuration étudiée.

### 5.4.3 Représenter l'intérieur des blocs urbains

On s'intéresse dans cette partie à modéliser les échanges d'eau avec la cour, zone positionnée à l'intérieur du bloc urbain et qui communique avec les bâtiments qui sont adjacents à la rue. La figure 5.72 décrit plusieurs blocs urbains rencontrés dans le quartier Richelieu. On trouve sur la figure 5.72a une cour par exemple, qui communique avec plusieurs bâtiments. Dans la figure 5.72a, il existe plusieurs jardins délimités par des murs qui ne communiquent a priori pas entre eux. Sur la figure 5.72c, il y a des bâtiments qui sont positionnés à l'intérieur du bloc et ne communiquent pas avec la rue d'après les images aériennes. Dans les précédentes modélisations présentées, les échanges avec l'intérieur des blocs urbains a été négligé. Pourtant, les bâtiments qui sont juxtaposés le long de la rue contiennent parfois des ouvertures donnant vers l'intérieur du bloc, il peut y avoir des portails qui permettent l'accès aux voitures ou aux piétons à l'intérieur de ces espaces. Il n'est donc pas exclu que l'eau se propage à l'intérieur des blocs urbains, ce qui pourrait influencer les variables hydrodynamiques de l'écoulement. L'objectif de cette partie est de déterminer s'il est important de les intégrer ou si le modélisateur peut les négliger.

#### 5.4.3.1 Stratégie pour représenter l'intérieur d'un bloc urbain

Pour évaluer l'influence de l'intégration des blocs urbains dans la modélisation du quartier Richelieu, on propose de ne s'intéresser qu'à un seul bloc. Le bloc à l'étude est visible sur la figure 5.73. Ce bloc est choisi car il est localisé au milieu du

domaine, permettant ainsi d'observer les changements sur l'écoulement occasionnés par la modélisation du bloc en direction de l'amont et de l'aval.

Pour modéliser l'intérieur d'un bloc urbain, il est possible de mailler l'espace qui est disponible entre les bâtiments. Il est également possible de représenter le ou les compartiments qui se trouvent à l'intérieur du bloc comme un réservoir dont le remplissage et la vidange sont contrôlés par les mêmes lois d'échanges que celles appliquées pour les bâtiments. Dans ce deuxième cas, une hauteur moyenne et une vitesse sont assignées au compartiment, tandis que dans le premier cas, des hauteurs locales sont calculées par le modèle à l'intérieur du bloc urbain. Pour modéliser l'intérieur du bloc, on fait le choix d'intégrer la cour comme un seul et unique réservoir, de la même façon que les bâtiments. La cour n'est pas connectée à la rue, mais elle est connectée aux bâtiments adjacents à la rue par des échanges bâti-bâti. Pour disposer d'une analyse complète, l'autre option de modélisation aurait également méritée d'être explorée.



(a)



(b)



(c)

FIGURE 5.72 : Images aériennes de quelques blocs urbains du quartier Richelieu (Source : Google Earth 10.35.3, (2023). Nîmes (France)  $43^{\circ}50'31''N$ ,  $4^{\circ}22'05''E$ , altitude 51m. Calque Bâtiments 3D. (En ligne) Disponible à : <https://earth.google.com/web/search/Rue+Richelieu,+N%C3%A9mes/@43.84202002,4.36831203,51.26766843a,1143.14172905d,35y,0h,0t,0r/data=CigiJgokCaHFPhZC3EZAEEVeOoq720ZAGVgheQ2VMRNaIc5kfiBGJxNAOgMKATA>. Consulté le 10/10/2023)

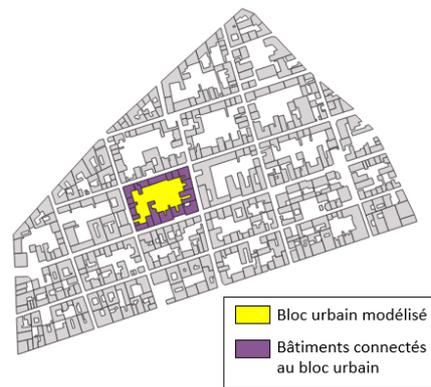


FIGURE 5.73 : Position du bloc modélisé

Sur le bloc urbain étudié, les bâtiments qui sont connectés à la rue échangent également de l'eau avec la cour. Sur les façades orientées côté cour, une porte et une fenêtre sont disposées, selon les mêmes conditions qui ont été appliquées sur le reste du domaine (voir section 5.2.3). Chaque façade de bâtiment donnant sur l'intérieur du bloc urbain possède donc une porte et une fenêtre ouvertes et dont la dimension dépend de la largeur du segment de la façade. Pour accompagner les observations, les rues amont sont nommées avec les lettres *A* à *D*, les rues aval *E* à *H* et les rues du bloc sont notées *I* à *L* (voir figure 5.74).

La simulation pour laquelle l'intérieur d'un bloc urbain est perméable est nommée *RB1988Cour*. Sur le reste du domaine, les mêmes paramètres que la simulation *RB1988* sont appliqués. Tous les ouvrants sont ouverts. Les résultats des simulations *RB1988Cour* et *RB1988* sont comparés dans le but d'étudier l'influence de la prise en compte de l'intérieur des blocs urbains sur les résultats.

### 5.4.3.2 Résultats

On s'intéresse dans un premier temps aux modifications des hauteurs maximales induites par la modélisation d'une cour. La figure 5.74 présente les différences des hauteurs maximales des simulations *RB1988Cour* et *RB1988*. Des modifications notables de la hauteur maximale sont observées, avec une diminution de la hauteur à l'amont du bloc et une augmentation à l'aval, ce qui pourrait signifier que le bloc favorise un écoulement du Nord-Est du bloc vers le Sud-Ouest, en cohérence avec la tendance globale de l'écoulement dans le quartier. Les variations s'étendent au-delà du bloc sur lequel la cour est intégrée et touchent les blocs positionnés à l'amont et l'aval de celui-ci par rapport au sens de l'écoulement, jusqu'aux carrefours suivants. Les différences dans la rue sont comprises entre  $-0,41$  à  $0,35$  cm. La rue *J* à l'Est du bloc est la plus sévèrement touchée par la réduction et la rue *L* à l'Ouest subit l'augmentation de hauteur la plus marquée.

Les bâtiments adjacents aux rues *I* et *J* à l'intérieur du bloc urbain présentent la réduction de la hauteur maximale la plus importante. Quant aux bâtiments pour

lesquels la hauteur maximale augmente le plus, ils se situent le long des rues *K* et *L*. Dans les bâtiments, la différence s'échelonne de  $-0,60$  à  $0,65$  cm. Cette première analyse montre que la modélisation de l'intérieur du bloc urbain induit des modifications significatives des hauteurs maximales et facilite l'écoulement naturel.

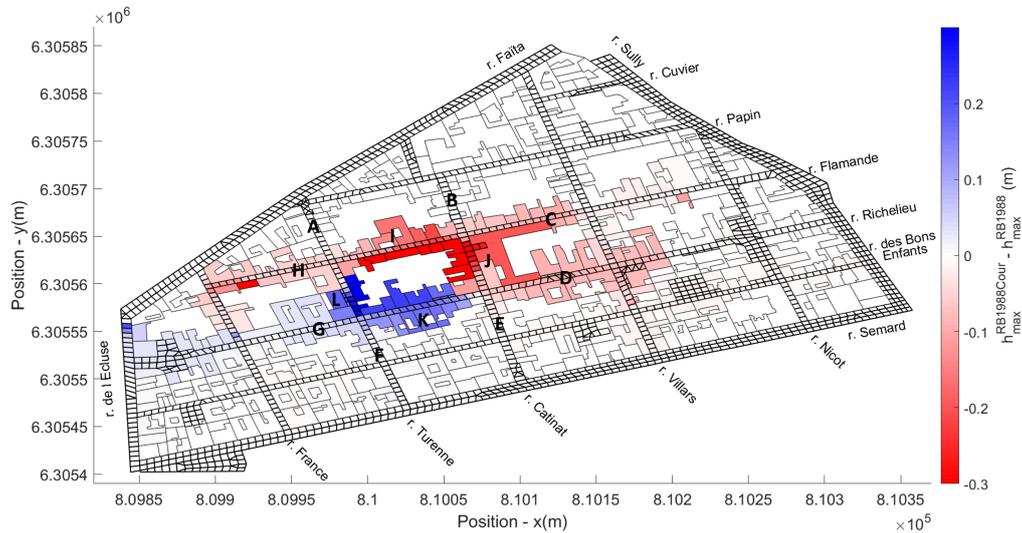


FIGURE 5.74 : Différences des hauteurs maximales dans la rue et les bâtiments entre les simulations *RB1988Cour* et *RB1988*

La diminution de la hauteur maximale à l'amont est possiblement causée par un appel de débit vers l'intérieur du bloc et l'augmentation par un ajout supplémentaire de volume en provenance du bloc. La figure 5.75 expose les différents hydrogrammes dans les rues *A* à *L* pour les simulations *RB1988Cour* et *RB1988*. L'augmentation du débit dans les rues à l'amont du bloc *C* et *I* confirme l'appel de débit vers l'intérieur du bloc. Il y a donc moins de volume qui transite dans les rues *H*, *J* et *E* pour lesquelles effectivement le débit diminue. À l'aval, le volume qui s'ajoute à l'aval du bloc urbain dans les rues *F* et *G* se traduit bien par une augmentation de débit. Le débit diminue toutefois dans la rue *K*. Cette diminution s'explique probablement car, à la majorité des ouvrants qui relarguent du débit à l'aval du bloc sont positionnés à l'aval du point de mesure de débit correspondant à *K*. De manière intéressante, on remarque que les variations des débits sont beaucoup plus marquées dans les rues orientées Est-Ouest que dans les rues Nord-Sud. Il n'y a d'ailleurs pas de différence notable sur les hydrogrammes *A*, *B* et *L*.

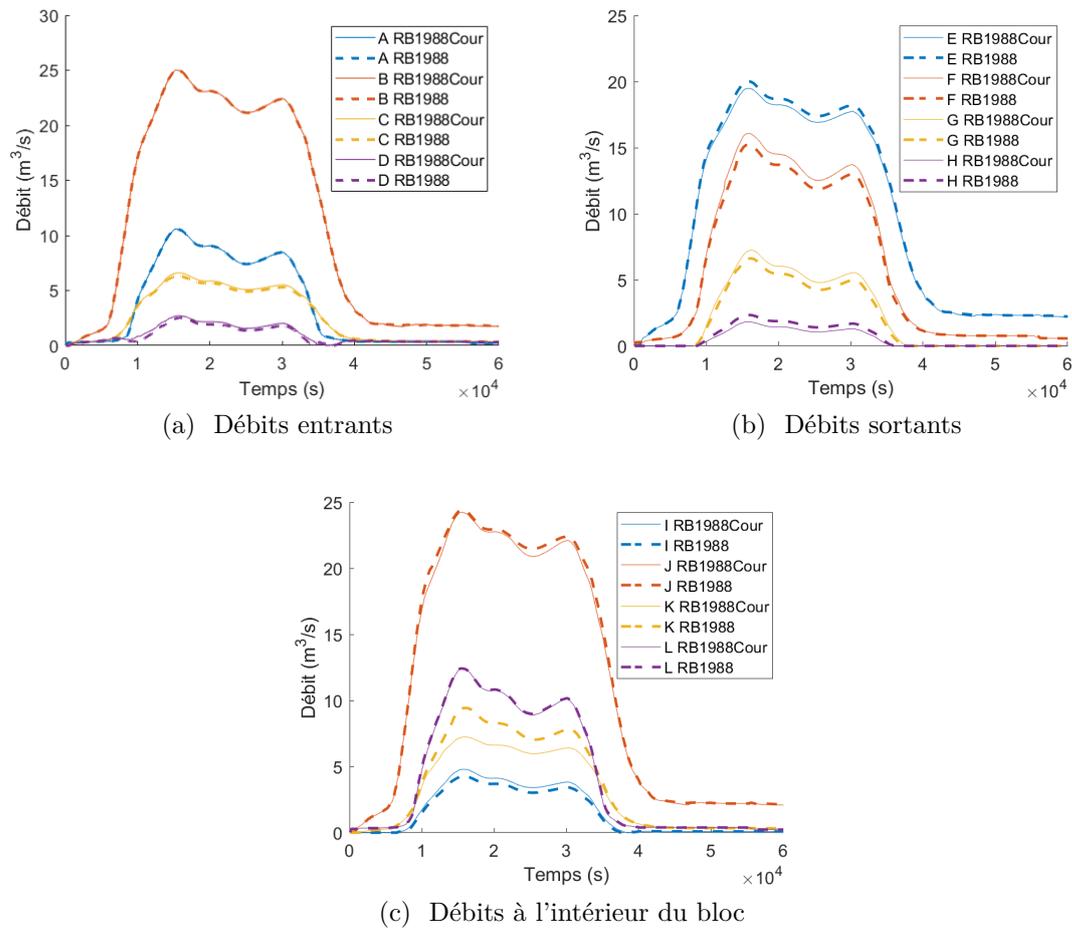


FIGURE 5.75 : Hydrogrammes dans les rues  $A$  à  $L$  pour les simulations  $RB1988Cour$  et  $RB1988$  (voir position dans la figure 5.74)

La figure 5.76 est une carte de la différence des vitesses maximales entre les simulations  $RB1988Cour$  et  $RB1988$ . De manière cohérente, la vitesse maximale à l'amont augmente dans les rues  $C$  et  $I$  sous l'effet de l'appel de débit. Elle diminue à l'inverse dans la rue  $H$  comme la hauteur et le débit puisqu'une partie du volume est passée par le bloc. La vitesse maximale diminue à l'inverse dans la rue  $K$  sous l'effet de l'ajout d'un volume d'eau supplémentaire à vitesse nulle. Elle augmente dans la rue  $G$  puisque le débit et la hauteur augmentent également. Autour de la cour, les différences atteignent  $-0,60$  à  $0,79$  m/s. Elles sont donc significatives.

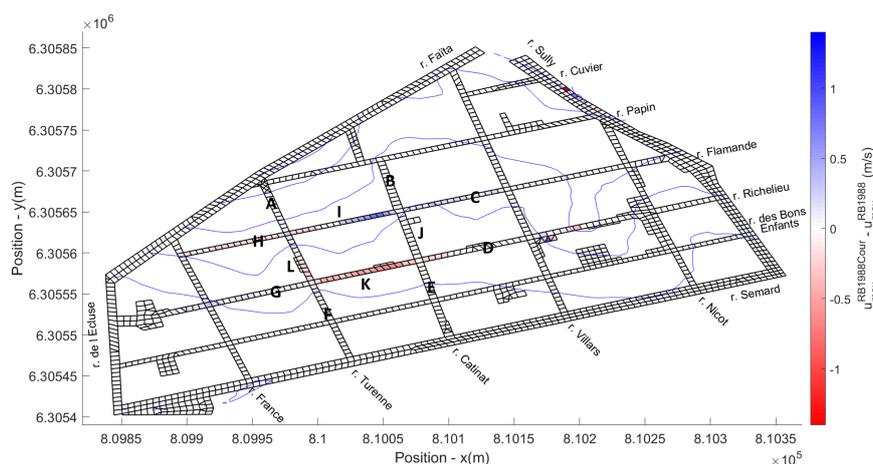


FIGURE 5.76 : Différences des vitesses maximales entre les simulations *RB1988Cour* et *RB1988*

### 5.4.3.3 Bilan

Un bloc urbain à l'intérieur du quartier Richelieu a été intégré comme un réservoir communiquant avec les bâtiments voisins grâce au modèle d'échanges bâti-bâti. La cour est alimentée par les bâtiments au Nord et à l'Est et se vide dans les rues Sud et Ouest, facilitant ainsi l'écoulement naturel régie par la pente. Un appel de débit en direction du bloc se crée, diminuant ainsi la hauteur et augmentant la vitesse. À l'aval du bloc, un volume supplémentaire s'ajoute à la rue, augmentant localement le débit et la hauteur et réduisant la vitesse. Les modifications sont significatives sur les paramètres hydrodynamiques à l'échelle du bloc, jusque dans les blocs voisins. Le bâtiment traversant 283 décrit dans la section 5.3.3.3 se comporte comme la cour.

Les résultats présentés montrent l'influence significative d'une cour perméable sur l'écoulement. L'effet global de la modélisation de toutes les cours perméables n'est *a priori* pas évident à prédire dans la mesure où des effets de compensation pourraient apparaître d'un bloc à l'autre (l'apport de débit arrivant dans une rue via un bloc pouvant être directement capté par le bloc inférieur). Par ailleurs, la cour a été représentée comme vide alors que les quelques photos des cours du quartier montrent qu'elles sont occupées par des bâtiments, des murs, des voitures... réduisant ainsi le volume disponible. Des simulations complémentaires devraient être produites pour obtenir plus de renseignements sur le rôle des cours à l'échelle d'un quartier.

Dans la présente modélisation, la cour a été représentée comme un bâtiment avec une vitesse nulle. Or, dans la réalité cet écoulement est en mouvement puisque la cour est directement traversée par l'écoulement. Représenter la cour avec un maillage aurait permis d'intégrer le calcul des vitesses. Ceci pourrait générer des hétérogénéités locales à l'intérieur de la cour, avec des hauteurs locales variables, modifiant ainsi les débits des échanges au travers des ouvrants. Certains ouvrants pourraient être plus empruntés que d'autres. La simulation d'une cour en tant que partie intégrante du maillage permettrait de compléter cette étude préliminaire.

## 5.5 Gestion des inondations

Les résultats des modèles hydrauliques peuvent servir d'appui pour prendre des décisions quant à la stratégie ou à la préconisation de certaines mesures de protection ou de règles d'urbanisme. Tandis que différents scénarios ont été comparés dans le reste de ce chapitre du point de vue des résultats hydrodynamiques, le gestionnaire peut être intéressé par une comparaison monétaire, permettant d'apprécier différemment les stratégies de modélisation du point de vue de l'impact sur les dommages causés par l'inondation. Dans cette partie, une analyse économique des différents scénarios d'inondation de l'épisode de 1988 est réalisée en vue de compléter les précédentes analyses à l'aide d'une autre métrique usuelle. Dans un second temps, des batardeaux sont modélisés devant les portes des bâtiments afin d'évaluer leur efficacité du point de vue des résultats hydrodynamiques et de la réduction des dommages. Enfin, des caves sont modélisées à l'intérieur de chaque bâtiment, dans l'objectif de définir s'il serait préférable que le gestionnaire encourage leur construction dans les nouveaux quartiers du point de vue des paramètres hydrodynamiques et des dommages.

### 5.5.1 Analyse économique

Plusieurs stratégies de modélisation ont été testées dans la section 5.4 pour lesquelles la sensibilité des résultats hydrodynamiques a été analysée. Le gestionnaire peut également évaluer l'influence de la stratégie de modélisation en comparant le coût des dommages, autre indicateur permettant d'apprécier la sensibilité des résultats. L'analyse des dommages permet d'attribuer un coût aux dégâts générés à l'intérieur de chaque bâtiment et de calculer les dommages totaux engendrés par un évènement d'inondation à l'échelle du quartier. Dans cette partie, les dommages dans les bâtiments sont calculés pour les différentes modélisations de l'évènement de 1988 présentées dans les sections 5.3 et 5.4. Lors de l'inondation de 1988, les dommages s'élevaient à plus de 610 millions d'euros [28] sur l'ensemble de la ville de Nîmes. Il n'existe cependant pas de données spécifiques sur les dommages réels des bâtiments à l'échelle du quartier Richelieu auxquelles les dommages théoriques peuvent être confrontés.

Dans un premier temps, les méthodes pour calculer les dommages sont présentées. Ensuite, la sensibilité des résultats à la méthode utilisée pour calculer les dommages des bâtiments est évaluée. Enfin, les dommages pour chaque scénario sont comparés.

#### 5.5.1.1 Méthode d'estimation des dommages

Dans la littérature, il est classique d'estimer les dommages résidentiels à partir de la hauteur d'eau maximale rencontrée dans chaque bâtiment et de la durée de l'inondation (inférieure ou supérieure à 48 h). Dans chaque bâtiment, on associe le coût des dommages à la hauteur maximale relevée à partir d'une courbe des dommages (voir section 1.3.5). La fonction des dommages qui a été utilisée est présentée sur la figure 5.77. Cette courbe a été fournie par Grelot, F., (UMR G-Eau,

INRAE) chercheur économiste reconnu de l'estimation des dommages et Nortes-Martinez, D (INRAE). Elle résulte de la somme de deux courbes : l'une correspond aux dommages causés au bâtiment (second œuvre uniquement) et l'autre au mobilier du bâtiment, pour un logement individuel, sans étage ni sous-sol, qui est immergé pour une durée inférieure à 48 h [119]. L'utilisation de cette courbe unique pour tous les bâtiments suppose donc que tous les bâtiments appartiennent à cette typologie. Il y a une valeur de dommage tous les 0,10 m de 0 à 2,90 m. Lorsque la hauteur du bâtiment tombe entre deux valeurs de l'histogramme, alors la valeur inférieure des dommages est conservée selon les indications délivrées par les experts. Si la hauteur dépasse 2,90 m, alors la plus grande valeur de dommage est attribuée.

Les dommages sont calculés en €/m<sup>2</sup>. Pour obtenir les dommages dans un bâtiment, il est donc nécessaire de multiplier le résultat par la surface de ce dernier. Il est préconisé de soustraire 25 % de la surface calculée à partir de la BD TOPO® car l'emprise ayant été extraite d'images aériennes, le toit dépasse parfois des murs et il faut également retrancher l'épaisseur des murs [119]. Un coefficient de 0,75 est donc appliqué à la surface des bâtiments pour le calcul des dommages.

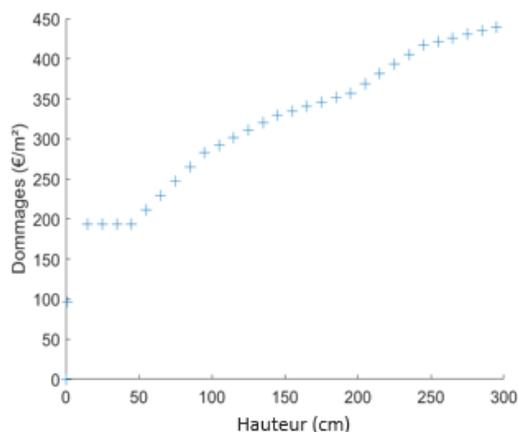


FIGURE 5.77 : Courbe de dommages pour un bâtiment

### 5.5.1.2 Sensibilité à la méthode d'attribution de la hauteur d'eau maximale des bâtiments

Lorsque le modèle d'échanges rue-bâti est utilisé, le code délivre directement la hauteur maximale atteinte dans chaque bâtiment. Dans les modèles n'en tenant pas compte (comme c'est le cas de la simulation *SW1988*), les échanges ne sont pas pris en compte et l'inondation dans les bâtiments n'est pas calculée. Pour ces modèles, il est d'usage d'affecter à chaque bâtiment la hauteur maximale rencontrée dans un tampon autour de celui-ci [47, 107, 12]. Dans cette partie, on s'intéresse à l'influence de la méthode employée pour attribuer une hauteur d'eau maximale dans les bâtiments dans les modèles classiques.

Puisque le niveau atteint dans les bâtiments est calculé à partir de la cote rencontrée dans la rue voisine, plusieurs définitions de la cote maximale des bâtiments sont envisagées (voir figure 5.78) :

- *Définition 1* : la cote maximale du bâtiment correspond à la cote maximale dans la rue rencontrée dans un tampon de 0, 10 m autour du bâtiment. On obtient la hauteur notée  $h_{max,b}^{tamponMax}$  en retirant la cote sol du bâtiment  $z_{b,b}$ . C'est la méthode la plus répandue dans la littérature [47]. La distance de 0, 10 m est fixée de manière à ce que le tampon des bâtiments permettent d'identifier sous SIG les cellules de la rue positionnées à proximité des bâtiments (la cote maximale de la cellule est assignée l'ensemble de la maille).
- *Définition 2* : la cote maximale du bâtiment correspond à la cote maximale rencontrée dans les cellules du maillage qui sont connectées à l'ouverture, à l'origine de la hauteur  $h_{max,b}^{ouverturesMax}$  en soustrayant  $z_{b,b}$ .
- *Définition 3* : la cote maximale du bâtiment correspond à la cote moyenne relevée dans un tampon de 0, 10 m autour du bâtiment. La hauteur obtenue dans le bâtiment est notée  $h_{max,b}^{tamponMoy}$  en retirant  $z_{b,b}$ .

Ces trois définitions sont appliquées à la simulation *RB1988* afin d'observer les écarts commis sur les dommages en fonction de la méthode. La hauteur maximale des bâtiments calculée par le modèle *RB1988* est notée  $h_{max,b}^{RB1988}$  afin de comparer les résultats issus de l'utilisation des diverses définitions à ceux du code.

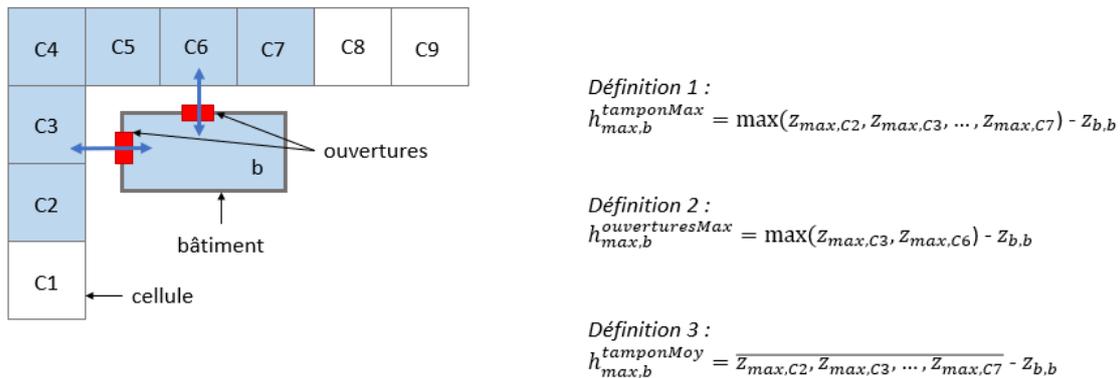


FIGURE 5.78 : Schéma des *Définitions 1* à *3* de la hauteur maximale d'un bâtiment à partir de la rue voisine.  $z_{max}$  constitue la cote maximale de la surface libre rencontrée au cours de l'évènement.  $z_{b,b}$  est la cote sol du bâtiment  $b$ .

Les hauteurs maximales et les dommages par bâtiment calculés avec les différentes définitions sont comparés avec les résultats issus du modèle *RB1988*. Les dommages totaux à l'échelle du quartier sont répertoriés dans le tableau 39 avec les différentes approches. Par rapport à la hauteur calculée par le modèle, les dommages varient de 1 à 5 % selon la méthode. L'approche qui consiste à estimer la cote maximale des bâtiments à partir de la cote moyenne dans les mailles voisine (*Définition 3*) donne les résultats les plus proches du calcul du code de la simulation *RB1988*. La méthode qui est la plus répandue (*Définition 1*) est celle qui génère le plus d'écart

avec la hauteur calculée par le modèle. Entre les *Définitions 1* et *3*, les dommages varient au plus de 4 %. La variation sur le coût des dommages totaux dû au choix de la méthode d'attribution de la hauteur maximale dans les bâtiments est donc faible.

TABLEAU 39 : Estimation des dommages avec différentes méthodes d'attribution de la cote maximale du bâtiment dans la simulation *RB1988*

Méthode d'attribution de la hauteur maximale dans les bâtiments	Dommages totaux (€)
calcul par le code	13,6.10 <sup>6</sup>
<i>Définition 1</i>	14,2.10 <sup>6</sup>
<i>Définition 2</i>	13,9.10 <sup>6</sup>
<i>Définition 3</i>	13,7.10 <sup>6</sup>

On s'intéresse à la différence du calcul des dommages à l'échelle du bâtiment en fonction de la méthode utilisée pour attribuer la hauteur d'eau maximale des bâtiments.  $do$  est la valeur du dommage de chaque bâtiment en euros. On appelle respectivement  $do_{tamponMax}^{RB1988}$ ,  $do_{ouverturesMax}^{RB1988}$  et  $do_{tamponMoy}^{RB1988}$  les dommages calculés à partir des *Définitions 1* à *3*. Afin d'étudier la variabilité des dommages associée à la méthode, la plus petite et la plus grande valeur des dommages rencontrée pour chaque bâtiment est calculée :

$$do_{min} = \min \left( do_{tamponMax}^{RB1988}, do_{ouverturesMax}^{RB1988}, do_{tamponMoy}^{RB1988} \right) \quad (5.12a)$$

$$do_{max} = \max \left( do_{tamponMax}^{RB1988}, do_{ouverturesMax}^{RB1988}, do_{tamponMoy}^{RB1988} \right) \quad (5.12b)$$

La figure 5.79 trace l'écart relatif des dommages maximaux  $do_{max}$  par rapport aux dommages minimums  $do_{min}$  dans chaque bâtiment. Pour 62 % des bâtiments, la valeur des dommages est identique et ne dépend pas de la méthode utilisée. Sur les 38 % restants, l'écart atteint jusqu'à 100 %, ce qui signifie que changer de méthodes peut doubler les dommages totaux à l'échelle du bâtiment. Ces bâtiments sont principalement localisés le long des rues Nord-Sud ou de la rue Faïta. Il y a toutefois moins de 5 % des bâtiments pour lesquels l'écart relatif dépasse 20 %. Les écarts relatifs significatifs sont donc marginaux.

Il y a deux bâtiments pour lesquels la *Définition 1* est la seule à estimer des dommages (de 630 et 3348 €) tandis que pour les autres méthodes, les dommages sont nuls (non visibles sur la carte). Ces bâtiments sont localisés au niveau du point haut entre la rue Villars et la rue Nicot. L'utilisation de la valeur maximale du tampon attribue au bâtiment la valeur de la cote de la surface libre d'une à deux mailles de la rue. La valeur moyenne dans le tampon est nulle (*Définition 3*), comme la hauteur d'eau dans les cellules auxquelles ces bâtiments sont connectés (*Définition 2*), c'est pourquoi seule la *Définition 1* calcule des dommages.

La différence  $do_{max} - do_{min}$  est également calculée en euros. Celles-ci s'étalent de 11 à 3348 €. Il n'y a que pour 9 bâtiments pour lesquels la différence dépasse 1000 €. Globalement, on peut donc dire qu'il existe des différences significatives sur les dommages par bâtiment en fonction de la méthode mais que celles-ci sont marginales. Les dommages sont peu sensibles à la méthode utilisée pour attribuer la hauteur d'eau dans les bâtiments

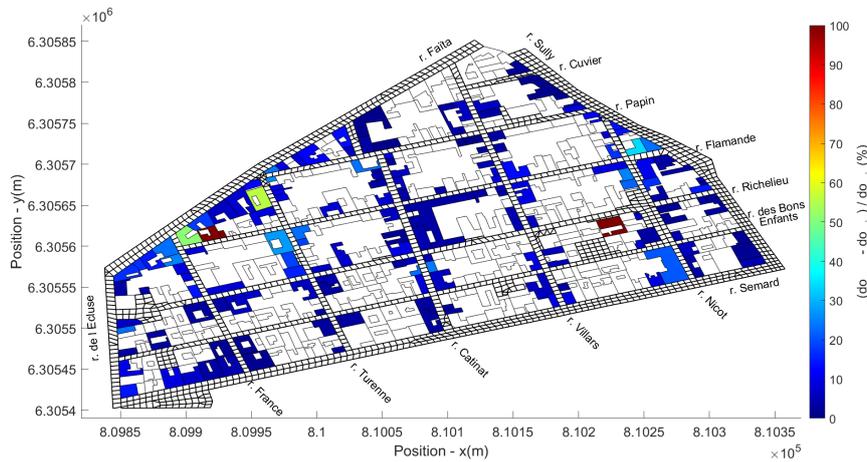


FIGURE 5.79 : Écart relatif des dommages maximaux par rapport aux dommages minimaux calculés à partir de trois méthodes d'attribution de la hauteur maximale dans les bâtiments

### 5.5.1.3 Résultats des dommages

Les scénarios de 1988 présentés précédemment dans ce chapitre font l'objet d'un calcul des dommages. Toutes les simulations qui ont été réalisées ainsi que leurs paramètres sont synthétisées dans le tableau en annexe C.10. Pour la simulation *SW1988*, la hauteur maximale dans les bâtiments a été assignée à partir de la hauteur maximale mesurée dans un tampon de 0, 10 m autour des bâtiments (*Définition 1*) puisque c'est la méthode la plus courante.

Le tableau 40 répertorie les dommages des différents scénarios par ordre décroissant. Les dommages sont compris entre 13,1 et 14,4 millions d'euros en fonction des scénarios, représentant une variation de 10 % par rapport au montant le plus faible. Les dommages sont plus importants pour la simulation *SW1988* qui exclut les échanges rue-bâti. L'écart relatif des dommages de la simulation *SW1988* par rapport à *RB1988* s'élève à 6 % et à 10 % par rapport à *RB1988Fermés*. Ceci est cohérent dans la mesure où tous les bâtiments n'atteignent pas la hauteur maximale dans la rue immédiate et que la hauteur maximale dans le tampon varie parfois de façon importante (voir section 5.5.1.2). Définir la hauteur maximale à l'intérieur du bâtiment à partir de la rue constitue donc dans certains cas une surestimation qui se retrouve sur le montant global des dommages. L'analyse de sensibilité à la méthode d'attribution de la hauteur d'eau maximale dans les bâtiments ayant démontré que celle-ci peut modifier à hauteur de 5 % les dommages totaux, la différence entre les

simulations *SW1988* et *RB1988* s'explique majoritairement par la méthode utilisée pour extrapoler la hauteur d'eau des bâtiments à partir de la rue. La part restante est une conséquence des paramètres hydrodynamiques qui varient dans la rue.

TABLEAU 40 : Synthèse de l'estimation du coût des dommages pour les différents scénarios testés

Scénario	Dommages totaux (€)
<i>SW1988</i>	14, 376.10 <sup>6</sup>
<i>RB1988-30 %</i>	13, 606.10 <sup>6</sup>
<i>RB1988</i>	13, 580.10 <sup>6</sup>
<i>RB1988+30 %</i>	13, 550.10 <sup>6</sup>
<i>RB1988Cour</i>	13, 508.10 <sup>6</sup>
<i>RB1988Fermés</i>	13, 095.10 <sup>6</sup>

Les dommages les plus faibles sont relevés pour la simulation *RB1988Fermés*. C'est cohérent puisque lorsque les ouvrants sont fermés, alors la hauteur maximale est fortement réduite dans les bâtiments (voir section 5.4.1.3.1). La modification du coefficient de débit des lois n'induit une variation du montant des dommages que de  $+/- 0,2 \%$  par rapport à la simulation *RB1988*. Cette variation est faible, en cohérence avec les variations négligeables des paramètres hydrodynamiques constatées dans la section 5.4.2. Du point de vue des dommages globaux, l'influence du coefficient de débit des lois n'est donc pas non plus significative. De même, les dommages de la simulation *RB1988Cour* sont similaires à ceux de *RB1988*, ce qui est cohérent puisque la hauteur d'eau maximale dans les bâtiments ne varie qu'à l'échelle du bloc dont la cour a été modélisée.

La comparaison des résultats des modèles *SW1988* et *RB1988* fait l'objet de la publication de [107]. On s'intéresse à la différence des dommages attribués à chaque bâtiment entre les simulations *SW1988* et *RB1988*.  $do_{tamponMax,i}^{SW1988}$  est le montant des dommages calculé à partir de la cote maximale rencontrée dans un tampon autour du bâtiment  $i$  des résultats de la simulation *SW1988*.  $do_i^{RB1988}$  est le coût des dommages estimé à partir de la cote maximale calculée par le code dans le bâtiment  $i$  dans la simulation *RB1988*. La figure 5.80 présente la différence des dommages estimés dans chaque bâtiment. La carte est principalement de couleur bleue, signe que les dommages calculés à partir de la simulation *SW1988* sont majoritairement plus grands que dans la simulation *RB1988*. Les différences sont comprises entre  $-6206$  et  $43806$  €. En relatif, les valeurs s'étalent de  $-8$  à  $100 \%$ . Il existe donc des bâtiments pour lesquels les dommages sont plus petits avec le modèle *SW1988*.  $12 \%$  des bâtiments sont concernés et la valeur est inférieure à  $-1000$  pour  $5 \%$  des bâtiments. Sans surprise, ces bâtiments sont regroupés dans les rues Richelieu et Papin (voir figure 5.80b), deux rues où la hauteur d'eau maximale augmente en passant du modèle *SW1988* à *RB1988* (voir figure 5.33a), ce qui est cohérent.

Pour 65 % des bâtiments, le montant attribué à partir des résultats de la simulation *SW1988* dépasse celui calculé par le modèle d'échange rue-bâti. La valeur excède de plus de 10000€ celle calculée à partir de la simulation *RB1988* pour 7 % des bâtiments. Les valeurs les plus importantes concernent les bâtiments qui ne sont pas inondés dans la simulation *RB1988* et pour lesquels une valeur de dommage est attribuée à partir des résultats de la simulation *SW1988*. Finalement, bien que le coût total des dommages à l'échelle du quartier varie peu d'une simulation à l'autre, le choix du modèle peut impacter significativement les dommages calculés à l'échelle du bâtiment.

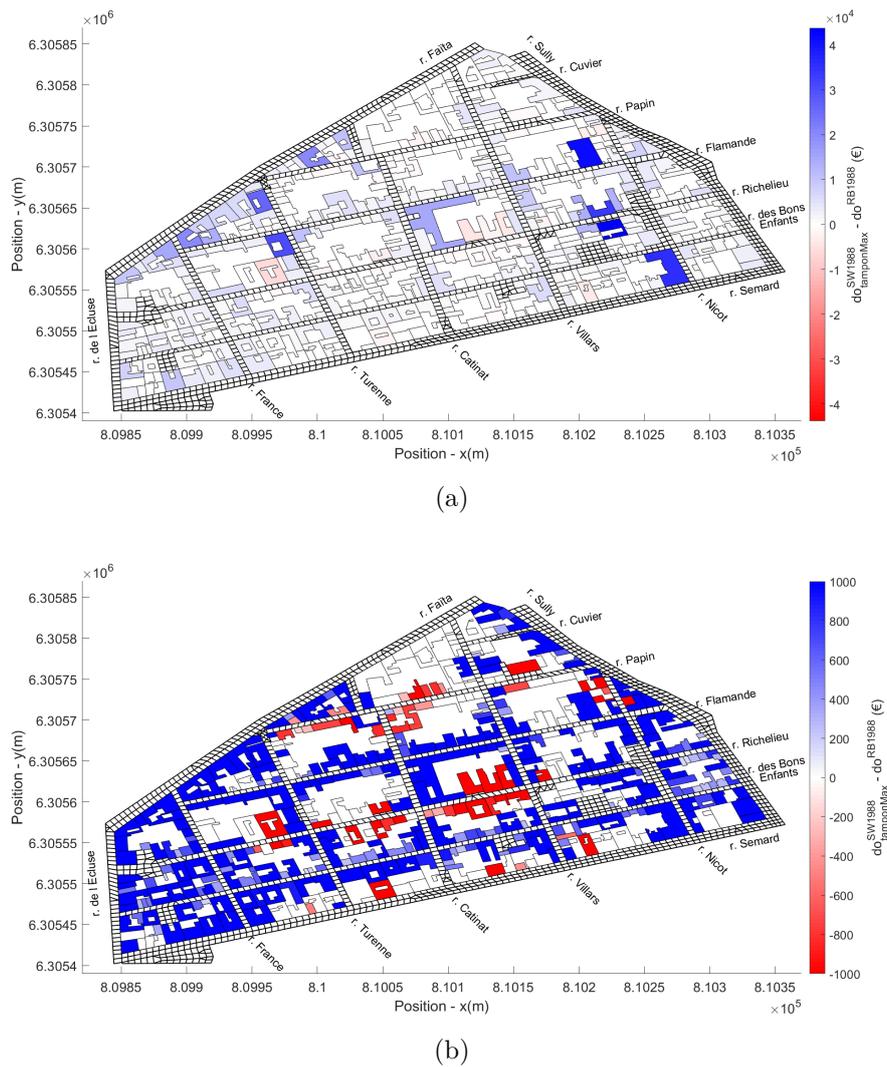


FIGURE 5.80 : Différences des dommages entre les simulations *SW1988* et *RB1988*. La figure (b) est un zoom de la figure (a) sur les valeurs comprises entre  $-1000$  et  $1000$  €.

On propose de calculer les dommages également à partir de la valeur maximale rencontrée dans un tampon dans la simulation *RB1988*. En effet, si les résultats sont proches de ceux délivrés par la simulation *SW1988* dont les dommages sont également calculés à partir d'un tampon, cela signifie que, les différences sur les paramètres hydrodynamiques entre les deux modèles sont négligeables d'un point de vue économique.  $do_{tamponMax,i}^{RB1988}$  est le coût des dommages estimé à partir de la plus grande cote rencontrée dans un tampon autour du bâtiment  $i$  dans la simulation *RB1988*. Les dommages totaux se retrouvent dans les tableaux 39 et 40 et montrent peu d'écart à l'échelle du quartier ( $15,178.10^6$  pour *RB1988* et  $15,334.10^6$  pour *SW1988*).

La figure 5.81 est une carte des différences des dommages calculés à partir de la hauteur maximale rencontrée dans un tampon autour des bâtiments pour les simulations *SW1988* et *RB1988*. Les valeurs sont comprises entre  $-6620$  et  $6854$  €, ce qui constitue une faible variation par rapport aux dommages recensés dans les bâtiments qui dépassent facilement  $10000$  €. Pour  $37\%$  des bâtiments, les dommages sont plus importants lorsqu'ils sont calculés pour le modèle *RB1988* ( $9\%$  supérieur à  $1000$  €). Pour  $62\%$  des bâtiments, les dommages sont plus importants s'ils sont estimés dans la simulation *SW1988* ( $22\%$  supérieur à  $1000$  €). Il y a une part conséquente de bâtiments pour lesquels la différence de coût est nulle, ce qui s'explique soit parce qu'il n'y a pas de différence sur la hauteur maximale dans la rue, soit parce que cette différence concerne des bâtiments avec une hauteur d'eau comprise entre  $0,01$  et  $0,50$  m pour lesquelles le montant des dommages est identique. De manière cohérente, les valeurs sont positives dans les rues Richelieu, Papin et Nicot, correspondant à trois rues dans lesquelles la hauteur d'eau maximale augmente lorsque les échanges rue-bâti sont pris en compte (voir figure 5.33a). Certains bâtiments sont localement marqués par une différence positive ou négative prononcée par rapport à leurs voisins. Ceci s'explique par le fait que la courbe des dommages n'est pas linéaire et que la variation de la hauteur d'eau se traduit une variation des dommages importantes au niveau d'un changement de pente. Finalement, cette comparaison traduit sous la forme d'un coût les différences des hauteurs maximales entre les deux modèles. L'analyse démontre que globalement, la différence entre les dommages totaux causés aux bâtiments est faible à l'échelle du quartier et individuel.

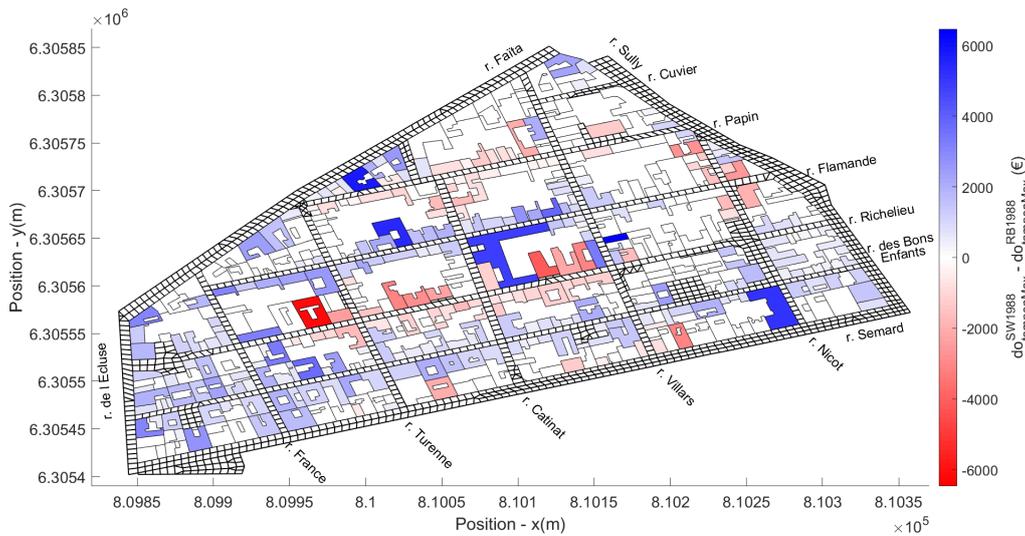


FIGURE 5.81 : Différences des dommages entre les simulations *SW1988* et *RB1988* à partir de la *Définition 1* de la hauteur maximale des bâtiments

On se penche sur la différence des dommages par bâtiment en fonction de la représentation de l'état d'ouverture des ouvrants pour déterminer si les variations sont significatives d'un point de vue économique. La figure 5.82 décrit les écarts des montants des dommages par bâtiment pour les simulations *RB1988Fermés* et *RB1988*. La carte est globalement rouge, de manière cohérente avec les précédentes observations, les dommages sont réduits en modélisant des ouvrants fermés. Les réductions atteignent jusqu'à  $-26744$  €, néanmoins seuls 6 % des bâtiments ont des dommages réduits de plus de 5000 €. On remarque quelques augmentations des dommages localisées le long des rues Flamande et Richelieu, en cohérence avec les modifications des variables de l'écoulement. Elles atteignent au plus 4176 €. L'état d'ouverture modifie donc significativement les dommages dans une minorité de bâtiments du quartier.

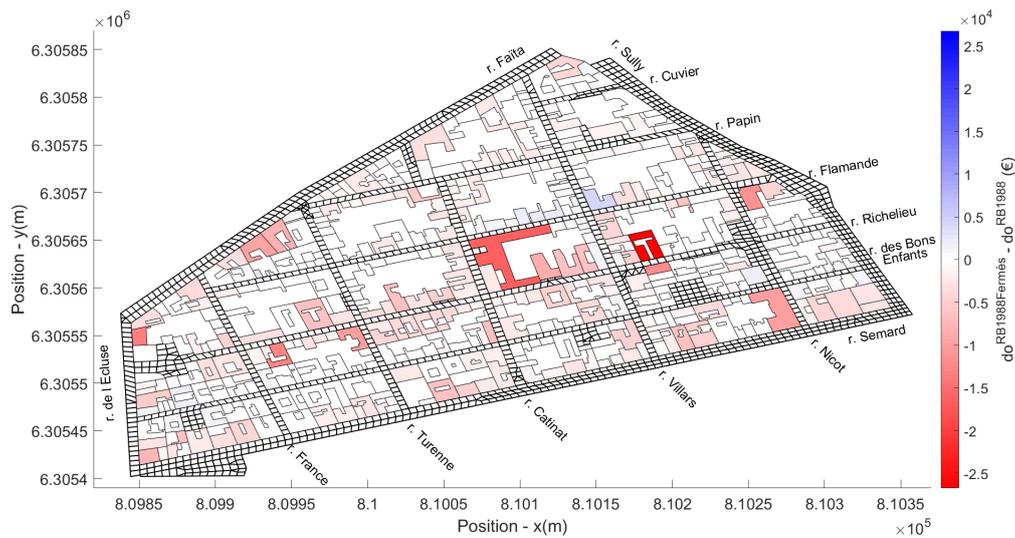


FIGURE 5.82 : Différences des dommages entre les simulations *RB1988Fermés* et *RB1988*

#### 5.5.1.4 Bilan

Les dommages résidentiels sont estimés pour différentes façons de modéliser l'épisode de 1988 dans le quartier Richelieu. Les dommages sont compris entre 13,1 et 14,4 millions d'euros selon la configuration. Les dommages sont plus importants lorsque les échanges rue-bâti ne sont pas modélisés, de 6 % si les ouvrants sont ouverts à 10 % s'ils sont fermés, par rapport au modèle qui les prend en compte. La variation des dommages est dû d'une part à la méthode appliquée pour attribuer une hauteur d'eau maximale dans les bâtiments à partir de la rue (explique une variation jusqu'à 5 %) et aux modifications des paramètres de l'écoulement qui résulte de l'intégration des bâtiments. Si l'objectif est de calculer les dommages totaux commis aux bâtiments à l'échelle d'un quartier ou d'une ville, alors cette étude montre qu'il n'est pas nécessaire de prendre en compte l'inondation des bâtiments vu les écarts faibles entre les diverses estimations des dommages. En revanche, dans le cas où l'objectif est d'estimer correctement les dommages dans chaque bâtiment, il apparaît que la modélisation des bâtiments génère des écarts sur les dommages qui sont significatifs.

### 5.5.2 Batardeaux

Le batardeau est une mesure de protection qui se dispose au niveau d'une ouverture pour empêcher que l'eau ne pénètre dans les bâtiments tant que la crête n'est pas dépassée (voir figure 5.83). La crête est généralement haute de 1 m. La modélisation de batardeaux devant toutes les portes des bâtiments du quartier Richelieu permet de mesurer l'efficacité du dispositif. Le nombre de bâtiments inondés diminue *a priori* et ceux dont le niveau dépasse le mètre se remplissent plus tardivement. Le batardeau se comportant comme un seuil, l'eau qui est stockée sous le niveau du batardeau est définitivement piégée. Toutes ces modifications peuvent contribuer à modifier l'effet des échanges rue-bâti sur la rue en comparaison avec une configuration dans laquelle aucun dispositif de sécurité n'est mis en place.



FIGURE 5.83 : Photos de batardeaux (Sources : <https://sedipec.com/boutique/batardeaux/batardeau-modul/> et <https://www.hydroprotect-france.fr/barrieres-batardeaux-anti-contre-les-inondations/>. Consultés le 30/08/2023)

En 2002, la hauteur maximale dépasse le mètre pour seulement 5 % des bâtiments du quartier, ce qui signifie que quasiment tous les bâtiments qui sont inondés dans la simulation *RB2002* seraient protégés avec un batardeau. La modélisation serait donc équivalente à celle qui ne tient pas compte des échanges rue-bâti *SW2002*. Cette partie s'intéresse donc uniquement à l'effet de l'utilisation de batardeaux lors de l'inondation de 1988.

Pour représenter le batardeau, on propose de disposer un seuil d'une hauteur de 1 m par rapport à la cote sol des bâtiments (en rouge sur la figure 5.84). Les différentes configurations de sol qui émanent de cette représentation sont visibles sur la figure 5.84. Dans le *cas 1*, le batardeau apparaît bien comme un seuil de 1 m qui se dresse entre la rue et le bâtiment. Dans le *cas 2*, la protection qui se tient entre le bâtiment est la rue vaut moins de 1 m. Dans le *cas 3*, il y a plus de 1 m entre la rue et le bâtiment. Ces deux cas ne sont pas gênants puisqu'il existe une grande diversité de hauteur de crête chez les batardeaux. Enfin dans le *cas 4*, le bâtiment est tellement en-dessous de la cote de la rue que le batardeau ne protège pas l'habitation. Dans la réalité, cette configuration correspondrait à une maison pour laquelle il est nécessaire de descendre quelques marches avant d'atteindre la porte d'entrée et le batardeau serait bien placé devant la porte. L'eau s'accumule

devant la porte jusqu'à que le niveau dépasse celui du batardeau avant que l'eau ne puisse effectivement rentrer, ce qui n'est pas représenté par la représentation des bâtiments proposée. Cependant, cette configuration ne correspond à aucune de celles qui sont rencontrées dans les simulations réalisées.

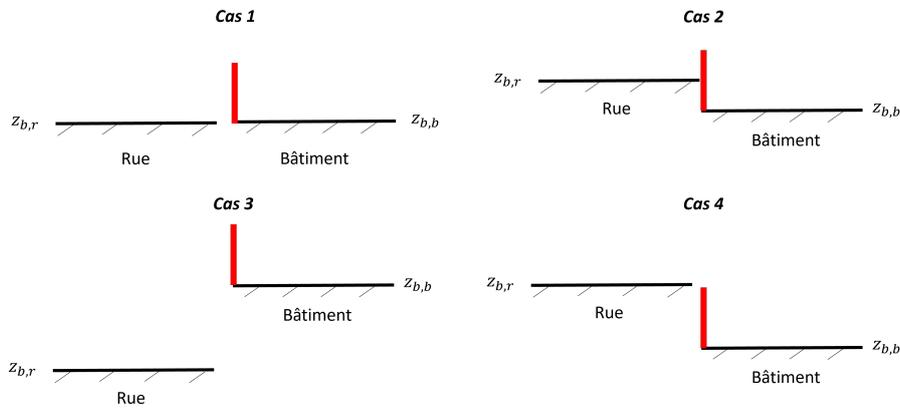


FIGURE 5.84 : Configurations des cotes sol rue et bâtiment après ajout d'un batardeau

En modifiant le seuil des portes dans la simulation *RB1988* (les ouvrants sont ouverts), on obtient la configuration présentée sur la figure 5.85a. Celle-ci correspond à une situation réelle dans laquelle les portes et les fenêtres ont été ouvertes/brisées sous la pression de l'eau et que seul le batardeau fait obstacle à l'écoulement. La simulation est nommée *batardeaux*. Dans la section 5.4.1, l'état théorique des ouvrants lors de l'inondation de 1988 a mis en évidence que les ouvrants sont principalement restés fermés dans la réalité. Cette représentation est donc peu probable pour cet évènement. Cependant, elle existe pour d'autres évènements extrêmes avec des hauteurs d'eau plus importantes que celles de 1988 en considérant que les habitations disposent de ce type de mesure de sécurité.

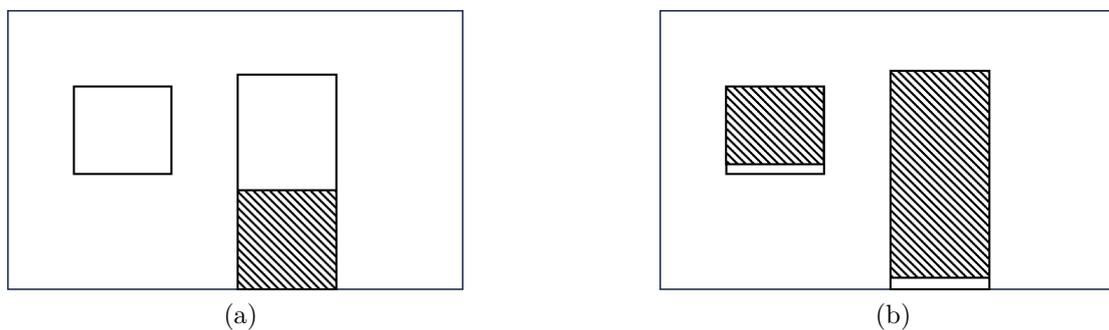


FIGURE 5.85 : Représentation des batardeaux avec des ouvrants ouverts (simulation *RB1988Batardeaux*) et fermés lorsque le niveau d'eau dépasse la cote du batardeau (simulation *RB1988BatardeauxFermés*)

Une configuration plus réaliste est de cumuler des batardeaux et des ouvrants fermés. En conservant l'approche proposée dans la section (voir section 5.4.1), les ouvrants fermés sont représentés à l'aide de fentes horizontales d'une hauteur de 1 cm. La fenêtre qui n'est pas munie d'un batardeau se remplit par la fente dès que le seuil de cette dernière est dépassé. La vidange se fait également par cette fente tant que le niveau dans le bâtiment dépasse celui du seuil. Pour la porte, en supposant que le batardeau est étanche et bien posé, l'eau ne pénètre pas dans le bâtiment tant que la crête du seuil n'est pas dépassée. Une fois que c'est le cas, l'eau s'accumule entre le batardeau et la porte. L'eau entre alors dans le bâtiment par la fente horizontale de 1 cm positionnée au niveau du sol. Lors de la décrue, le bâtiment se vide par cette fente tant que le niveau dans le bâtiment dépasse 1 m. Pour représenter ce type d'ouverture, il a donc été nécessaire de modifier le code pour que l'eau ne rentre par une fente de 1 cm sous la porte que si la cote de la surface libre dans la rue dépasse la cote du seuil assimilé à un batardeau. On obtient la configuration de la figure 5.85b. Cette simulation est *batardeauxFermés*.

### 5.5.2.1 Résultats dans la rue

Les variables de l'écoulement sont comparées entre les simulations *batardeaux* et *RB1988* en annexe C.9. Les hauteurs et les vitesses maximales, ainsi que les débits de pointe sont confrontés dans la figure C.14. En observant d'un côté la figure C.14a qui comparent les hauteurs maximales entre les simulations *batardeaux* et *RB1988* et d'un autre côté la figure 5.33a qui montre les différences des hauteurs maximales entre les simulations *RB1988* et *SW1988*, on peut remarquer que les zones rouges sur l'une des deux cartes correspond à des zones bleues sur l'autre, et inversement. Le même constat peut être observé pour les vitesses maximales et les débits de pointe. Ceci indique que la mise en place de batardeaux devant des portes ouvertes atténue les effets des échanges rue-bâti par rapport à celui qui a été observé entre les simulations avec et sans échanges rue-bâti. Lorsque les batardeaux et les ouvrants sont fermés dans la simulation *batardeauxFermés*, l'observation similaire peut être réalisée.

Les différences sur les hauteurs maximales vont de  $-0,40$  à  $0,23$  m mais ne dépassent  $0,10$  m en valeur absolue que pour 2 % des cellules. Les vitesses maximales sont modifiées dans des valeurs comprises entre  $-1,17$  et  $0,98$  m/s et la différence excède  $0,2$  m/s pour moins de 8 % des cellules. Les différences sur les hauteurs et les vitesses maximales sont significatives mais très limitées. Concernant les écarts relatifs sur le débit de pointe par rapport à la simulation *RB1988*, ceux-ci atteignent de  $-17$  à  $32$  % (voir figure C.14c). Les écarts dépassant 10 % représentent environ 15 % des hydrogrammes observés sur le domaine. Ces écarts sont significatifs et concernent une part non négligeable du domaine.

Les dates auxquelles se produisent les hauteurs maximales montrent globalement un retard de quelques minutes sur l'ensemble de la carte (voir figure C.15a). Il semblerait que les batardeaux décalent donc légèrement la date des hauteurs maximales, mais ce décalage est insignifiant d'un point de vue opérationnel. Localement, les différences atteignent  $+/- 260$  min au niveau du point haut, ce qui n'est pas

représentatif de l'ensemble de la carte. Ailleurs sur la carte, les valeurs restent comprises entre  $+/- 5$  min. Quant aux dates des débits de pointe, il n'y a que deux hydrogrammes pour lesquels la date varie de plus de 60 min, localisés entre la rue Sully et la rue Nicot. Les dates des hauteurs et des débits de pointe sont donc principalement équivalentes avec ou sans batardeaux dans la configuration en portes ouvertes.

Pour la simulation *batardeauxFermés*, les résultats sont disponibles en annexe C.9. Les variables de l'écoulement sont majoritairement comparables à la simulation *RB1988Fermés*. Seul un retard d'une dizaine de minutes apparaît en direction de l'aval pour les hauteurs maximales et les débits de pointe. Du point de vue de la rue, utiliser des batardeaux devant des portes fermées n'induit donc que des différences significatives marginales sur les variables de l'écoulement. Dans les cas extrêmes où les ouvrants sont ouverts, les batardeaux occasionnent des différences significatives locales sur les variables de l'inondation, et plus particulièrement les vitesses maximales et les débits de pointe.

### 5.5.2.2 Résultats dans les bâtiments

#### 5.5.2.2.1 Hauteur maximale

La carte de la figure 5.86 met en évidence les bâtiments qui ne sont pas inondés lorsque des batardeaux sont positionnés devant les portes des habitations lors de l'inondation de 1988. Il y a 33 % des bâtiments qui restent secs dans les simulations *batardeaux* et *batardeauxFermés*, tandis qu'il n'y a que 3 % des bâtiments qui ne sont pas inondés dans la simulation *RB1988*. De façon logique, ces bâtiments sont localisés à l'Ouest de la rue Turenne et entre les rues Nicot et Villars pour lesquelles la hauteur d'eau reste inférieure à 1 m dans la simulation *RB1988* (voir figure 5.21a). 12 bâtiments ne sont secs que dans la simulation *batardeauxFermés*. Il y a également 1 bâtiment qui n'est hors d'eau que dans la simulation *batardeaux*. La mesure de protection permet donc de protéger environ un tiers des habitations du quartier, en supposant que les batardeaux sont étanches donc bien posés. La réalité est probablement qu'il y a des fuites à travers le batardeau.

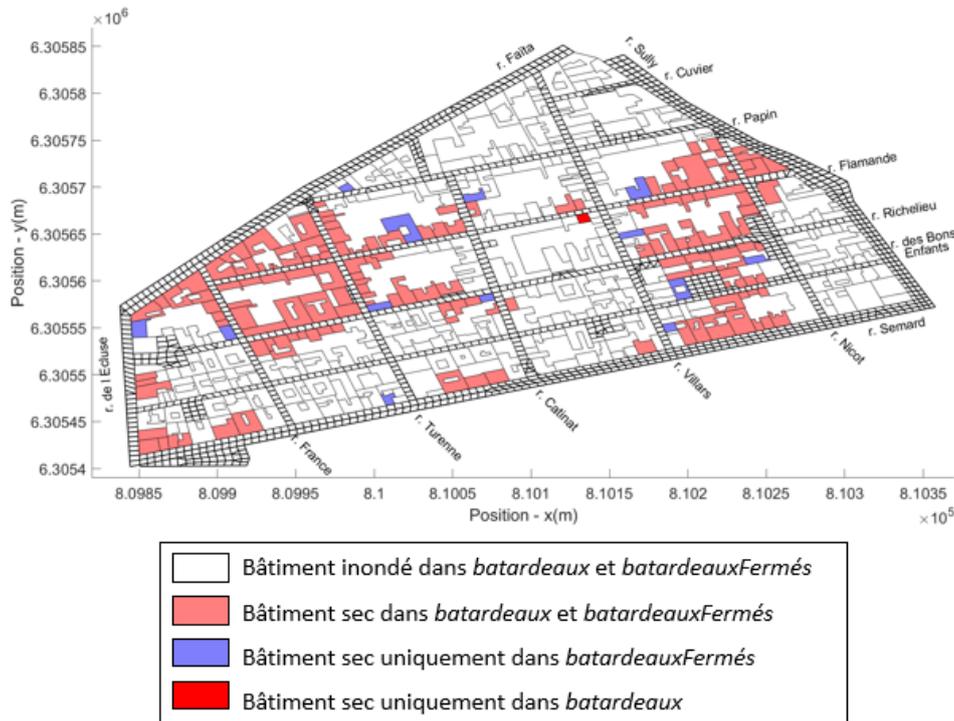


FIGURE 5.86 : Bâtiments secs en intégrant les batardeaux

Les figures 5.87a et 5.87b exposent les différences des hauteurs maximales des bâtiments rencontrées dans les simulations *batardeaux* et *RB1988* et entre *batardeauxFermés* et *RB1988Fermés*. Puisque les bâtiments qui ne sont plus inondés lorsque les batardeaux sont représentés ont été préalablement mis en évidence sur la figure 5.86, on ne s'intéresse qu'aux modifications des niveaux d'eau dans les bâtiments qui sont en eau dans les simulations avec et sans batardeaux. Sur les deux cartes, l'utilisation des batardeaux entraîne tantôt des augmentations, tantôt des réductions de la hauteur maximale atteinte dans les bâtiments. Les augmentations sont de faible amplitude (au plus de 0,29 m sur la figure 5.87a et de 0,48 m dans la figure 5.87b) en comparaison avec les réductions (environ  $-1,10$  m pour les deux cartes). De plus, moins de 3 % des bâtiments du quartier sont concernés par une augmentation supérieure à 0,10 m sur les deux cartes.

En comparant les hauteurs maximales entre la simulation *batardeaux* et *RB1988*, il y a 44 % des bâtiments du quartier pour lesquels la hauteur maximale diminue, dont 8 % pour lesquels la hauteur maximale est réduite de plus de 0,10 m (voir figure 5.87a). Avec des batardeaux devant des portes fermées, ce sont 60 % des bâtiments pour lesquels la hauteur est réduite et 57 % pour lesquels cette réduction est de plus de 0,10 m (voir figure 5.87b). Avec 33 % des bâtiments qui ne sont plus inondés et 57 % pour lesquels le niveau d'eau diminue significativement, quasiment la totalité des bâtiments du quartier a donc une réduction importante du niveau d'eau lorsque des batardeaux sont disposés devant des portes fermées. Sans surprise, les bénéfiques des batardeaux sont plus importants lorsque ceux-ci sont disposés devant des portes

fermées que lorsqu'elles sont ouvertes. La répercussion des diminutions de hauteur sur les dommages est investiguée dans la section 5.5.2.2.2.

Il est intéressant de remarquer plusieurs modifications du comportement de la hauteur maximale atteinte dans le bâtiment  $h_{max,b}$  par rapport à la rue voisine en intégrant les batardeaux. Les bâtiments dans lesquels le niveau maximal augmente sur la figure 5.87a sont toujours positionnés le long de cellules dans lesquelles le niveau monte également. Dans certains bâtiments, la hauteur augmente du même ordre de grandeur que dans la rue à proximité (rue bleue, bâtiment bleu), comme dans le bâtiment 173. Pour d'autres, c'est la diminution de la hauteur maximale qui est identique entre la rue et le bâtiment (rue rouge, bâtiment rouge), comme pour le bâtiment 143. La figure 5.88 expose l'évolution des cotes dans les bâtiments 173 et 143 avec la cellule à laquelle chacun d'eux est connecté. Dans les deux graphiques, les courbes des bâtiments atteignent la valeur maximale des courbes des cellules pour les deux simulations. Les modifications sur l'écoulement induites par la modélisation des batardeaux se répercute donc en toute logique dans les bâtiments.

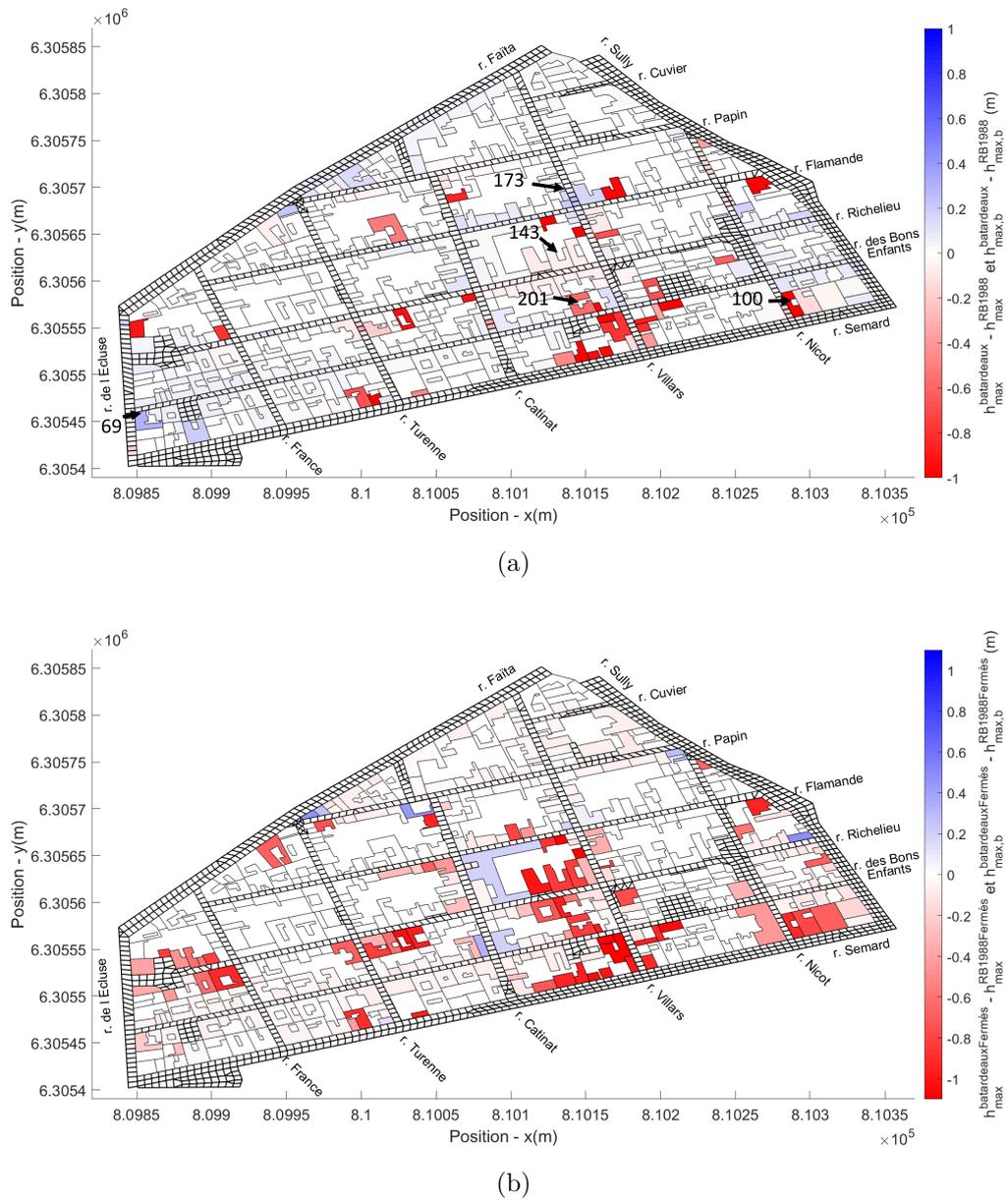


FIGURE 5.87 : Différences des hauteurs maximales dans la rue et les bâtiments entre les simulations avec et sans batardeaux. (a) Entre les simulations *batardeaux* et *RB1988*. (b) Entre les simulations *batardeauxFermés* et *RB1988Fermés*. Les bâtiments secs ne sont pas colorés. Les numéros font référence aux identifiants des bâtiments.

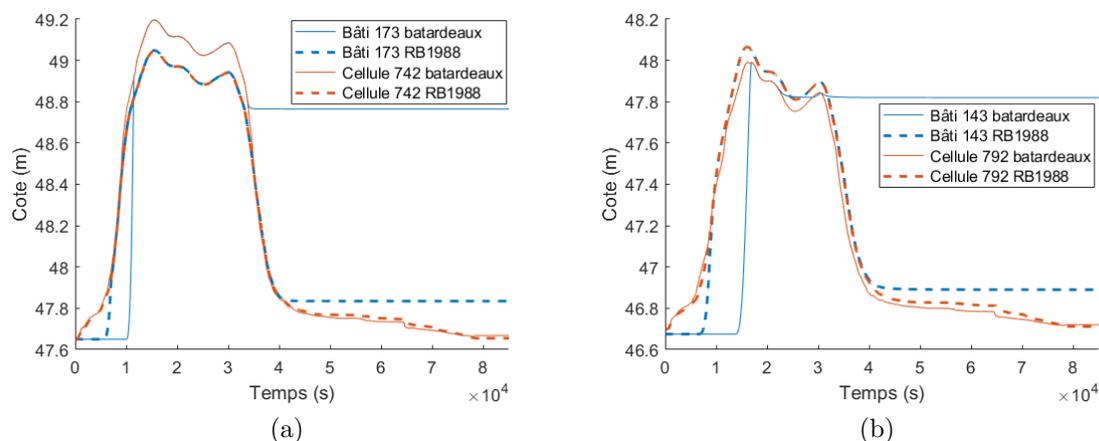


FIGURE 5.88 : Évolution de la cote dans les bâtiments 173 et 143 dans les simulations *batardeaux* et *RB1988* (localisation en figure 5.87a). Au début de la simulation, la cote de la surface libre vaut la cote sol.

Pour quelques bâtiments,  $h_{max,b}$  augmente plus que dans la rue à proximité (rue bleue, bâtiment bleu foncé). Dans le bâtiment 69 par exemple (figure 5.89a), le niveau maximal atteint dans la simulation *batardeaux* dépasse d'environ 0,25 m celui de la simulation *RB1988*, tandis que l'augmentation dans les cellules 90 et 91 avec lesquelles des échanges se produisent n'est que d'environ 0,05 m. Pour mieux comprendre, les débits à travers les 4 ouvertures du bâtiment 69 sont présentés sur la figure 5.89b. Le bâtiment 69 est un *bâtiment traversant*. Dans la simulation *RB1988*, le débit entre principalement par l'ouverture 296 (porte connectée à la cellule 114) et sort par l'ouverture 294 (porte connectée à la cellule 90). Les débits entrants et sortants sont quasiment symétriques d'environ 9000 à 37000 s. Dans la simulation *batardeaux*, le bâtiment commence à se remplir 5000 s plus tard que dans la simulation *RB1988*, et à partir des ouvertures 296 et 297 (porte et fenêtre). Il n'y a pas de débit sortant avant  $t = 16000$  s (tant que le niveau d'eau dans le bâtiment ne dépasse pas la cote du batardeaux ou de la fenêtre connectés à la cellule 90). Le bâtiment se remplit de 14000 à 16000 s sans aucune vidange. À 16000 s, le niveau maximal dans le bâtiment est atteint, avant donc que les débits sortent vers la cellule 90. Il y a donc une dynamique de remplissage différente dans le bâtiment 69 du fait des batardeaux, permettant à ce dernier d'avoir un niveau d'eau maximal plus proche de la cote rencontrée dans la cellule 114 amont.

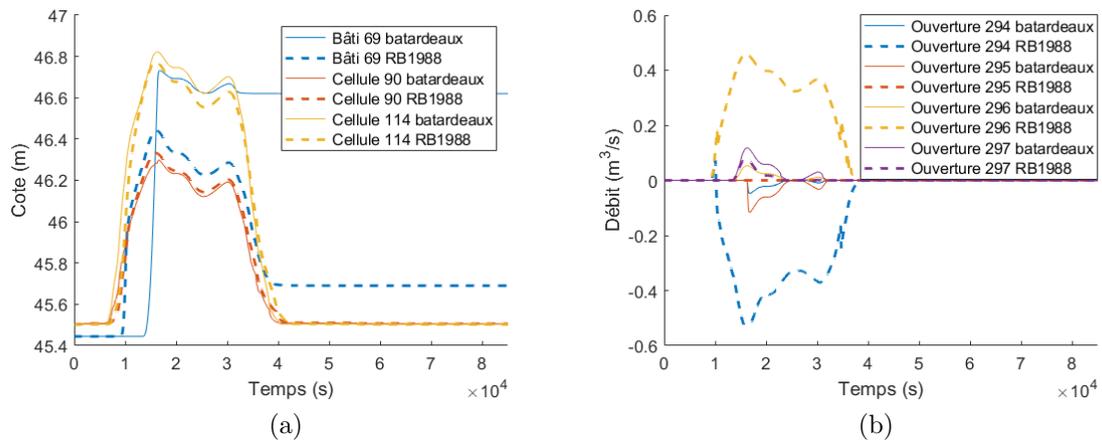


FIGURE 5.89 : Évolution de la cote et des débits des ouvertures du bâtiment 69 dans les simulations *batardeaux* et *RB1988* (localisation en figure 5.87a). (a) Cote. (b) Débits des ouvertures. Au début de la simulation, la cote de la surface libre vaut la cote sol.

Il existe des bâtiments pour lesquels  $h_{max,b}$  diminue tandis que la hauteur augmente dans la rue (rue bleue, bâtiment rouge). Dans le bâtiment 201 dont la cote au cours du temps est tracée sur la figure 5.90, le remplissage du bâtiment ne dure qu'environ 3000 s (contre 15000 s dans la simulation *RB1988*) car le niveau d'eau dans la rue reste majoritairement inférieur à la cote des seuils du bâtiment. Cette durée courte de remplissage ne permet pas au bâtiment de rejoindre le niveau d'eau dans la cellule voisine comme c'est le cas dans la simulation *RB1988*. Bien que le niveau d'eau ait augmenté dans la rue entre les simulations *RB1988* et *batardeaux*, la durée du remplissage du bâtiment est insuffisante pour que l'augmentation se répercute dans le bâtiment. Pour la même raison, le niveau diminue légèrement dans certaines mailles (ou la hauteur est quasiment constante) et la diminution du niveau d'eau dans les bâtiments connectés à ces mailles (bâtiment 100 par exemple).

Dans les bâtiments qui sont inondés dans les simulations avec et sans batardeaux, la hauteur maximale dans les bâtiments peut augmenter ou diminuer en disposant un batardeau devant la porte. Il n'est pas évident de prédire son évolution, puisqu'elle dépend des variations de l'écoulement dans la rue et des caractéristiques de chaque bâtiment. La tendance globale est une réduction du niveau maximal. Les quelques augmentations sont des répercussions de l'élévation du niveau d'eau maximal dans la rue dû à la prise en compte des batardeaux.

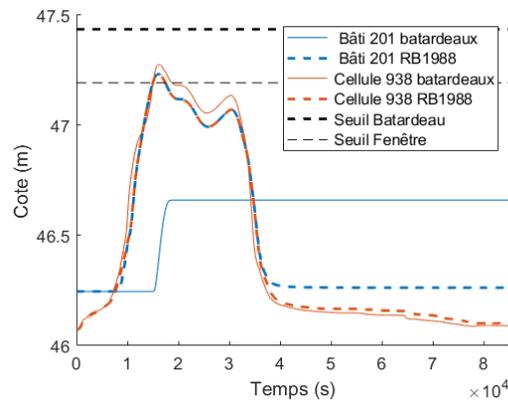


FIGURE 5.90 : Évolution de la cote dans le bâtiment 201 dans les simulations *batardeaux* et *RB1988* (localisation en figure 5.87a). Au début de la simulation, la cote de la surface libre vaut la cote sol.

### 5.5.2.2.2 Analyse économique

La modélisation de batardeaux modifie significativement les niveaux d'eau dans les bâtiments. On souhaite déterminer si d'un point de vue économique les dommages sont également impactés de façon notable. Le tableau 41 expose les dommages calculés sur l'ensemble du domaine pour les simulations avec ou sans batardeaux et des ouvrants ouverts ou fermés. Les dommages totaux sont compris entre 8,7 et 13,6 millions d'euros selon le scénario envisagé. De manière attendue, plus les échanges avec les bâtiments sont limités, plus les dommages diminuent. La représentation des batardeaux induit une réduction de 3,7 millions d'euros dans le cas des ouvrants ouverts et de 4,4 millions d'euros lorsque les ouvrants sont fermés. Les batardeaux diminuent de l'ordre d'un tiers les dommages totaux estimés sur le quartier par rapport à une simulation ne les prenant pas en compte ( $-27\%$  dans le cas des ouvrants ouverts et  $-34\%$  pour les ouvrants fermés). Ces réductions sont cohérentes avec les différences du nombre de bâtiments inondés et les réductions des niveaux d'eau observées (voir section 5.4.1.3.1). Utiliser des batardeaux devant des ouvrants ouverts ou fermés permet donc une réduction significative des dommages estimés à l'échelle du quartier.

TABEAU 41 : Comparaison des dommages avec et sans batardeaux

Simulation	Dommages totaux (€)
<i>RB1988</i>	$13,6 \cdot 10^6$
<i>RB1988Fermés</i>	$13,1 \cdot 10^6$
<i>batardeaux</i>	$9,9 \cdot 10^6$
<i>batardeauxFermés</i>	$8,7 \cdot 10^6$

Pour les économistes qui font appel à des modèles ne tenant pas compte des échanges rue-bâti, il est possible de calculer les dommages dans les bâtiments qui ne sont inondés que pour une hauteur d'eau supérieure à 1 m et ainsi estimer si l'effet des batardeaux est significatif sur les dommages. Le calcul des dommages dans les bâtiments inondés par une lame d'eau supérieure à 1 m dans la simulation *SW1988* aboutit à 11,7 millions d'euros. Ce montant est supérieur de 1,8 millions d'euros à celui de la simulation *batardeaux*, représentant une surestimation significative de 18 % sur les dommages du quartier. Par rapport à la simulation *SW1988* dont les dommages ont été estimés à 14,4 millions d'euros (voir figure 40 de la section 5.5.1.3 précédente), prendre en compte les batardeaux occasionne une réduction des dommages de 19 % d'après le modèle négligeant les échanges rue-bâti. Pour le gestionnaire, l'efficacité des batardeaux est donc moins flagrante si elle a été estimée à partir d'un modèle classique négligeant les échanges rue-bâti ou à partir de celui qui les prend en compte. La modélisation des échanges rue-bâti est indispensable pour calculer correctement les dommages résidentiels lorsque les bâtiments sont protégés par des batardeaux.

### 5.5.2.2.3 Volume des bâtiments

Le volume contenu dans les bâtiments pour les simulations *batardeaux* et *batardeauxFermés* est tracé sur la figure 5.91 au cours du temps aux côtés des simulations *RB1988* et *RB1988Fermés*. Sans surprise, lorsque les batardeaux sont modélisés, le volume total stocké dans les bâtiments est réduit pour les configurations avec des ouvrants ouverts et fermés. Celui-ci vaut 1,5 % du volume de l'inondation pour la simulation *batardeaux* et 1,2 % pour *batardeauxFermés*. Plus les échanges rue-bâti sont limités par l'état d'ouverture et la mesure de protection, plus le volume stocké dans les bâtiments est faible, ce qui est cohérent avec les bâtiments qui ne sont plus inondés et la réduction des hauteurs maximales identifiés dans la section 5.5.2.2.1. Le volume inondé est réduit de 0,2 % en intégrant les batardeaux dans la simulation avec les ouvrants ouverts et de 0,3 % s'ils sont fermés. On remarque que le pic du volume avec les batardeaux est légèrement décalé dans le temps par rapport à la même simulation sans batardeaux (resp. de 1000 à 600 s pour les simulations avec des ouvrants ouverts et fermés). Le pic se produit entre 15000 et 16000 s lorsque les ouvrants sont ouverts et entre 30000 et 31000 s s'ils sont fermés. Le retard induit par les batardeaux est faible par rapport à celui induit par l'état d'ouverture.

À la fin de la simulation, le volume définitivement piégé vaut 1 % du volume total de l'inondation pour les simulations *batardeaux* et *batardeauxFermés*. Ceci représente une augmentation par rapport aux simulations *RB1988* et *RB1988Fermés* mais le volume stocké reste insignifiant du point de vue de l'inondation. Il est pertinent de mentionner que, pour évacuer ce volume, les habitants doivent retirer le batardeau. Cette opération doit être réalisée rapidement, car des dégâts importants surviennent sur les matériaux après 48 h d'immersion (voir section 1.3.4.3).

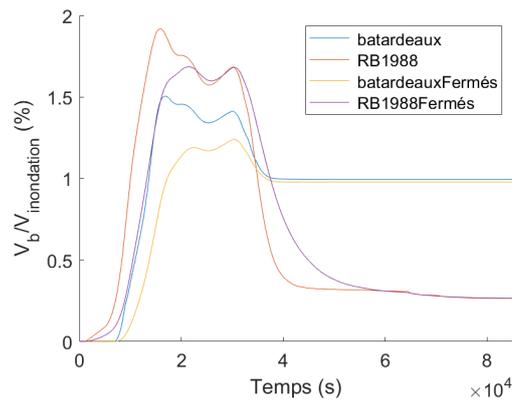


FIGURE 5.91 : Volume des bâtiments par rapport au volume de l'inondation pour les simulations *batardeaux*, *RB1988*, *batardeauxFermés* et *RB1988Fermés*

En considérant que la rue est sèche et qu'une hauteur d'eau de 1 m est piégée derrière le batardeau d'une maison de 25 m<sup>2</sup> disposée à la même cote que la rue, il est possible d'estimer le temps nécessaire pour évacuer ce volume piégé à l'aide de la loi de seuil dénoyé (voir éq. 3.35). La nouvelle hauteur d'eau dans le bâtiment est calculée à chaque pas de temps à partir de l'équation (2.45). Les résultats sont visibles sur la figure 5.92. La hauteur et le débit convergent vers 0 mais la hauteur vaut encore 0,7 mm après 1500 s. Une durée de 6 min est nécessaire pour que la hauteur devienne inférieure à 0,01 m. Une très grande majorité du volume est donc rapidement vidée vers la rue lorsque les habitants retirent manuellement le batardeau et les derniers millimètres sont longs à faire disparaître complètement.

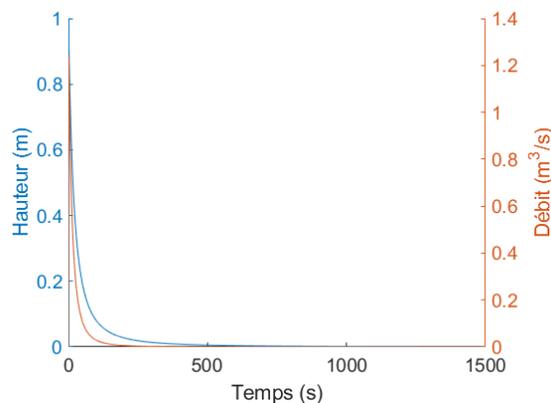


FIGURE 5.92 : Vidange d'un bâtiment rempli de 1 m une fois le batardeau retiré

#### 5.5.2.2.4 Durée de 0 à 1 m d'eau dans les bâtiments

On se penche sur l'influence du batardeau sur la durée dont dispose les résidents pour agir de la mise en eau du bâtiment jusqu'à ce qu'une hauteur de 1 m soit atteinte dans leur domicile. Les durées  $d_{0-1\text{ m}}^{\text{batardeaux}}$  et  $d_{0-1\text{ m}}^{\text{batardeauxFermés}}$  sont calculées et comparées respectivement durées  $d_{0-1\text{ m}}^{\text{RB1988}}$  et  $d_{0-1\text{ m}}^{\text{1988Fermés}}$  sur la figure 5.93. On trouve du bleu et du rouge sur les cartes, signe que les batardeaux augmentent et réduisent la durée  $d_{0-1\text{ m}}$ . Les bâtiments sont majoritairement rouges sur la figure 5.93a, donc la durée qui s'écoule de 0 à 1 m dans les bâtiments est principalement raccourcie lorsque des batardeaux sont disposés devant des portes ouvertes. Il y a seulement 3 % des bâtiments pour lesquels la durée augmente. L'augmentation vaut au plus 25 min. Les réductions s'étalent de  $-2$  à  $-152$  min et 44 % des bâtiments sont concernés par une réduction de 30 min au moins. Au final, les durées  $d_{0-1\text{ m}}$  obtenues sont comprises entre 8 et 103 min et 50 % des bâtiments disposent d'une durée  $d_{0-1\text{ m}}$  inférieure ou égale à 30 min.

Sur la figure 5.93b, les augmentations et les réductions concernent un peu près la même part des bâtiments (entre 20 et 25 %). Les réductions concernent davantage l'amont du domaine, tandis que les réductions se concentrent essentiellement au Sud-Ouest. On trouve cependant des augmentations à l'amont et des réductions à l'aval, il est donc difficile de généraliser. Les réductions s'échelonnent de  $-2$  à  $-148$  min et 12 % des bâtiments ont une réduction de plus de 30 min. Les augmentations sont comprises entre 2 et 272 min et pour 15 % des bâtiments la durée  $d_{0-1\text{ m}}$  est prolongée de plus de 30 min. Les résultats sont donc plutôt nuancés pour les batardeaux devant des portes fermées qui peuvent tantôt augmenter/réduire les durées d'action des bâtiments et donc le risque encouru. L'utilisation des batardeaux devant les portes ouvertes prolongent en revanche franchement la durée qui s'étend de la mise en eau du bâtiment à une lame d'eau de 1 m pour une part importante des bâtiments du quartier.

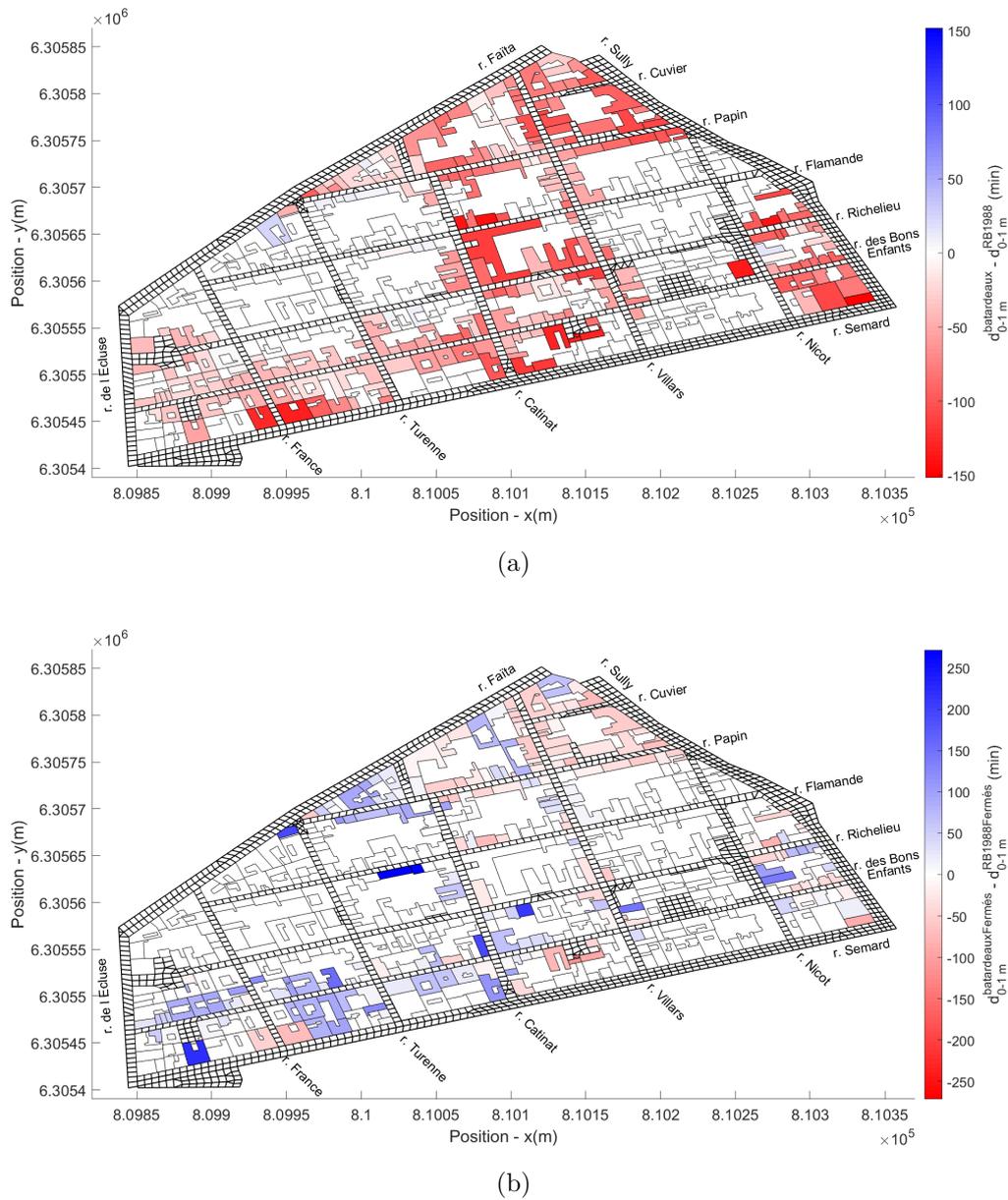


FIGURE 5.93 : Différence des durées séparant la mise en eau de 1 m d'eau dans les bâtiments pour les simulations avec et sans batardeaux. (a) Entre *batardeaux* et *RB1988*. (b) Entre *batardeauxFermés* et *RB1988Fermées*. Il y a 252 bâtiments pour lesquels  $h_b \geq 1$  m dans les simulations *batardeaux* et *RB1988* et 211 bâtiments dans les simulations *batardeauxFermés* et *RB1988Fermées*. Les autres bâtiments ne sont pas concernés par le calcul de la durée  $d_{0-1\text{ m}}$ .

### 5.5.2.3 Bilan

Du point de vue de la rue, il y a des différences significatives très localisées sur les paramètres des écoulements et minoritaires. Les batardeaux ne modifient globalement pas les paramètres de l'inondation. La comparaison des paramètres hydrodynamiques dans la rue entre une modélisation de portes protégées ou non par des batardeaux ne donne aucun argument en faveur ou contre la mise en place des batardeaux du point de vue des écoulements dans la rue. Ils n'augmentent ni n'atténuent le risque de manière évidente.

Le batardeau est toutefois une mesure efficace pour un nombre important de bâtiments. Il protège un tiers des bâtiments de l'inondation. 8 % des bâtiments ont une réduction significative du niveau d'eau lorsque les ouvrants sont ouverts, contre 57 % si ces derniers sont fermés. Pour cette seconde configuration, plus réaliste que la première, quasiment tous les bâtiments du quartier sont soit définitivement protégés, soit ont une hauteur maximale significativement réduite. L'analyse économique révèle que la prise en compte des batardeaux diminuent de près d'un tiers les dommages, peu important l'état d'ouverture des ouvrants. Du point de vue des dommages résidentiels, l'utilisation des batardeaux est donc une mesure efficace.

Les batardeaux retardent le début de la mise en eau des bâtiments, néanmoins la durée qui s'étale de 0 à 1 m d'eau dans les bâtiments peut être plus courte ou plus longue en modélisant les bâtiments. Pour les bâtiments disposant d'une porte ouverte, le remplissage de 0 à 1 m est même globalement significativement raccourci. L'utilisation du batardeau pourrait altérer la perception du risque par les habitants, car en faisant appel à un batardeau, ceux-ci peuvent s'estimer protéger, et lorsque le bâtiment commence à être inondé, les temps de réaction qui sont disponibles sont plus courts. Ainsi, bien qu'un certain nombre de personnes ne soient plus exposées à l'inondation à l'intérieur de leur bâtiment et que la hauteur maximale est dans certains cas réduite de manière importante, il y a des personnes qui ont des temps de réactions réduits. Lorsqu'il s'agit de la protection de la population, il n'est donc pas évident de conclure sur l'efficacité du dispositif.

Pour les simulations testant des batardeaux, la vidange d'un bâtiment par la porte ne se fait que lorsque la cote de la surface libre dans le bâtiment dépasse la cote du batardeau. L'eau est ainsi définitivement piégée à l'intérieur des bâtiments. En situation réelle, si les habitants sont présents, alors ceux-ci retirent le batardeau à la décrue, permettant ainsi que le bâtiment se vidange entièrement. Le volume qui reste piégé à la fin de la simulation est donc *a priori* supérieur à celui qui reste véritablement à l'intérieur des bâtiments.

### 5.5.3 Topographie des bâtiments

Dans les précédentes simulations réalisées dans ce chapitre, le volume stocké dans les bâtiments atteint au maximum 3 %. Il est possible que pour des configurations dans lesquelles le volume total stocké dans les bâtiments est plus important, les effets des échanges rue-bâti soient plus marqués. Dans cette partie, on s'intéresse à la modélisation de caves dans chaque bâtiment du quartier. On cherche à voir si avec ces caves, l'aléa et/ou les dommages sont significativement réduits dans le quartier ou une partie de celui-ci. Pour cela, une cave est intégrée à chaque bâtiment, en abaissant leur cote sol de 2 m. La figure 5.94 expose toutes les configurations des cotes sol possibles de la rue et du bâtiment qui en résulte. Les caves ont été simulées pour les inondations de 1988 et 2002, permettant ainsi d'accéder à différents ratios de volume stocké dans les bâtiments par rapport à l'inondation. Les simulations sont nommées *RB1988Caves* et *RB2002Caves*.

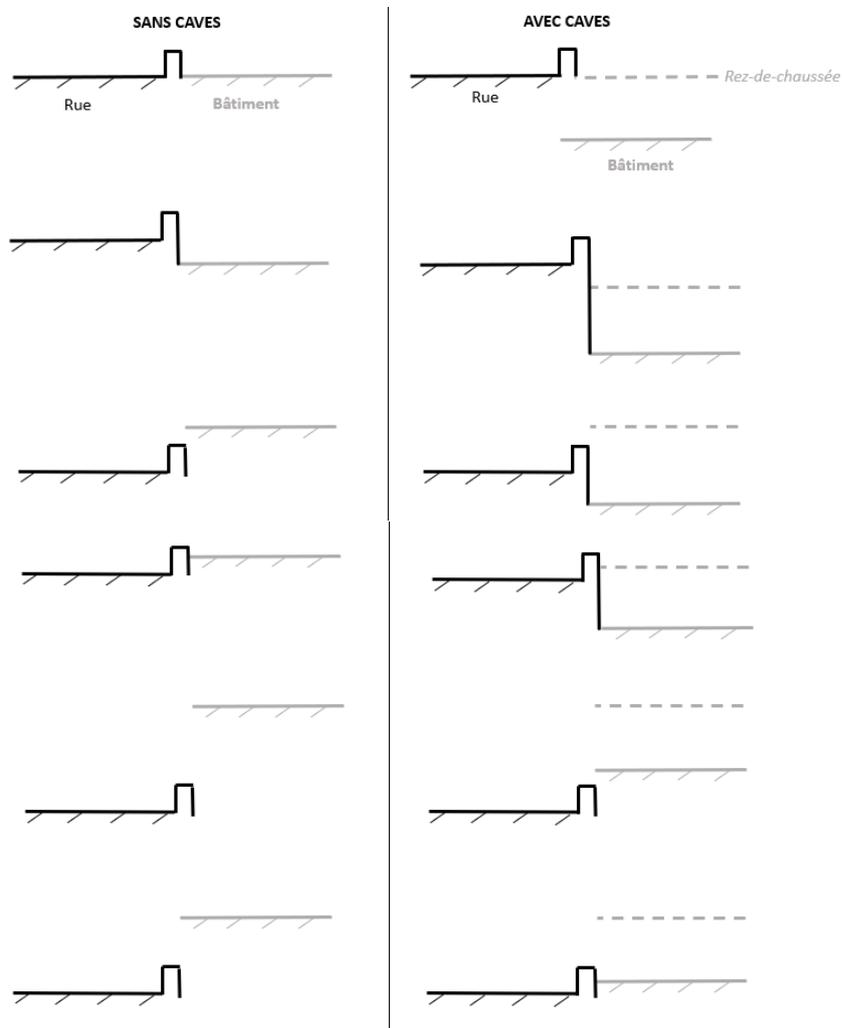


FIGURE 5.94 : Cotes sols possibles de la rue et d'un bâtiment doté d'une cave

### 5.5.3.1 Résultats dans la rue

Les figures 5.95a et 5.96 présentent la différence de la hauteur maximale dans la rue entre les simulations avec et sans caves pour les évènements de 1988 et 2002. Dans les deux cartes apparaît une diminution générale de quelques centimètres de la hauteur d'eau maximale dans la rue. Pour 2002 en figure 5.95a, la réduction des hauteurs maximales va de paire avec la réduction des débits de pointe observés sur la figure 5.95c, ainsi qu'avec une diminution des vitesses maximales en figure 5.95b. Il y aurait donc une réduction globale du volume qui circule dans le réseau de rues en représentant les caves pour cet évènement. Pour l'évènement de 1988, la diminution de la hauteur maximale en figure 5.96a est plus prononcée sur au Sud-Ouest de la carte, où les écarts relatifs sont globalement négatifs (voir figure 5.96b).

Sur la figure 5.95c, les débits de pointe diminuent significativement ( $< -10\%$ ) sur une majorité de la zone inondée lorsque les caves sont intégrées aux bâtiments pour l'inondation de 2002. La diminution semble s'accroître en direction de l'aval. Localement, le débit est réduit jusqu'à  $-77\%$ . On remarque par ailleurs deux augmentations significatives du débit maximal de part et d'autre de la rue Semard, causées vraisemblablement par le mauvais dimensionnement des conditions limite au niveau des sorties 6 et 14 (voir section 5.3.2.1.1). La hauteur maximale augmente également au Sud-Est du domaine, à proximité de la sortie 6 (voir figure 5.96a). La comparaison des débits de pointe avec et sans caves pour l'évènement de 1988 en figure 5.96b met en évidence qu'il existe des augmentations significatives lorsque les caves sont modélisées ( $> 10\%$ ). Celles-ci demeurent toutefois marginales.

La figure 5.96c présente la différence des vitesses maximales avec et sans caves pour l'inondation de 1988. Il y a de nombreuses zones où la vitesse maximale augmente de plus de  $0,25\text{ m/s}$ , principalement dans les rues Est-Ouest. Les diminutions sont uniquement localisées au niveau des zones de fortes variations de topographie en amont de la rue Sully et des points hauts et ne sont donc pas représentatives du reste du domaine. On retrouve la zone d'augmentation de la vitesse maximale à l'amont du bâtiment 283 au milieu de la rue Flamande. Les autres zones bleues ayant une allure similaire, elle pourrait être causée par un appel de débit en direction des bâtiments à proximité. Pour 2002 dont les différences avec et sans caves sont décrites sur la figure 5.95b, l'amont est marqué par des augmentations locales de la vitesses maximales au niveau de fortes variations topographiques, ce qui n'est pas représentatif du reste du domaine.

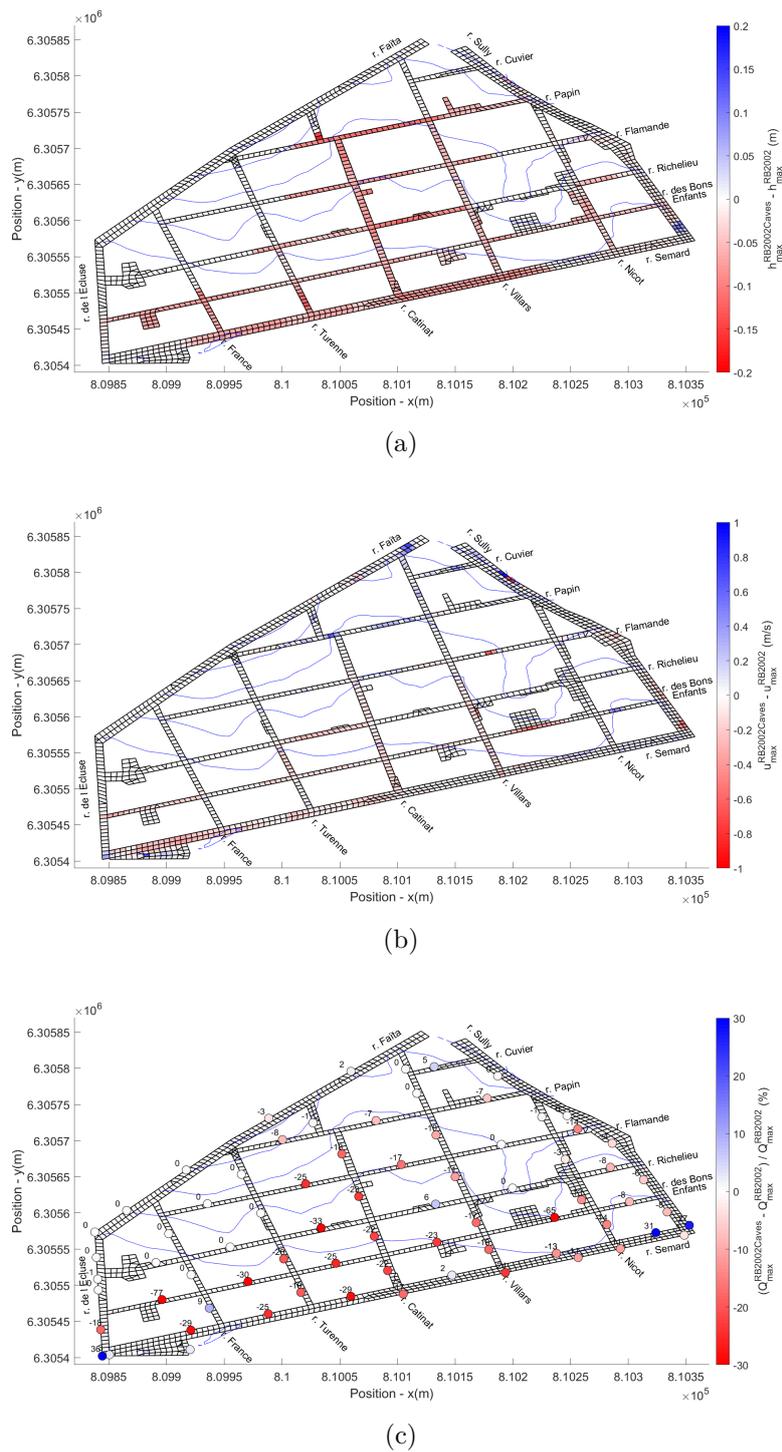


FIGURE 5.95 : Comparaison des hauteurs, des vitesses maximale et des débits de pointe des simulations *RB2002Caves* et *RB2002*. (a) Écart relatif du débit de pointe de la simulation *RB2002Caves* par rapport à *RB2002*. (b) Différence des vitesses maximales.

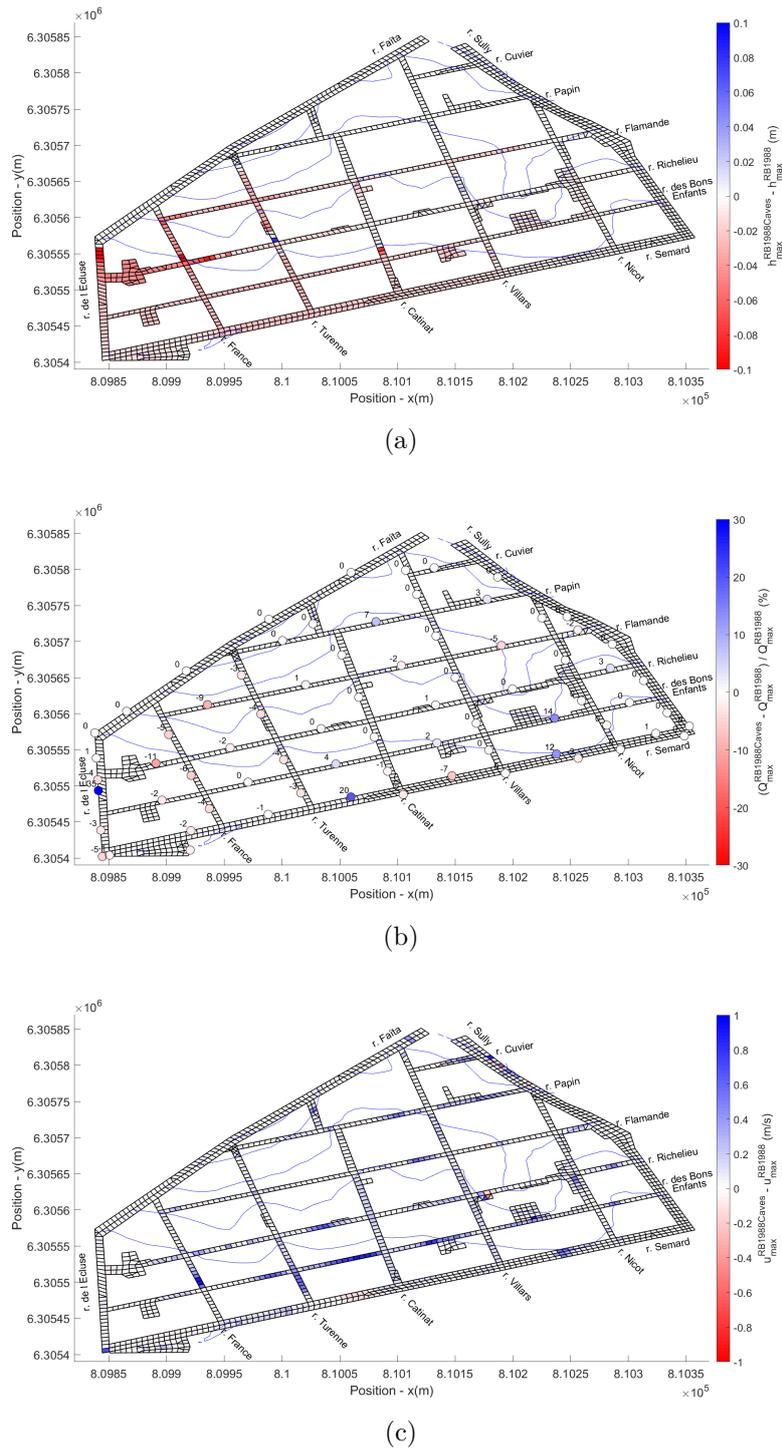


FIGURE 5.96 : Comparaison des débits de pointe et des vitesses maximales des simulations *RB1988Caves* et *RB1988*. (a) Différences des hauteurs maximales. (b) Écart relatif du débit de pointe de la simulation *RB1988Caves* par rapport à *RB1988*. (c) Différence des vitesses maximales. La légende de la figure (a) a été adaptée (valeurs comprises entre  $-0,31$  et  $0,08$  m).



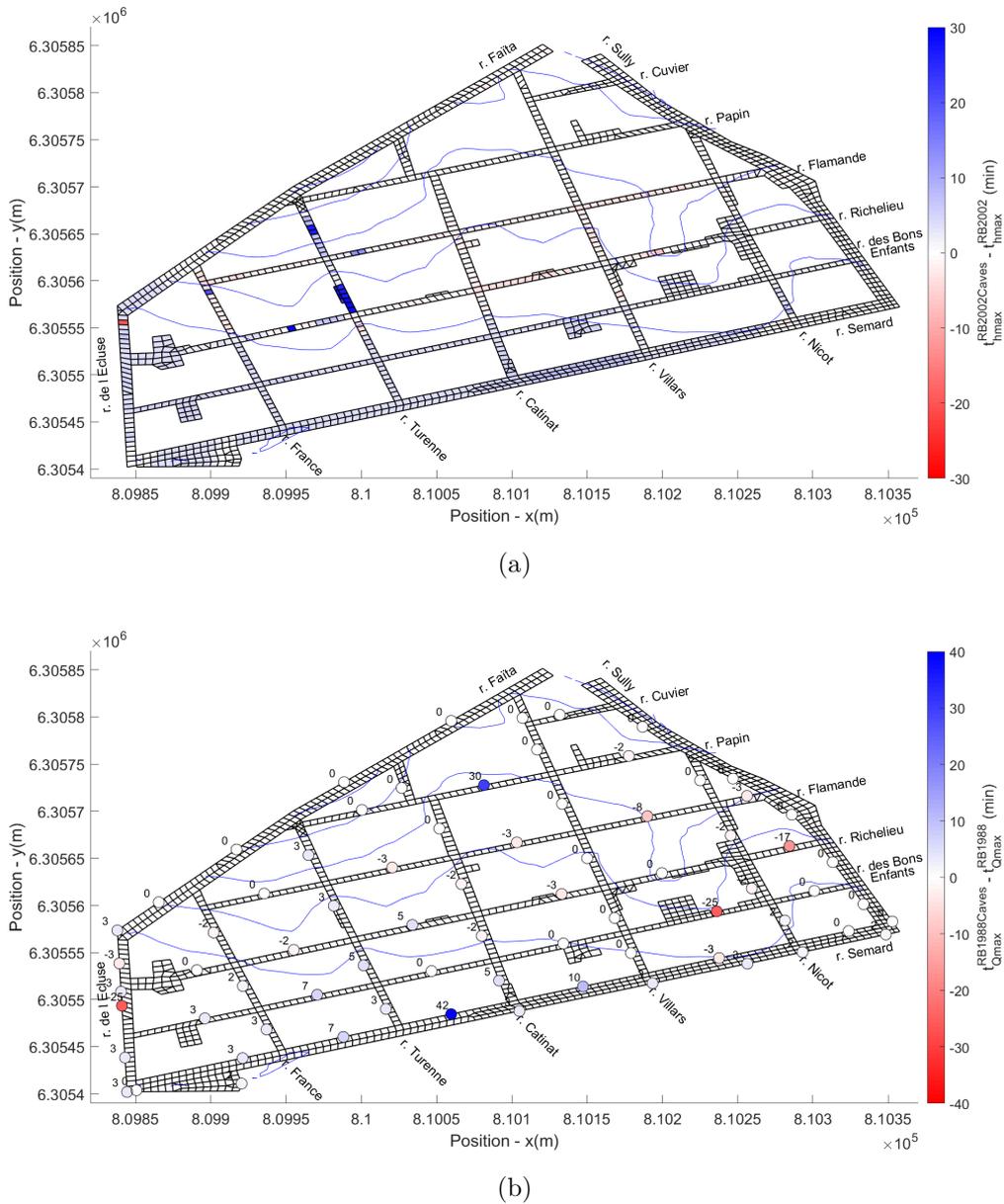


FIGURE 5.98 : Comparaison des dates des hauteurs maximales et débits de pointe des simulations *RB1988Caves* et *RB1988*. (a) Différence de la date des hauteurs maximales. (b) Différence de la dates des débits de pointe. La légende de la figure (a) a été adaptée (valeurs comprises entre  $-20$  et  $87$  min).

### 5.5.3.2 Résultats dans les bâtiments

#### 5.5.3.2.1 Cotes maximales

Sur la figure 5.99 sont présentées les différences des cotes maximales atteintes dans les bâtiments pour les simulations avec et sans caves. Globalement, la cote maximale est identique. On distingue une dizaine de bâtiments rouges avec une réduction importante avec une valeur minimale de  $-2,12$  m. Il y a en réalité 83 % des bâtiments pour lesquels la cote maximale subit une diminution, mais celle-ci excède  $0,10$  m dans seulement 3 % des bâtiments du quartier. Les bâtiments pour lesquels la réduction est significative ont une lame d'eau de seulement quelques centimètres au-dessus de la cote sol du bâtiment. Il est donc logique que la cote de la surface libre soit très inférieure dans la simulation avec les caves en comparaison avec la simulation sans caves, bien que la hauteur d'eau soit similaire. Il y a quelques augmentations de moins de  $0,03$  m le long de la rue Villars, en cohérence avec l'augmentation de la cote maximale dans la rue (non visible sur la carte de la figure 5.96a car l'augmentation est très faible). Ces observations montrent que l'évènement est tel que, même si les bâtiments ont des caves d'une profondeur de 2 m, la hauteur maximale atteinte au niveau du rez-de-chaussée est quasiment conservée

Sur la figure 5.100 propre à l'inondation de 2002, la carte est principalement rouge. La diminution est de plus de  $-0,10$  m pour 68 % des bâtiments inondés et de plus de 1 m pour 47 % d'entre eux (représentant 1/4 des bâtiments du quartier). Les caves permettent donc d'abaisser la cote maximale de façon significative pour quasiment tous les bâtiments qui sont inondés pour cet évènement de plus faible ampleur.

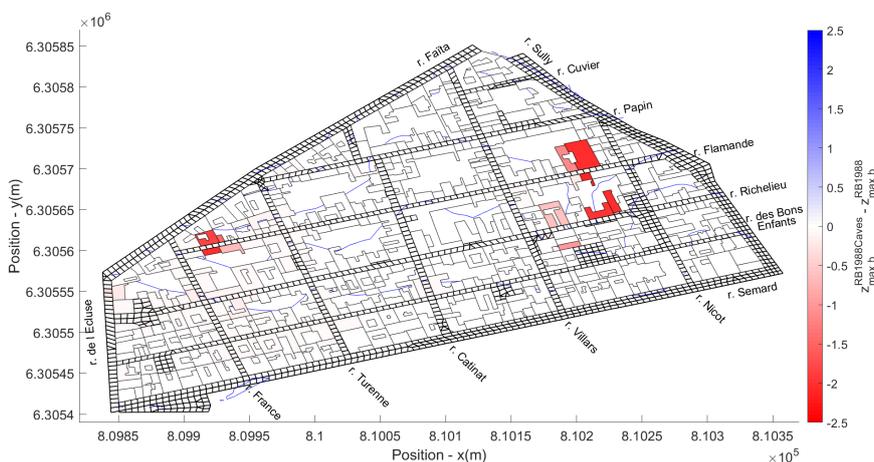


FIGURE 5.99 : Comparaison des cotes à surface libre dans les bâtiments entre les simulations *RB1988Caves* et *RB1988*

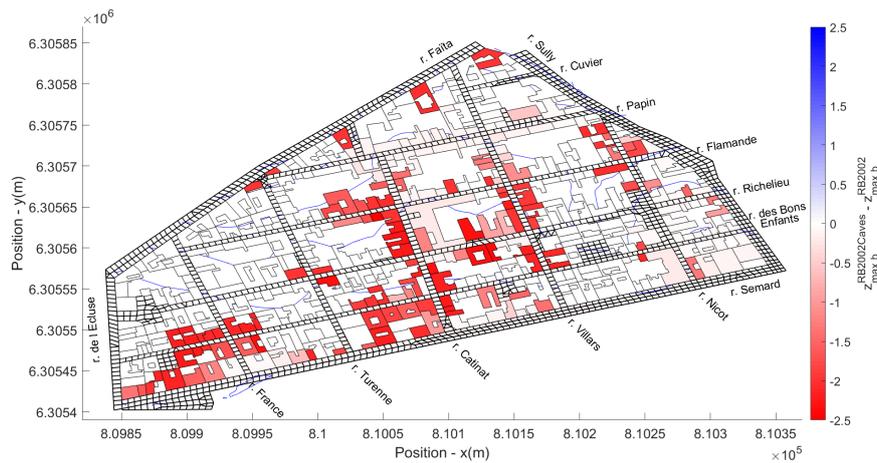


FIGURE 5.100 : Comparaison des cotes à surface libre dans les bâtiments entre les simulations *RB2002Caves* et *RB2002*

La figure 5.101 met en évidence les bâtiments pour lesquels la réduction de la cote maximale permet de préserver le rez-de-chaussée ( $h_b \leq 2$  m) pour l'inondation de 2002 : 36 bâtiments ne sont plus inondés du tout (en rouge) et 117 bâtiments ont tout de même la cave inondée mais n'ont plus d'eau au rez-de-chaussée (en bleu). Au total, il y a donc 153 bâtiments dont le rez-de-chaussée est préservé grâce à la modélisation des caves, représentant plus de la moitié des bâtiments (57 %) inondés en 2002 dans la simulation *RB2002*. En jouant le rôle de tampon, les caves protègent un nombre important de bâtiments de l'inondation et réduisent significativement la cote maximale dans les bâtiments qui sont inondés.

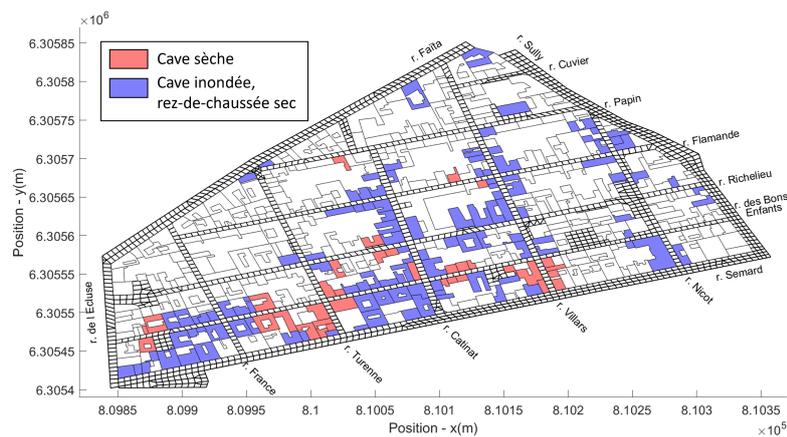


FIGURE 5.101 : Bâtiments pour lesquels le rez-de-chaussée reste sec lorsque les caves sont modélisées dans la simulation *RB2002Caves* en comparaison avec *RB2002*

### 5.5.3.2.2 Volume stocké

On s'intéresse au volume stocké dans les bâtiments munis de caves. La figure 5.102 décrit le ratio du volume stocké dans les bâtiments par rapport au volume total de l'inondation. Avec les caves, le volume total stocké dans les bâtiments atteint jusqu'à 17,9 % pour l'inondation de 2002 et 5,4 % pour 1988. Il est donc multiplié par quasiment un facteur 4 pour 2002 et d'un facteur 2 pour 1988. On remarque qu'entre les simulations *RB1988* et *RB1988Caves*, le pic n'est décalé que de 1000 s, tandis que le décalage est de 6000 s entre *RB2002* et *RB2002Caves*. À la fin de l'évènement, il y a encore 17,2 % du volume de l'inondation stocké dans les bâtiments dans la simulation *RB2002Caves* et 3,2 % dans la simulation *RB1988Caves*. La part du volume stocké dans les caves est donc plus importante pour le petit évènement, ce qui est cohérent.

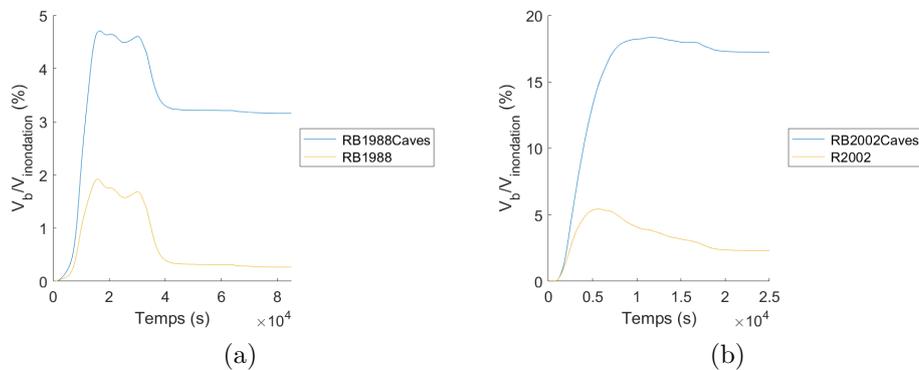


FIGURE 5.102 : Évolution du ratio du volume des bâtiments sur le volume total de l'inondation pour les simulations avec et sans caves. (a) Entre *RB1988Caves* et *RB1988*. (b) Entre *RB2002Caves* et *RB2002*.

### 5.5.3.2.3 Durée de 0 à 1 m dans les bâtiments

Les bâtiments disposant d'une cave pourraient gagner un temps précieux pour évacuer à cause du temps mobilisé par le remplissage de la cave. Pour le savoir, on s'intéresse à la durée qui sépare la mise en eau du rez-de-chaussée à une hauteur d'eau de 1 m pour les simulations avec une cave ( $d_{0-1\text{ m}}^{RB1988Caves}$  et  $d_{0-1\text{ m}}^{RB2002Caves}$ ). Les durées sont comparées aux simulations du même évènement sans intégrer les caves. La figure 5.103 décrit les différences des durées  $d_{0-1\text{ m}}$  entre les simulations *RB1988Caves* et *RB1988*. La carte est globalement rouge, témoin d'une réduction de la durée  $d_{0-1\text{ m}}$  en modélisant les caves. Les réductions sont comprises entre  $-3$  et  $-160$  min. Elles excèdent 30 min pour 57 % des bâtiments. Dans la figure 5.104 sont présentées les différences des durées  $d_{0-1\text{ m}}$  entre les simulations *RB2002Caves* et *RB2002*. Les bâtiments sont quasiment tous blancs. Il y a 4 % des bâtiments en rouge pour lesquels la durée  $d_{0-1\text{ m}}$  est plus courte en modélisant les caves. Les réductions vont de  $-12$  à  $-93$  min. Pour l'inondation de 2002, les caves n'ont généralement pas d'influence significative sur la durée entre la mise en eau et une lame d'eau de 1 m.

Pour l'évènement de 1988 toutefois, plus de la moitié des bâtiments du quartier voient leur délai d'action significativement réduit. La topographie peut donc être déterminante du point de vue de la vitesse de remplissage.

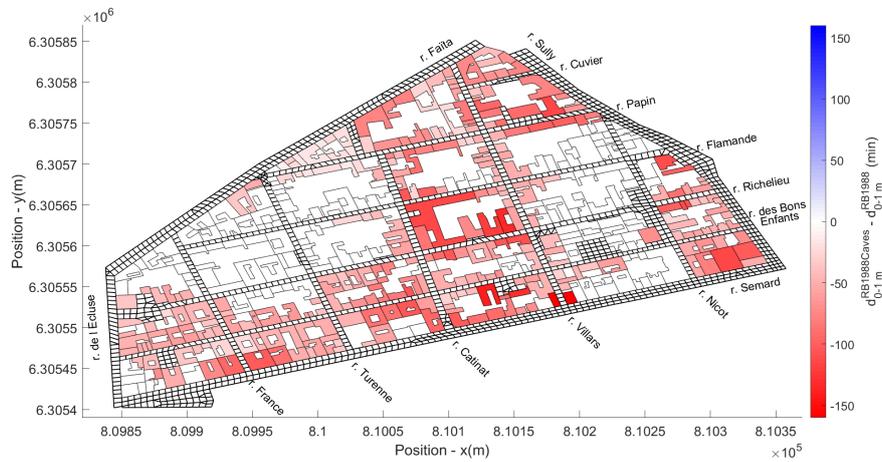


FIGURE 5.103 : Différence des durées séparant la mise en eau de 1 m d'eau dans les bâtiments pour les simulations *RB198Caves* et *RB1988*

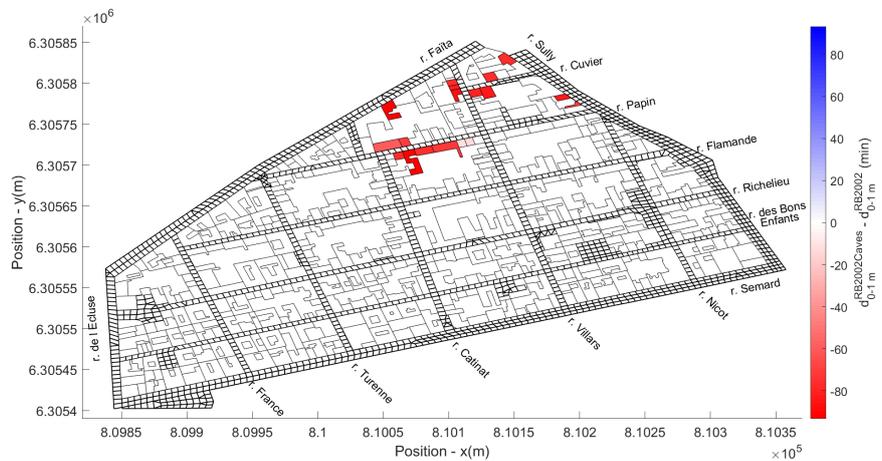


FIGURE 5.104 : Différence des durées séparant la mise en eau de 1 m d'eau dans les bâtiments pour les simulations *RB2002Caves* et *RB2002*

### 5.5.3.3 Bilan

Le stockage de l'inondation dans les caves est susceptible de réduire la hauteur maximale dans la rue, ainsi que les vitesses maximales et les débits de pointe. Le remplissage des caves peut retarder les dates auxquelles les pics de débit et de hauteur se produisent. Les différences sur l'écoulement dans la rue sont plus marquées pour l'évènement de 2002 où le volume stocké dans les bâtiments atteint jusqu'à 18 % du volume total de l'inondation, contre 5 % seulement pour 1988. Néanmoins, les différences sur les paramètres hydrodynamiques sont généralement faibles pour les évènements modélisés, à l'exception de la réduction des débits de pointe qui est significative et concerne une majorité des rues pour l'inondation de 2002.

Dans les bâtiments, la cote maximale de la surface libre est quasiment identique avec ou sans caves pour l'inondation de 1988 du fait de l'ampleur de l'évènement. Quelques bâtiments sont soumis à une élévation du niveau maximal à cause de l'augmentation du niveau d'eau la rue induite par la représentation des caves. Celle-ci est infime dans la configuration présentée mais montre de manière surprenante que l'augmentation du niveau d'eau au rez-de-chaussée peut augmenter en disposant d'une cave. Pour l'inondation de 2002, plus de la moitié des bâtiments inondés n'ont plus d'eau au niveau du rez-de-chaussée, permettant ainsi de protéger les résidents et les biens qui s'y trouvent. Les caves pourraient donc apparaître comme une mesure de sécurité permettant de réduire les risques encourus par la population pour 2002. Il est possible que les caves jouent un rôle plus important encore pour des évènements de plus faible ampleur.

Il n'est pas évident de conclure sur la réduction des dommages économiques que les diminutions des niveaux d'eau pourraient engendrer, dans la mesure où la construction de caves dans les bâtiments implique que des biens et des équipements s'y trouvent également. L'analyse économique n'est pas conduite car les fonctions de dommages diffèrent pour les bâtiments disposant de caves, et que les courbes n'ont pas été fournies par l'INRAE.

Les durées dont disposent les habitants pour agir avant qu'une hauteur d'eau de 1 m soit atteinte dans le bâtiment sont significativement réduites pour une majorité de bâtiments lors de la simulation de l'évènement de 1988. Une fois que le rez-de-chaussée est en eau, l'habitant dispose alors de moins de temps pour se mettre à l'abri si son logement est doté d'une cave et que le niveau d'eau dépasse toujours le mètre. Dans cette étude, le plafond de la cave n'est pas représenté. Dans la réalité, l'évolution de la hauteur d'eau dans les bâtiments pourrait être différente au passage de la hauteur du plafond.

Cette étude montre que les variables de l'écoulement sont peu sensibles à une variation de la topographie des bâtiments de 2 m dans la modélisation de l'inondation de 1988, tandis qu'elles le sont davantage pour 2002 (au moins pour les débits de pointe). À l'inverse concernant les durées dont disposent les habitants et les secours pour réagir, celles-ci sont globalement similaires avec ou sans caves en 2002, tandis que plus de la moitié des bâtiments du quartier ont une durée d'action écourtée avec les caves pour 1988. L'évolution de la hauteur d'eau à l'intérieur du bâti est donc parfois sensible à la topographie des bâtiments.

## 5.6 Conclusion

Le modèle d'échanges rue-bâti est utilisé pour modéliser l'inondation d'un quartier réaliste. Différentes représentations des ouvertures et de l'intérieur d'un bâtiment ont été comparées dans un cas théorique afin d'aiguiller le modélisateur sur l'utilisation du modèle. Celles-ci indiquent que les ouvertures peuvent être représentées à l'aide d'une approche systématique et qu'intégrer les pièces à l'intérieur des bâtiments n'influence pas les résultats.

Deux évènements réels ont été simulés avec le nouveau modèle et à l'aide d'un modèle classique négligeant les échanges rue-bâti. L'un est d'une période de retour estimée à 150-250 ans et l'autre de 50 ans. Sur l'évènement majeur, un scénario avec des ouvrants ouverts et un autre avec des ouvrants fermés ont été testés. Le coefficient de débit des lois a été varié de 30 %. L'intérieur d'un bloc urbain (une cour) a été modélisé dans une configuration, tandis que dans les autres modélisations, les échanges avec ces zones sont négligés. Des batardeaux ont été testés devant les portes des bâtiments pour la plus importante des deux inondations. Enfin, des caves ont été intégrées aux bâtiments pour les deux évènements.

Dans la rue, des modifications locales significatives sont observées entre les modèles avec et sans échanges rue-bâti. Lorsque les ouvrants sont fermés, l'inondation est semblable à celle qui se produit dans le modèle négligeant les échanges rue-bâti. Les résultats sont ponctuellement significativement différents d'un point de vue hydrodynamique selon si les ouvrants sont représentés ouverts ou fermés. Les résultats sont en tout logique compris entre les configurations avec des ouvrants ouverts et fermés lorsque le coefficient de débit des lois est diminué de 30 %. Les différences sont au moins localement importantes par rapport à la simulation avec le coefficient défini par le 3D dans le chapitre 3. L'augmentation du coefficient de 30 % n'engendre en revanche pas de variations significatives sur les variables observées. Les modifications sont notables lorsque l'intérieur d'un bloc est modélisé, et celles-ci s'observent jusque dans les blocs voisins. Les débits de pointe varient significativement lorsque des batardeaux sont représentés devant des portes ouvertes, par rapport à une configuration portes ouvertes sans batardeaux. Il en est de même lorsque les caves sont simulées pour le plus petit évènement d'inondation testé.

Dans les bâtiments, les hauteurs maximales sont fortement réduites lorsque les ouvrants sont fermés. La prise en compte de batardeaux protège un tiers des bâtiments du quartier de l'inondation. Dans les bâtiments inondés même avec un batardeau devant la porte, la hauteur d'eau est significativement réduite pour un grand nombre de bâtiments si les ouvrants sont fermés. Avec des caves, la hauteur maximale du rez-de-chaussée diminue de manière importante pour l'évènement d'inondation le plus petit simulé. Les batardeaux et les caves modifient tout deux significativement la vitesse de remplissage des bâtiments en augmentant la vitesse de remplissage. Il en résulte que les durées dont disposent des résidents et les secours pour agir au long de la crise sont dans certains cas significativement écourtés. L'analyse des dommages résidentiels montre cependant que les différents scénarios testés et le type de modèle n'influence pas de manière significative les estimations à l'échelle du quar-

tier, à l'exception de la modélisation des batardeaux qui réduisent d'un tiers les dommages totaux. À l'échelle du bâtiment cependant, des différences significatives apparaissent en changeant de modèle et la représentation des ouvertures, bien que peu de bâtiments soient concernés.

Prendre en compte les échanges rue-bâti est essentiel pour représenter correctement les variables de l'écoulement dans le cas où les ouvrants sont ouverts. Par rapport aux autres paramètres testés par [97], il apparaît que les hauteurs maximales et les débits de pointes sont fortement sensibles à la modélisation des échanges rue-bâti. Seules les modifications de la condition limite aval et de la topographie au niveau des carrefours induisent des variations sur les variables de l'écoulement de cette envergure. Lorsque les ouvrants sont fermés en revanche, ils peuvent être négligés du point de vue de la rue. Du point de vue des bâtiments cependant, la hauteur maximale et les dommages varient significativement avec le modèle utilisé. Connaître l'évolution de l'inondation à l'intérieur du bâti permet de mettre en évidence des bâtiments exposés à des vitesses de remplissage importantes dont les durées qui sont disponibles pour se mettre à l'abri sont courtes. La vitesse de remplissage varie sensiblement avec les dimensions de l'ouverture et l'évolution de l'inondation à proximité du bâtiment. Seul le modèle d'échanges rue-bâti permet d'identifier des bâtiments plus vulnérables qui justifieraient une intervention des secours prioritaire voire préventive.

## Conclusion générale

La gestion du risque inondation en ville s'appuie sur des modèles numériques capables de reproduire les écoulements à l'intérieur du réseau de rues. Ces modèles reposent sur des hypothèses simplificatrices, dont l'une d'elle consiste à négliger le rôle de stockage des bâtiments. Un code de calcul a été conçu dans cette thèse pour pallier à ce manque, en intégrant les bâtiments comme des réservoirs avec lesquels la rue échange de l'eau. Pour cela, un nouveau terme source dédié aux échanges rue-bâti a été ajouté dans les équations de Saint-Venant 2D. Ces modifications ont été intégrées dans le code de calcul existant SW2D et peuvent être facilement incorporées dans d'autres modèles 2D.

Les échanges rue-bâti à travers les portes et fenêtres sont régulés par des lois de débit, constituées d'une succession de formules classiques de seuil et d'orifice, pour lesquelles le coefficient de débit a été déterminé à partir de configurations réalistes modélisées en 3D. Les lois établies donnent un débit à travers une ouverture avec une erreur estimée à 30 %. Les analyses de sensibilité à ces lois dans des cas réalistes ont démontré que les résultats sont peu sensibles à la loi de débit.

Diverses applications du modèle ont été réalisées dans des cas théoriques et réels. Il en ressort que les bâtiments modifient significativement les paramètres hydrodynamiques de la rue dans certaines configurations en comparant avec les résultats d'un modèle classique qui néglige les échanges rue-bâti. Les bâtiments se comportent comme un bassin écrêteur de crue le long d'une rue, tandis qu'ils modifient la répartition des écoulements au niveau de carrefours. Le volume stocké dans les bâtiments est insignifiant (2 % du volume de l'inondation dans le cas réel), ce qui montre que c'est la dynamique de remplissage des bâtiments à mesure de l'avancée de la crue qui est importante. Quelques simulations montrent un effet négligeable des bâtiments lorsque la surface totale des bâtiments est faible ou que le régime est torrentiel ( $i \geq 0,5$  %) dans la configuration synthétique testée. Toutefois, les résultats en situation réelle décrivent des différences significatives de l'écoulement dans la rue pour des pentes fortes ( $i = 1$  %).

Faute de connaître l'état des ouvertures lors des inondations, différents stades d'ouverture ont été modélisés. Pour des ouvertures pleinement ouvertes, les échanges sont maximisés, tandis que lorsqu'elles sont fermées, l'eau pénètre dans les bâtiments uniquement par une fente. L'écoulement dans la rue est sensible à l'état d'ouverture modélisé, puisque dans le cas réel l'écoulement ressemble majoritairement à celui qui se propage dans des rues bordées de bâtiments imperméables, tandis que dans la rue simplifiée, les résultats sont semblables à ceux de la configuration en portes ouvertes. Toutefois, les deux applications s'accordent pour dire que l'évolution de l'inondation à l'intérieur des bâtiments varie fortement dans le cas ouvert ou fermé,

car certains d'entre eux n'atteignent plus la cote maximale rencontrée dans la rue voisine. Ceci semble indiquer que l'approche classique réalisée par les économistes pour évaluer les dommages à l'intérieur des bâtiments à partir des paramètres de la rue peut conduire à une surestimation du montant total des dégâts dans le cas où les ouvrants sont fermés.

Ce travail met en évidence que les pratiques classiques de modélisation qui excluent ou ne représentent que partiellement les bâtiments ne sont pas toujours justifiées, bien qu'aucune donnée réelle ne permette de valider les observations réalisées. En zone urbaine, le rôle de stockage des bâtiments doit être au premier abord correctement représenté pour reproduire les écoulements dans la rue. Par ailleurs, les différentes configurations envisagées montre que l'évolution de l'inondation à l'intérieur des bâtiments est variable d'une simulation à l'autre. Une meilleure connaissance de l'inondation des habitations permet d'étendre la notion d'aléa et de risque inondation à l'intérieur de ceux-ci. Elle peut mettre en évidence notamment des bâtiments pour lesquels les vitesses de remplissage sont importantes, en lien avec des temps de réaction réduits pour les habitants et les secours. Les résultats du modèle peuvent alimenter la gestion de crise et préventive des inondations.

Les résultats présentés dans cette thèse démontrent l'importance de tenir compte des échanges rue-bâti, toutefois il est nécessaire de multiplier les configurations pour approfondir la connaissance sur leurs effets (autres hydrogrammes, sources d'inondation, types de quartier...) et l'influence des choix du modélisateur (influence de la topographie, dimensions des ouvrants, représentation des ouvrants, de leur position, pièces...). L'analyse de sensibilité qui a été conduite repose sur un nombre limité de paramètres qui n'ont été étudiés qu'individuellement. Une analyse combinée devrait venir compléter ces premiers résultats pour pouvoir généraliser les effets des échanges rue-bâti sur les écoulements. Des configurations plus complexes devraient être envisagées, car la modélisation d'une rue synthétique n'est pas représentative des configurations les plus fréquemment rencontrées en ville.

Par ailleurs, le modèle d'échange rue-bâti qui a été proposé repose sur des hypothèses (vitesse négligeable dans les bâtiments, répartition instantannée de la lame d'eau dans le bâti) et demandent plusieurs corrections du débit d'échange du fait de la discrétisation temporelle. L'ordre avec lequel les ouvrants sont renseignés par l'utilisateur a de l'importance et l'influence de l'ordre sur les résultats mérite d'être évaluée. D'autres façons de coder la prise en compte des échanges peuvent être investiguées dans le but de voir si de meilleurs choix peuvent être mis en oeuvre.

Enfin, prendre en compte ou non les échanges rue-bâti pour représenter une inondation urbaine constitue un choix parmi d'autres fait par le modélisateur. Considérer les échanges avec les cours à l'intérieur des blocs urbains est un autre choix qui peut potentiellement impacter les résultats de l'écoulement. Modéliser les échanges rue-bâti aux côtés des échanges avec le réseau souterrain ou d'embâcles permettrait d'observer si les effets sont les mêmes mais également de prioriser les phénomènes qui doivent être pris en compte par le modélisateur pour l'accompagner dans ces choix.

# Bibliographie

- [1] F. Alcrudo, P. Garcia, P. Brufau, J. Murillo, D. Garcia, and J. Mulet. The Model City Flooding Experiment. Technical report. 2002.
- [2] Q. Araud. *Simulations des écoulements en milieu urbain lors d'un évènement pluvieux extrême*. Thèse, Université de Strasbourg, 2012.
- [3] G. T. Aronica, F. Franza, P. D. Bates, and J. C. Neal. Probabilistic evaluation of flood hazard in urban areas using Monte Carlo simulation. *Hydrological Processes*, 26(26) :3962–3972, 2012.
- [4] G. T. Aronica, T. Tucciarelli, and C. Nasello. 2D Multilevel Model for Flood Wave Propagation in Flood-Affected Areas. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 124 :210–217, 1998.
- [5] F. Aureli, S. Dazzi, A. Maranzoni, P. Mignosa, and R. Vacondio. Experimental and numerical evaluation of the force due to the impact of a dam-break wave on a structure. *Advances in Water Resources*, 76 :29–42, 2015.
- [6] S. Bagheri, A. Kabiri-Samani, and M. Heidarpour. Discharge coefficient of rectangular sharp-crested side weirs, Part I : Traditional weir equation. *Flow Measurement and Instrumentation*, 35 :109–115, 2014.
- [7] J.-D. Baladès, M. Monfort, and J. Gaber. Plans de prévention des risques naturels (PPR). Les risques d'inondation (le ruissellement péri-urbain). Note complémentaire risques naturels majeurs de la DPPR. 2004.
- [8] BCEOM, CS, and M. France. Outil de prévision hydrométéorologique - Projet Espada - Ville de Nîmes. 2004.
- [9] V. Bellos and G. Tsakiris. Comparing Various Methods of Building Representation for 2D Flood Modelling In Built-Up Areas. *Water Resources Management*, 29(2) :379–397, 2015.
- [10] S. Bennis. *Hydraulique et hydrologie. 2ème édition revue et argumentée*. Presses de l'Université du Québec, 2014.
- [11] R. Beretta, G. Ravazzani, C. Maiorano, and M. Mancini. Simulating the Influence of Buildings on Flood Inundation in Urban Areas. *Geosciences*, 8(2) :77, 2018.
- [12] M. Bermúdez and A. P. Zischg. Sensitivity of flood loss estimates to building representation and flow depth attribution methods in micro-scale flood modelling. *Natural Hazards*, 92(3) :1633–1648, 2018.
- [13] Besnard, Amélie and Goutal, Nicole. Comparaison de modèles 1D à casiers et 2D pour la modélisation hydraulique d'une plaine d'inondation - Cas de la Garonne entre Tonneins et La Réole. *La Houille Blanche*, (3) :42–47, 2011.

- [14] S. Bonneaud. Nîmes, du 3 octobre 1988 au Plan de Protection Contre les Inondations (CD rom). A. International (Editeur), Inondations en France, Montpellier, France. 2002.
- [15] J. D. Brown, T. Spencer, and I. Moeller. Modeling storm surge flooding of an urban area with particular reference to modeling uncertainties : A case study of Canvey Island, United Kingdom. *Water Resources Research*, 43(6), 2007.
- [16] P. Brunet, C. Bouvier, and E. Gaume. Retour d'expérience sur les crues du Gard en septembre 2002 : contrôle de la qualité des débits estimés et comparaison avec les formules synthétiques régionales. 2012.
- [17] CEPRI. Le bâtiment face à l'inondation. Diagnostiquer et réduire sa vulnérabilité. Guide méthodologique. 2010.
- [18] Cerema. Collecte d'informations sur le terrain suite à une inondation. Guide méthodologique. 2017.
- [19] CETMEF. Notice sur les déversoirs – Synthèse des lois d'écoulement au droit des seuils et déversoirs. Département Environnement Littoral et Cours d'Eau. Division Hydraulique et Sédimentologie Fluviale. page 89, 2005.
- [20] H. Chanson. 14 – Physical modelling of hydraulics. In *The Hydraulics of Open Channel Flow : An Introduction*, pages 253–274. Oxford, butterworth-heinemann (2nd edition) edition, 1999.
- [21] P. W. Cleary and M. Prakash. Discrete–element modelling and smoothed particle hydrodynamics : potential in the environmental sciences. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A : Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 362(1822) :2003–2030, 2004.
- [22] U. Consultants. CATNAT 2001-2020 Bilan statistique de 20 ans de catastrophes naturelles en France. Rapport de présentation de Ubyrisk Consultants. 2020.
- [23] P. Costabile, C. Costanzo, G. De Lorenzo, and F. Macchione. Is local flood hazard assessment in urban areas significantly influenced by the physical complexity of the hydrodynamic inundation model? *Journal of Hydrology*, 580 :124231, 2020.
- [24] CRED and UNDRR. The human cost of disasters : an overview of the last 20 years (2000-2019). Technical report. 2020.
- [25] CSTB. Rapport d'essais sur murs chargés transversalement. 92 901/92 977/94 076. Rapport technique. 1994.
- [26] CSTB. Rapport d'essais de charge répartie orthogonale au plan du mur. er 55397001. Rapport technique. 1998.
- [27] DDTM34. Guide méthodologique pour la gestion des eaux pluviales dans les projets d'aménagement (dossier "loi sur l'eau" rubrique 2.1.5.0). Tome 2 : Méthodes d'investigation et de dimensionnement. 2014.
- [28] DDTM34. Plan de prévention du risque inondation (PPRI). Commune de Nîmes. Rapport de présentation. 2014.

- [29] G. De Marchi. Essay on the performance of lateral weirs. *L'Energia Elettrica, Milan, Italy* 11, pages 849–860, 1934.
- [30] A. Defina, L. D'Alpaos, and B. Matticchio. New set of equations for very shallow water and partially dry areas suitable to 2D numerical models. *ASCE : Reston, VA, USA*, pages 72–81, 1994.
- [31] G. Dellinger, P.-A. Garambois, N. Dellinger, M. Dufresne, A. Terfous, J. Vazquez, and A. Ghenaim. Computational fluid dynamics modeling for the design of Archimedes Screw Generator. *Renewable Energy*, 118 :847–857, 2018.
- [32] G. Dellinger, P.-A. Garambois, M. Dufresne, A. Terfous, J. Vazquez, and A. Ghenaim. Numerical and experimental study of an Archimedean Screw Generator. *IOP Conference Series : Earth and Environmental Science*, 49 :102002, 2016.
- [33] M. Desbordes, P. Durepaire, J. C. Gilly, J. M. Masson, and Y. Maurin. *3 Octobre 1988 : Inondations sur Nîmes et sa Région : Manifestations, Causes et Conséquences*. Édition Lacour, Nîmes, 1989.
- [34] DGPR. Stratégie nationale de gestion des risques d'inondation. 2014.
- [35] M. Diakakis and K. Papagiannaki. Characteristics of Indoor Flood Fatalities : Evidence from Greece. *Sustainability*, 13(15) :8612, 2021.
- [36] S. Djordjević, A. Saul, G. Tabor, J. Blanksby, I. Galambos, N. Sabtu, and G. Sailor. Experimental and numerical investigation of interactions between above and below ground drainage systems. *Water science and technology : a journal of the International Association on Water Pollution Research*, 67 :535–42, 2012.
- [37] F. Dottori and E. Todini. Testing a simple 2D hydraulic model in an urban flood experiment. *Hydrological Processes*, 27(9) :1301–1320, 2013.
- [38] K. El Kadi Abderrezzak, A. Paquier, and E. Mignot. Modelling flash flood propagation in urban areas using a two-dimensional numerical model. *Natural Hazards*, 50(3) :433–460, 2009.
- [39] K. El Kadi Abderrezzak, N. Rivière, L. Lewicki, A. Paquier, and G. Travin. Division of critical flow at three-branch open-channel intersection. *Journal of Hydraulic Research*, 49(2) :231–238, 2011.
- [40] J. Eleuterio. *Flood risk analysis : impact of uncertainty in hazard modelling and vulnerability assessments on damage estimations*. Thèse, Université de Strasbourg, Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement, 2012.
- [41] M. E. Emiroglu and N. Kaya. Discharge Coefficient for Trapezoidal Labyrinth Side Weir in Subcritical Flow. *Water Resources Management*, 25(3) :1037–1058, 2011.
- [42] J. Ernst, B. J. Dewals, S. Detrembleur, P. Archambeau, S. Erpicum, and M. Pirotton. Micro-scale flood risk analysis based on detailed 2D hydraulic modelling and high resolution geographic data. *Natural Hazards*, 55(2) :181–209, 2010.

- [43] P. Finaud-Guyot, P.-A. Garambois, Q. Araud, F. Lawniczak, P. François, J. Vazquez, and R. Mosé. Experimental insight for flood flow repartition in urban areas. *Urban Water Journal*, 15(3) :242–250, 2018.
- [44] J. Fosse, J. Belaunde, M. Degremont, and A. Grémillet. Objectif "zéro artificialisation nette" : quels leviers pour protéger les sols ? Rapport au ministre de la Transition écologique et solidaire, au ministre de la Cohésion des territoires et des Relations avec les collectivités territoriales et au ministre chargé de la Ville et du logement. 2019.
- [45] H. A. Gallegos, J. E. Schubert, and B. F. Sanders. Two-dimensional, high-resolution modeling of urban dam-break flooding : A case study of Baldwin Hills, California. *Advances in Water Resources*, 32(8) :1323–1335, 2009.
- [46] T. Gallien, B. Sanders, and R. Flick. Urban coastal flood prediction : Integrating wave overtopping, flood defenses and drainage. *Coastal Engineering*, 91 :18–28, 2014.
- [47] J. Garrote and N. Bernal. On the Influence of the Main Floor Layout of Buildings in Economic Flood Risk Assessment : Results from Central Spain. *Water*, 12(3) :670, 2020.
- [48] B. Gems, B. Mazzorana, T. Hofer, M. Sturm, R. Gabl, and M. Aufleger. 3-D hydrodynamic modelling of flood impacts on a building and indoor flooding processes. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 16(6) :1351–1368, 2016.
- [49] Y. Geng, B. Zhu, and X. Zheng. Effect of Independent Variables on Urban Flood Models. *Water*, 12(12) :3442, 2020.
- [50] T. Gerl, H. Kreibich, G. Franco, D. Marechal, and K. Schröter. A Review of Flood Loss Models as Basis for Harmonization and Benchmarking. *PLOS ONE*, 11(7) :e0159791, 2016.
- [51] GIEC. Summary for Policymakers. In : *Climate Change 2021 : The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. 2021.
- [52] GIEC. *Climate Change 2022 : Impacts, Adaptation and Vulnerability. Contribution of Working Group II to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. 2022.
- [53] S. K. Godunov. A difference scheme for numerical solution of discontinuous solution of hydrodynamic equations. *Matematicheskii Sbornik (N.S)*, 47(89)(3) :271–306, 1959.
- [54] P. Grivalszki, G. Fleit, S. Baranya, and J. Józsa. Assessment of CFD Model Performance for Flows around a Hydraulic Structure of Complex Geometry. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 2020.
- [55] V. Guinot. *Ondes en mécanique des fluides : modélisation et simulation numérique*. Collection Mécanique des fluides. Édition Hermès - Lavoisier, 2006.
- [56] V. Guinot. Multiple porosity shallow water models for macroscopic modelling of urban floods. *Advances in Water Resources*, 37 :40–72, 2012.

- [57] V. Guinot and S. Soares-Frazão. Flux and source term discretization in two-dimensional shallow water models with porosity on unstructured grids. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 50(3) :309–345, 2006.
- [58] U. N. Habitat. *World Cities Report 2022. Envisaging the Future of Cities*. United Nations Human Settlements Programme, 2022.
- [59] S. Haider, U. Saeed, and M. Shahid. 2D numerical modeling of two dam-break flood model studies in an urban locality. *Arabian Journal of Geosciences*, 13(14) :682, July 2020.
- [60] Hartana and K. Murakami. Numerical and Experimental Simulation of Two-Phase Tsunami Flow Through Buildings with Openings. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 09(03) :1550007, 2015.
- [61] V. Heller. Scale effects in physical hydraulic engineering models. *Journal of Hydraulic Research*, 49(3) :293–306, 2011.
- [62] J. M. Hervouet, R. Samie, and B. Moreau. Modelling urban areas in dam-break flood-wave numerical simulations. 2001.
- [63] B. Hingray. *Comportement et modélisation hydraulique des zones bâties en situation d’inondation : le cas des zones cloisonnées d’habitat individuel de Ouagadougou*. Thèse, Université de Montpellier II, des Sciences et Techniques du Languedoc, 1999.
- [64] C. Huang, M.-H. Hsu, A. Chen, and C.-H. Chiu. Simulating the Storage and the Blockage Effects of Buildings in Urban Flood Modeling. *Terrestrial, Atmospheric and Oceanic Sciences*, 25 :591, 2014.
- [65] C.-J. Huang, M.-H. Hsu, W.-H. Teng, and Y.-H. Wang. The Impact of Building Coverage in the Metropolitan Area on the Flow Calculation. *Water*, 6(8) :2449–2466, 2014.
- [66] G. Hubert and B. Ledoux. *Le Coût du risque : l’évaluation des impacts socio-économiques des inondations*. Presses de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1999.
- [67] N. M. Hunter, P. D. Bates, S. Neelz, G. Pender, I. Villanueva, N. G. Wright, D. Liang, R. A. Falconer, B. Lin, S. Waller, A. J. Crossley, and D. C. Mason. Benchmarking 2D hydraulic models for urban flooding. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Water Management*, 161(1) :13–30, 2008.
- [68] C. Iliadis, V. Glenis, and C. Kilsby. Representing buildings and urban features in hydrodynamic flood models. *Journal of Flood Risk Management*, page e12950, Sept. 2023.
- [69] G. Isenmann, S. Bellahcen, J. Vazquez, M. Dufresne, C. Joannis, and R. Mose. Évaluation du débit déversé par le trop-plein d’une station de pompage par la mesure de hauteurs d’eau. *Techniques Sciences Méthodes*, (1-2) :71–83, 2016.
- [70] T. Ishigaki, K. Toda, and K. Inoue. Hydraulic model tests of inundation in urban area with underground space. Proceedings 30th IAHR Congress, Thessaloniki, Greece. pages 487–493, 2003.

- [71] L. Jiang, M. Diao, H. Sun, and Y. Ren. Numerical Modeling of Flow Over a Rectangular Broad-Crested Weir with a Sloped Upstream Face. *Water*, 10(11) :1663, 2018.
- [72] B. Kim, B. F. Sanders, J. S. Famiglietti, and V. Guinot. Urban flood modeling with porous shallow-water equations : A case study of model errors in the presence of anisotropic porosity. *Journal of Hydrology*, 523 :680–692, 2015.
- [73] H. Kreibich, K. Piroth, I. Seifert, H. Maiwald, U. Kunert, J. Schwarz, B. Merz, and A. H. Thielen. Is flow velocity a significant parameter in flood damage modelling? *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9(5) :1679–1692, 2009.
- [74] O. Laganier. *Un couplage de modèles hydrologique et hydraulique adapté à la modélisation et à la prévision des crues à cinétique rapide – Application au cas du bassin versant du Gardon (France)*. Thèse, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne, Alès, 2014.
- [75] J. Leandro, S. Cunneff, and L. Viernstein. Resilience Modeling of Flood Induced Electrical Distribution Network Failures : Munich, Germany. *Frontiers in Earth Science*, 9 :572925, 2021.
- [76] J. P. Leitão, S. Peña-Haro, B. Lüthi, A. Scheidegger, and M. Moy De Vitry. Urban overland runoff velocity measurement with consumer-grade surveillance cameras and surface structure image velocimetry. *Journal of Hydrology*, 565 :791–804, 2018.
- [77] A. Lencastre. *Hydraulique générale et appliquée*. Édition Eyrolles - Safege, 1995.
- [78] R. J. LeVeque. Balancing Source Terms and Flux Gradients in High-Resolution Godunov Methods : The Quasi-Steady Wave-Propagation Algorithm. *Journal of Computational Physics*, 146(1) :346–365, 1998.
- [79] J. Lhomme, S. Soares-Frazão, V. Guinot, and Y. Zech. Modélisation à grande échelle des inondations urbaines et modèle 2D à porosité. *La Houille Blanche*, 93(4) :104–110, 2007.
- [80] X. Li, S. Erpicum, M. Bruwier, E. Mignot, P. Finaud-Guyot, P. Archambeau, M. Piroton, and B. Dewals. Technical note : Laboratory modelling of urban flooding : strengths and challenges of distorted scale models. *Hydrology and Earth System Sciences*, 23(3) :1567–1580, 2019.
- [81] X. Li, S. Erpicum, E. Mignot, P. Archambeau, N. Rivière, M. Piroton, and B. Dewals. Numerical Insights Into the Effects of Model Geometric Distortion in Laboratory Experiments of Urban Flooding. *Water Resources Research*, 56(7) :e2019WR026774, 2020.
- [82] X. Li, V. Kitsikoudis, E. Mignot, P. Archambeau, M. Piroton, B. Dewals, and S. Erpicum. Experimental and Numerical Study of the Effect of Model Geometric Distortion on Laboratory Modeling of Urban Flooding. *Water Resources Research*, 57(10) :e2021WR029666, 2021.

- [83] Z. Li, J. Liu, C. Mei, W. Shao, H. Wang, and D. Yan. Comparative Analysis of Building Representations in TELEMAC-2D for Flood Inundation in Idealized Urban Districts. *Water*, 11(9), 2019.
- [84] D. Liang, R. A. Falconer, and B. Lin. Coupling surface and subsurface flows in a depth averaged flood wave model. *Journal of Hydrology*, 337(1-2) :147–158, 2007.
- [85] J. W. v. d. Lindt and M. Taggart. Fragility Analysis Methodology for Performance-Based Analysis of Wood-Frame Buildings for Flood. *Natural Hazards Review*, 10(3) :113–123, 2009.
- [86] J. Liu, W. Shao, C. Xiang, C. Mei, and Z. Li. Uncertainties of urban flood modeling : Influence of parameters for different underlying surfaces. *Environmental Research*, 182 :108929, 2020.
- [87] L. Liu, J. Sun, B. Lin, and L. Lu. Building performance in dam-break flow – an experimental study. *Urban Water Journal*, 15(3) :251–258, 2018.
- [88] P. Lopes, J. Leandro, R. Carvalho, P. Páscoa, and R. Martins. Numerical and experimental investigation of a gully under surcharge conditions. *Urban Water Journal*, 12 :468–476, 2015.
- [89] P. Lukkunaprasit and A. Ruangrassamee. Tsunami loading on buildings with openings. *Science of Tsunami Hazards*, 28(5) :303, 2009.
- [90] P. Luo, M. Luo, F. Li, X. Qi, A. Huo, Z. Wang, B. He, K. Takara, D. Nover, and Y. Wang. Urban flood numerical simulation : Research, methods and future perspectives. *Environmental Modelling & Software*, 156 :105478, 2022.
- [91] F. Macchione, P. Costabile, C. Costanzo, and G. De Lorenzo. Extracting quantitative data from non-conventional information for the hydraulic reconstruction of past urban flood events. A case study. *Journal of Hydrology*, 576 :443–465, 2019.
- [92] F. Macchione, P. Costabile, C. Costanzo, and R. De Santis. Moving to 3-D flood hazard maps for enhancing risk communication. *Environmental Modelling & Software*, 111 :510–522, 2019.
- [93] H. K. McMillan and J. Brasington. Reduced complexity strategies for modelling urban floodplain inundation. *Geomorphology*, 90(3-4) :226–243, 2007.
- [94] M. Mejía-Morales. *Influence of the flow exchanges between streets and a city block during urban floods : Laboratory experiments under steady and unsteady flow conditions*. Thèse, Université de Lyon, INSA Lyon, 2022.
- [95] M. Mejía-Morales, A. Paquier, S. Proust, and E. Mignot. Influence of a porous urban block on urban flood flow patterns. In W. Uijttewaal, M. J. Franca, D. Valero, V. Chavarrias, C. Ylla Arbós, R. Schielen, and A. Crosato, editors, *River Flow 2020*, pages 1978–1984. CRC Press, 1 edition, 2020.
- [96] B. Merz, H. Kreibich, R. Schwarze, and A. Thielen. Review article "Assessment of economic flood damage". *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 10(8) :1697–1724, 2010.

- [97] E. Mignot. *Etude expérimentale et numérique des l'inpndation d'une zone urbanisée : cas des écoulements dans les carrefours en croix*. Thèse, Ecole Centrale de Lyon, 2005.
- [98] E. Mignot, L. Camusson, and N. Riviere. Measuring the flow intrusion towards building areas during urban floods : Impact of the obstacles located in the streets and on the facade. *Journal of Hydrology*, 583 :124607, 2020.
- [99] E. Mignot and B. Dewals. Hydraulic modelling of inland urban flooding : Recent advances. *Journal of Hydrology*, 609 :127763, 2022.
- [100] E. Mignot, X. Li, and B. Dewals. Experimental modelling of urban flooding : A review. *Journal of Hydrology*, 568 :334–342, 2019.
- [101] E. Mignot, A. Paquier, and S. Haider. Modeling floods in a dense urban area using 2D shallow water equations. *Journal of Hydrology*, 327(1-2) :186–199, 2006.
- [102] O. Milman. ‘Nature is striking back’ : flooding around the world, from Australia to Venezuela. *The Guardian*, 20 October. 2022.
- [103] D. Molinari, A. R. Scorzini, C. Arrighi, F. Carisi, F. Castelli, A. Domeneghetti, A. Gallazzi, M. Galliani, F. Grelot, P. Kellermann, H. Kreibich, G. S. Mohor, M. Mosimann, S. Natho, C. Richert, K. Schroeter, A. H. Thieken, A. P. Zischg, and F. Ballio. Are flood damage models converging to “reality” ? Lessons learnt from a blind test. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 20(11) :2997–3017, 2020.
- [104] M. Moy De Vitry, S. Kramer, J. D. Wegner, and J. P. Leitão. Scalable flood level trend monitoring with surveillance cameras using a deep convolutional neural network. *Hydrology and Earth System Sciences*, 23(11) :4621–4634, 2019.
- [105] A. Mustafa and M. Szydłowski. Application of different building representation techniques in HEC-RAS 2-D for urban flood modeling using the Toce River experimental case. *PeerJ*, 9 :e11667, 2021.
- [106] S. Néelz and G. Pender. *Benchmarking the latest generation of 2D hydraulic modelling packages*. DEFRA/Environment Agency. Bristol : Environment agency edition, 2010.
- [107] D. Nortés Martinez, F. Grelot, C. Choley, and P. Finaud-Guyot. Flood impact assessment in urban context : Coupling hydraulic and economic models for a fine scale damage assessment. In *EGU General Assembly Conference Abstracts*, EGU General Assembly Conference Abstracts, pages EGU22–3984, May 2022.
- [108] P. Novak. Scaling Factors and Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures. In *Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures*, volume Technische Akademie Esslingen of *International Association for Hydraulic Reasearch*, pages 0.3–1–0.3–5. H. Kobus edition, 1984.
- [109] A. Paquier and P.-H. Bazin. Estimating uncertainties for urban floods modeling. *La Houille Blanche*, (6) :13–18, 2014.

- 
- [110] A. Paquier, P. H. Bazin, and K. El Kadi Abderrezzak. Sensitivity of 2D hydrodynamic modelling of urban floods to the forcing inputs : lessons from two field cases. *Urban Water Journal*, 17(5) :457–466, 2020.
- [111] A. Paquier, E. Mignot, and P.-H. Bazin. From Hydraulic Modelling to Urban Flood Risk. *Procedia Engineering*, 115 :37–44, 2015.
- [112] A. Paquier, J. M. Tanguy, S. Haider, and B. Zhang. Estimation des niveaux d’inondation pour une crue éclair en milieu urbain : comparaison de deux modèles hydrodynamiques sur la crue de Nîmes d’octobre 1988. *Revue des sciences de l’eau*, 16(1) :79–102, 2005.
- [113] M. T. Perks, A. J. Russell, and A. R. G. Large. Technical Note : Advances in flash flood monitoring using unmanned aerialvehicles (UAVs). *Hydrology and Earth System Sciences*, 20(10) :4005–4015, 2016.
- [114] K. Pexman, D. D. Lichti, and P. Dawson. Automated Storey Separation and Door and Window Extraction for Building Models from Complete Laser Scans. *Remote Sensing*, 13(17) :3384, 2021.
- [115] A. M. Proudovsky. General principles of approximate hydraulic modelling. In *Symposium scale effects modelling hydraulic structures*, volume Technische Akademie Esslingen of *International Association for Hydraulic Research*, pages 0.2–1–0.2–14. H. Kobus edition, 1984.
- [116] N. Rivière, G. Travin, and R. J. Perkins. Transcritical Flows in Three and Four Branch Open-Channel Intersections. *Journal of Hydraulic Engineering*, 140(4) :04014003, 2014. \_eprint : <https://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/%28ASCE%29HY.1943-7900.0000835>.
- [117] Y. Rong, T. Zhang, Y. Zheng, C. Hu, L. Peng, and P. Feng. Three-dimensional urban flood inundation simulation based on digital aerial photogrammetry. *Journal of Hydrology*, 584 :124308, 2020.
- [118] B. R. Rosenzweig, P. Herreros Cantis, Y. Kim, A. Cohn, K. Grove, J. Brock, J. Yesuf, P. Mistry, C. Welty, T. McPhearson, J. Sauer, and H. Chang. The Value of Urban Flood Modeling. *Earth’s Future*, 9(1) :e2020EF001739, 2021.
- [119] D. Rouchon, N. Christin, C. Peinturier, and D. Nicklaus. Analyse multicritère des projets de prévention des risques. Guide méthodologique 2018. 2018.
- [120] J. L. Salagnac, D. Marchand, C. Florence, and P. Delpech. CSTB - Impacts des inondations sur le cadre bâti et ses usagers. Rapport final. 2014.
- [121] B. F. Sanders, J. E. Schubert, and H. A. Gallegos. Integral formulation of shallow-water equations with anisotropic porosity for urban flood modeling. *Journal of Hydrology*, 362(1-2) :19–38, 2008.
- [122] J. E. Schubert and B. F. Sanders. Building treatments for urban flood inundation models and implications for predictive skill and modeling efficiency. *Advances in Water Resources*, 41 :49–64, 2012.

- [123] V. Scotti, M. Giannini, and F. Cioffi. Enhanced flood mapping using synthetic aperture radar (SAR) images, hydraulic modelling, and social media : A case study of Hurricane Harvey (Houston, TX). *Journal of Flood Risk Management*, 13(4) :e12647, 2020.
- [124] SEPA. Flood Modelling Guidance for Responsible Authorities. Version 1.1. 2018.
- [125] J. J. Sharp and M. H. A. Khader. Scale effects in harbour models involving permeable rubble mound structures. In *Symposium scale effects modelling hydraulic structures*, volume Technische Akademie Esslingen of *International Association for Hydraulic Research*, pages 7.12–1–7.12–5. H. Kobus edition, 1984.
- [126] J. Shen, F. Tan, and Y. Zhang. Improved Building Treatment Approach for Urban Inundation Modeling : A Case Study in Wuhan, China. *Water*, 10(12) :1760, 2018.
- [127] G. Smith and C. Wasko. Australian rainfall and runoff revision. Project 15 : Two dimensional simulations in urban areas. Representation of buildings in 2D numerical flood models. Technical report. 2012.
- [128] G. P. Smith, E. K. Davey, and R. Cox. Water Research Laboratory. Flood Hazard. WRL Technical Report 2014/07. 2014.
- [129] G. P. Smith, P. F. Rahman, and C. Wasko. A comprehensive urban flood-plain dataset for model benchmarking. *International Journal of River Basin Management*, 14(3) :345–356, 2016.
- [130] S. Soares-Frazão, J. Lhomme, V. Guinot, and Y. Zech. Two-dimensional shallow-water model with porosity for urban flood modelling. *Journal of Hydraulic Research*, 46(1) :45–64, 2008.
- [131] S. Soares-Frazão and Y. Zech. Experimental study of dam-break flow against an isolated obstacle. *Journal of Hydraulic Research*, 45(sup1) :27–36, 2007.
- [132] P. St-Germain, I. Nistor, R. Townsend, and T. Shibayama. Smoothed-Particle Hydrodynamics Numerical Modeling of Structures Impacted by Tsunami Bores. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 140(1) :66–81, 2014.
- [133] J. G. C. Steinstraesser, C. Delenne, P. Finaud-Guyot, V. Guinot, J. L. K. Casapia, and A. Rousseau. SW2D-Lemon : A New Software for Upscaled Shallow Water Modeling. In P. Gourbesville and G. Caignaert, editors, *Advances in Hydroinformatics*, pages 23–40. Springer Nature Singapore, Singapore, 2022. Series Title : Springer Water.
- [134] M. Sturm, B. Gerns, F. Keller, B. Mazzorana, S. Fuchs, M. Papathoma-Köhle, and M. Aufleger. Experimental measurements of flood-induced impact forces on exposed elements. *E3S Web of Conferences*, 40 :05005, 2018.
- [135] K. O. Sundness. 4. The transectional structure of society : The basic societal functions. *Scandinavian Journal of Public Health*, 42(14\_suppl) :36–47, 2014.

- 
- [136] W. J. Syme. Flooding in Urban Areas - 2D Modelling Approaches for Buildings and Fences. *9th National Conference on Hydraulics in Water Engineering : Hydraulics 2008*, page 25, 2008.
- [137] Taillefer and Chenaf. CSTB - Vulnérabilité des bâtiments vis-à-vis d'inondations dues à la rupture des digues de la Garonne, dans la ville de Toulouse. Rapport préliminaire pour la DIREN Midi-Pyrénées. 2008.
- [138] J. Teng, A. Jakeman, J. Vaze, B. Croke, D. Dutta, and S. Kim. Flood inundation modelling : A review of methods, recent advances and uncertainty analysis. *Environmental Modelling & Software*, 90 :201–216, 2017.
- [139] G. Testa, D. Zuccala, F. Alcrudo, J. Mulet, and S. Soares-Fraza. Flash flood flow experiment in a simplified urban district. *Journal of Hydraulic Research*, 45 - Extra issue :37–44, 2007.
- [140] N. I. Thusyanthan and S. P. Gopal Madabhushi. Tsunami wave loading on coastal houses : a model approach. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering*, 161(2) :77–86, 2008.
- [141] E. F. Toro, M. Spruce, and W. Speares. Restoration of the contact surface in the HLL-Riemann solver. *Shock Waves*, 4(1) :25–34, 1994.
- [142] R. Triatmadja and A. Nurhasanah. Tsunami force on buildings with openings and protection. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 06, 2013.
- [143] UNU-EHS, UNU-CRIS, and UNU-MERIT. Building climate resilience : Lessons from the 2021 Floods in Western Europe. Bonn, Germany ; Brugge, Belgium ; Maastricht, Netherlands. Technical report. 2023.
- [144] M. Velickovic, Y. Zech, and S. Soares-Fraza. Steady-flow experiments in urban areas and anisotropic porosity model. *Journal of Hydraulic Research*, 55(1) :85–100, 2017.
- [145] F. Vinet, D. Lumbroso, S. Defosse, and L. Boissier. A comparative analysis of the loss of life during two recent floods in France : the sea surge caused by the storm Xynthia and the flash flood in Var. *Natural Hazards*, 61(3) :1179–1201, 2012.
- [146] O. N. Wakhlu. Scale effects in hydraulic model studies. In *Symposium scale effects modelling hydraulic structures*, volume Technische Akademie Esslingen, pages 2.13–1–2.13–6. International Association for Hydraulic Research, Koblenz, h. edition, 1984.
- [147] Y. Wang, A. S. Chen, G. Fu, S. Djordjević, C. Zhang, and D. A. Savić. An integrated framework for high-resolution urban flood modelling considering multiple information sources and urban features. *Environmental Modelling & Software*, 107 :85–95, 2018.
- [148] A. Wells, E. D. Ryan, B. Savage, A. Tahhan, S. Suresh, C. Muchmore, C. L. Smith, and C. L. Pope. Non-watertight door performance experiments and analysis under flooding scenarios. *Results in Engineering*, 3 :100031, 2019.

- [149] D. Wüthrich, M. Pfister, I. Nistor, and A. J. Schleiss. Experimental study on forces exerted on buildings with openings due to extreme hydrodynamic events. *Coastal Engineering*, 140 :72–86, 2018.
- [150] D. Wüthrich, M. Pfister, and A. J. Schleiss. Forces on buildings with openings and orientation in a steady post-tsunami free-surface flow. *Coastal Engineering*, 161 :103753, 2020.
- [151] D. Yu and S. N. Lane. Urban fluvial flood modelling using a two-dimensional diffusion-wave treatment, part 2 : development of a sub-grid-scale treatment. *Hydrological Processes*, 20(7) :1567–1583, 2006.
- [152] Q. Zhou, W. Yu, A. S. Chen, C. Jiang, and G. Fu. Experimental Assessment of Building Blockage Effects in a Simplified Urban District. *Procedia Engineering*, 154 :844–852, 2016.
- [153] Z. Zhu, L. Gou, D. Peng, and B. Pang. Quantifying the role of openings in the impact of a dam-break-induced flood on a porous building. *Journal of Hydrology*, 614 :128596, 2022.

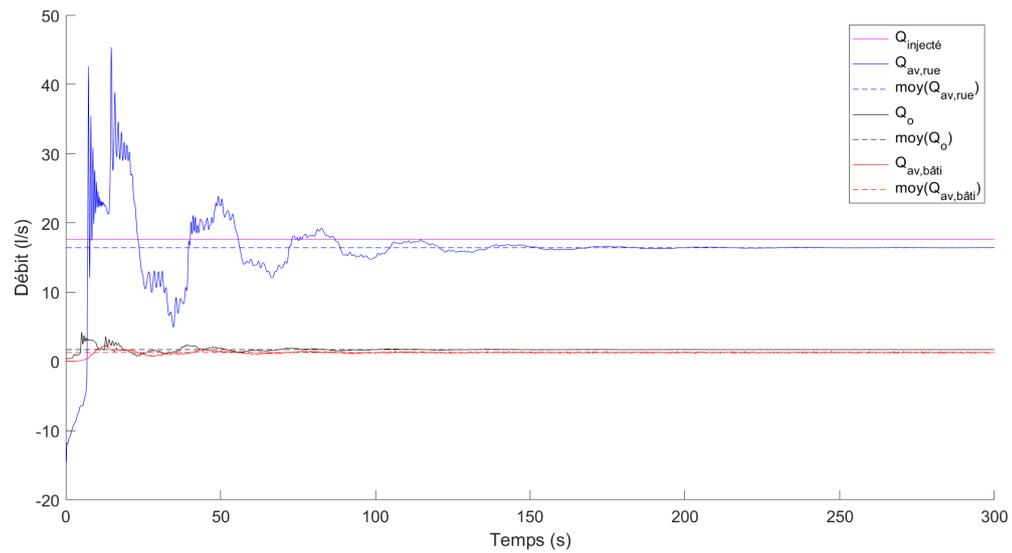
# **Annexes**



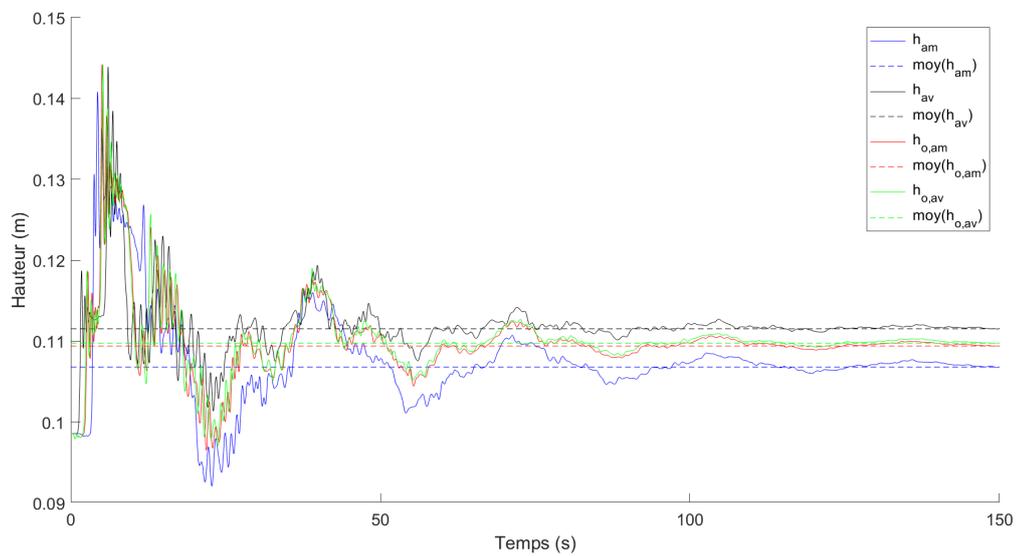


# Annexe A

## A.1 Modélisation du canal du LMFA

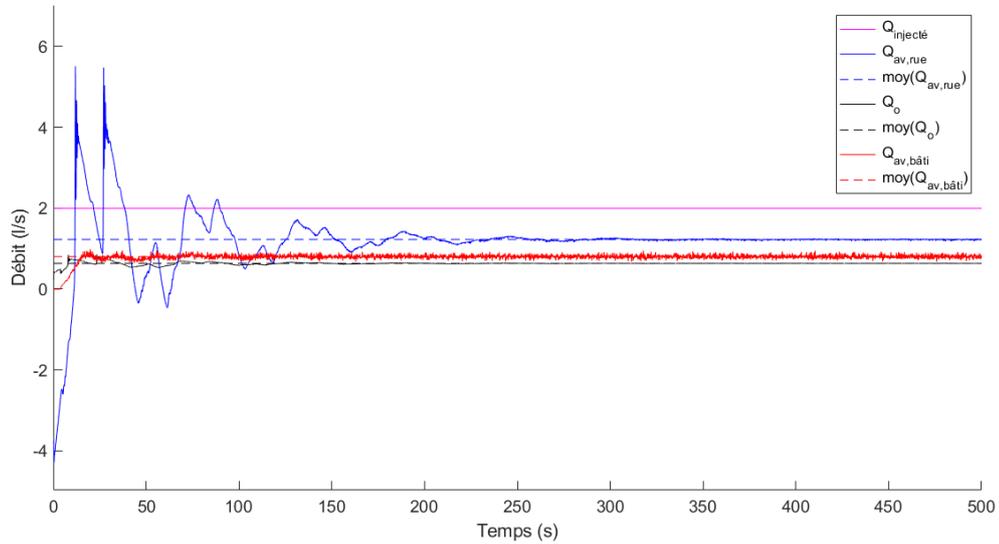


(a)

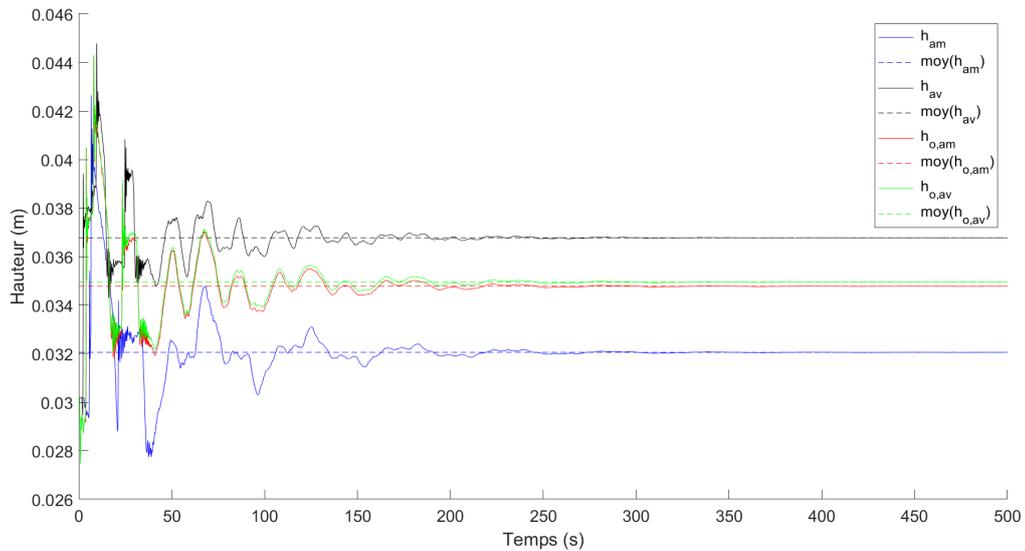


(b)

FIGURE A.1 : Débits et hauteurs d'eau de la simulation *Fenêtre F2*. (a) Débits : débit injecté, sortant du canal de la rue/bâtiment, passant à travers l'ouverture. (b) Hauteurs : à l'amont/l'aval du canal, à l'amont/l'aval de l'ouverture. Les moyennes en pointillés sont calculées sur les 50 dernières secondes.



(a)



(b)

FIGURE A.2 : Débits et hauteurs d'eau de la simulation *Porte F1*. (a) Débits : débit injecté, sortant du canal de la rue/bâtiment, passant à travers l'ouverture. (b) Hauteurs : à l'amont/l'aval du canal, à l'amont/l'aval de l'ouverture. Les moyennes en pointillés sont calculées sur les 50 dernières secondes.

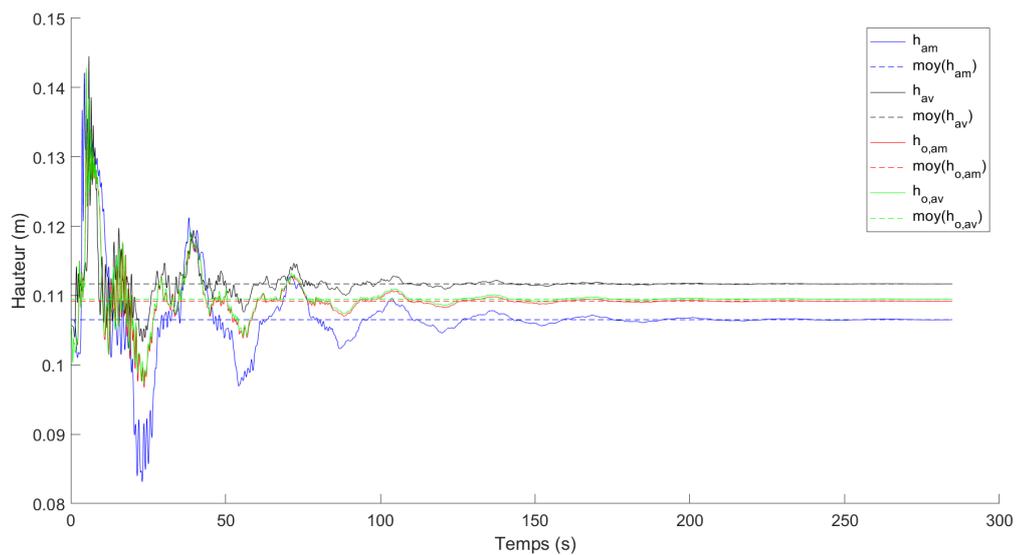
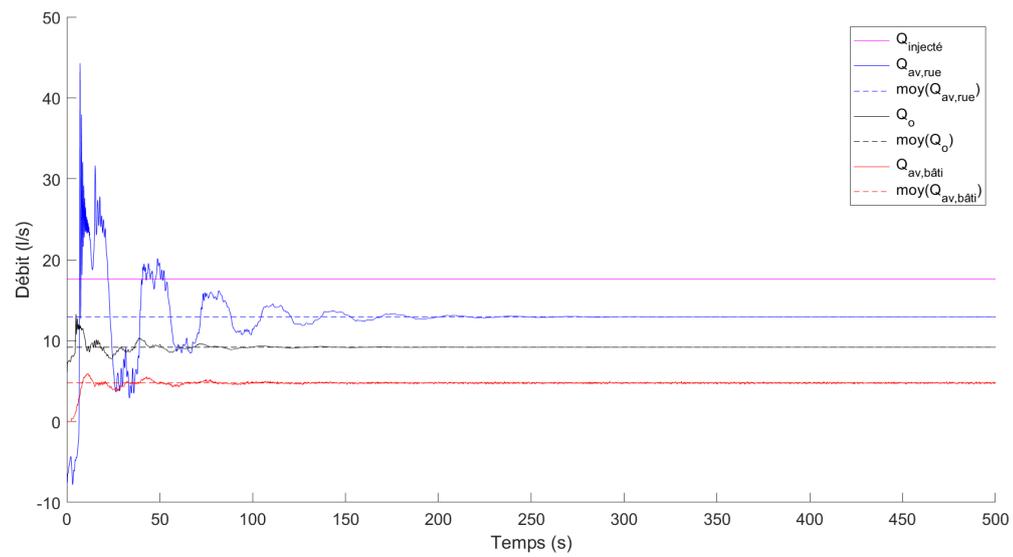


FIGURE A.3 : Débits et hauteurs d'eau de la simulation *Porte F2*. (a) Débits : débit injecté, sortant du canal de la rue/bâtiment, passant à travers l'ouverture. (b) Hauteurs : à l'amont/l'aval du canal, à l'amont/l'aval de l'ouverture. Les moyennes en pointillés sont calculées sur les 50 dernières secondes.

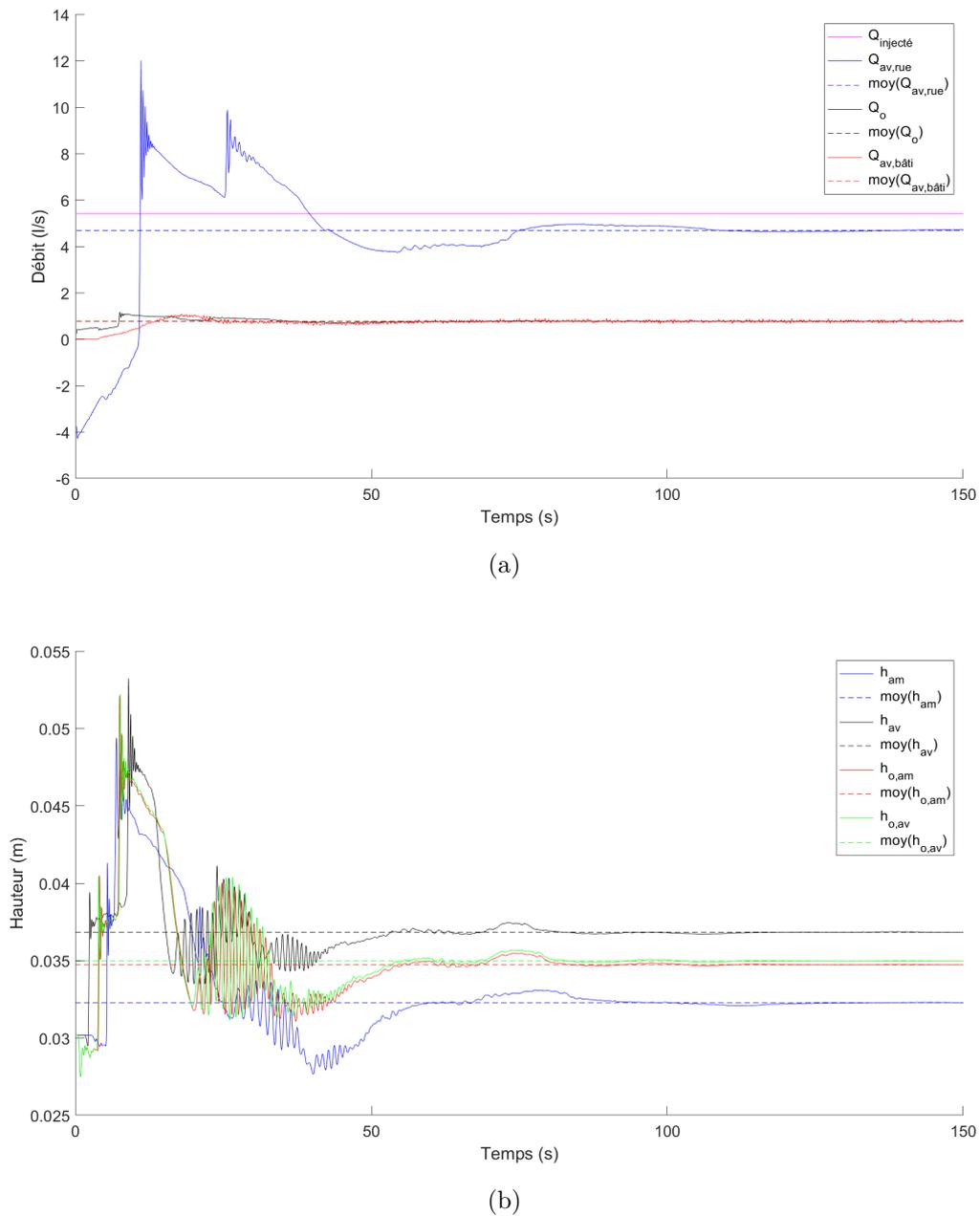


FIGURE A.4 : Débits et hauteurs d'eau de la simulation *Porte F3*. (a) Débits : débit injecté, sortant du canal de la rue/bâtiment, passant à travers l'ouverture. (b) Hauteurs : à l'amont/l'aval du canal, à l'amont/l'aval de l'ouverture. Les moyennes en pointillés sont calculées sur les 50 dernières secondes.

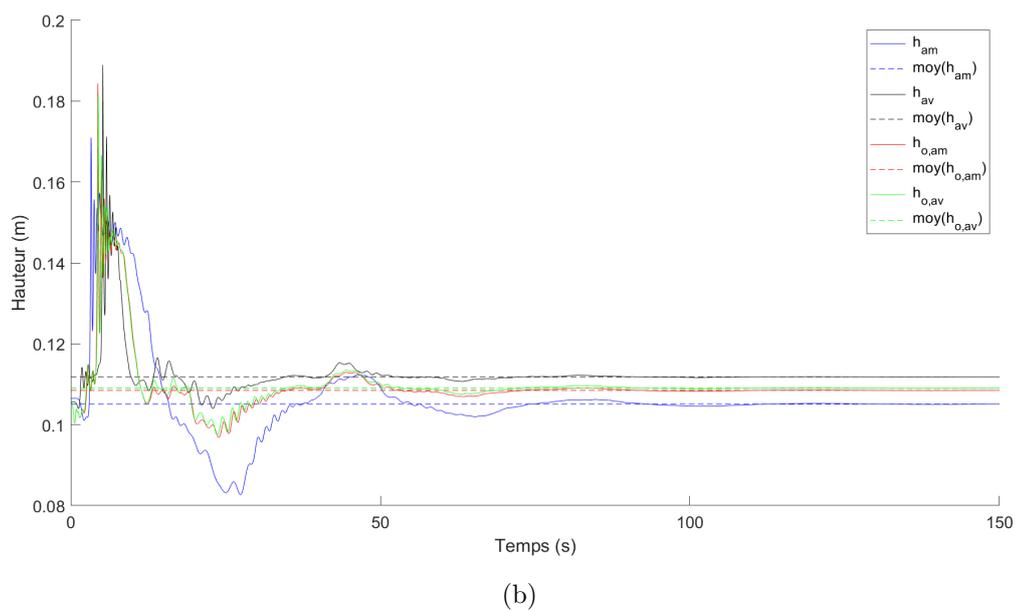
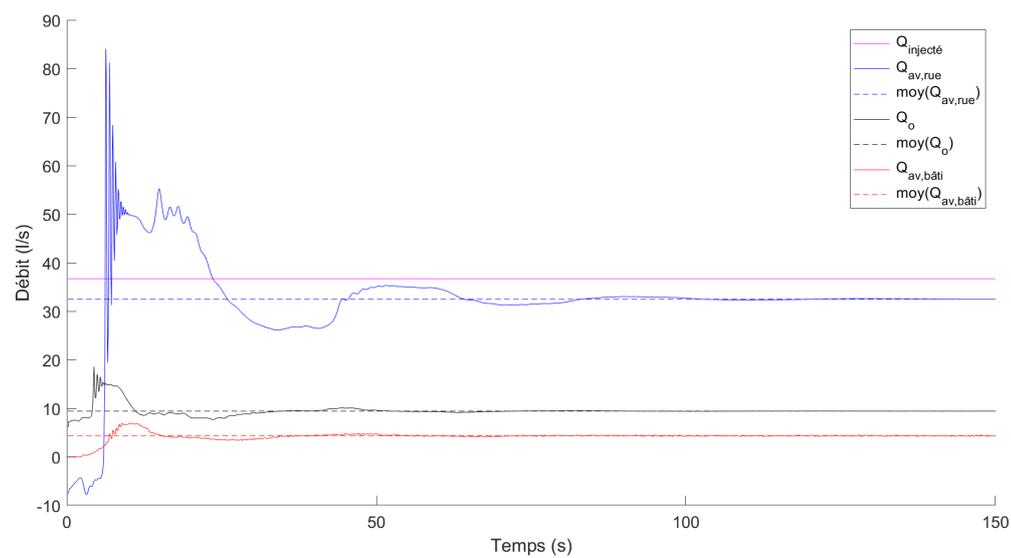


FIGURE A.5 : Débits et hauteurs d'eau de la simulation *Porte F4*. (a) Débits : débit injecté, sortant du canal de la rue/bâtiment, passant à travers l'ouverture. (b) Hauteurs : à l'amont/l'aval du canal, à l'amont/l'aval de l'ouverture. Les moyennes en pointillés sont calculées sur les 50 dernières secondes.

## A.2 Recirculations dans le bâtiment

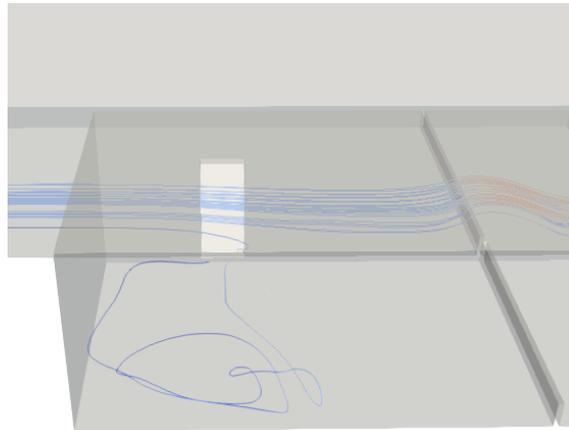


FIGURE A.6 : Quelques lignes de courant dans le bâtiment représentant une recirculation dans la simulation  $0,5r-0,5b$  Q28 P

## A.3 Tableaux des données

Données des simulations réalisées dans le cadre du calage des coefficients de débit : débit injecté, débit sortant du canal rue, débit sortant du canal bâtiment, ratio du débit sortant du canal bâtiment sur le débit injecté, hauteur d'eau dans la rue, hauteur d'eau dans le bâtiment

Nom	$Q_{injecté}$ ( m <sup>3</sup> /s)	$Q_{av,rue}$ ( m <sup>3</sup> /s)	$Q_{av,bâti}$ ( m <sup>3</sup> /s)	$Q_{av,bâti}/Q_{injecté}$ (-)	$h_r$ ( m)	$h_b$ ( m)
0,5r-0,5m Q4 P	4,00	3,32	0,69	0,17	0,85	0,64
0,5r-0,5m Q8 P	8,00	6,81	1,24	0,16	1,11	0,70
0,5r-0,5m Q12 P	12,00	10,44	1,61	0,13	1,30	0,74
0,5r-0,5m Q20 P	20,00	17,58	2,43	0,12	1,64	0,83
0,5r-0,5m Q28 P	28,00	25,03	3,03	0,11	1,91	0,93
0,5r-0,5m Q35 P	35,00	31,52	3,46	0,10	2,11	1,00
0,5r-1m Q28 P	28,00	25,54	2,55	0,09	1,95	1,32
0,5r-1m Q35 P	35,00	31,93	2,93	0,08	2,16	1,37
0,5r-0,75m Q8 P	28,00	7,10	0,91	0,03	1,13	0,92

0,5r-1,5m Q28 P	28,00	26,49	1,50	0,05	1,99	1,74
0,5r-1,5m Q35 P	35,00	32,88	2,13	0,06	2,21	1,79
0,5r-0,5m Q60 P	60,00	54,67	5,18	0,09	2,75	1,08
1r-0,5m Q28 P	28,00	23,16	4,91	0,18	2,40	1,07
1r-0,5m Q35 P	35,00	29,50	5,49	0,16	2,65	1,08
1r-1,5m Q28 P	28,00	24,62	3,38	0,12	2,48	1,87
1r-1m Q28 P	28,00	23,68	4,44	0,16	2,43	1,47
1r-1m Q35 P	35,00	30,05	4,93	0,14	2,67	1,49
1r-2m Q28 P	28,00	25,94	2,09	0,07	2,54	2,29
1r-2m Q35 P	35,00	32,34	2,50	0,07	2,76	2,34
2r-1m Q28 P	28,00	21,39	6,72	0,24	3,31	1,61
2r-1m Q35 P	35,00	24,63	6,90	0,20	3,40	1,60
2r-2m Q28 P	28,00	23,09	5,16	0,18	3,39	2,53
2r-2m Q35 P	35,00	25,11	4,26	0,12	3,38	2,50
0,25r-0,25m Q12 F	12,00	11,95	0,07	0,01	1,12	0,34
0,25r-0,25m Q20 F	20,00	19,61	0,40	0,02	1,43	0,47
0,25r-0,25m Q35 F	35,00	34,01	1,03	0,03	1,86	0,57
0,25r-0,5m Q12 F	12,00	11,95	0,07	0,01	1,12	0,57
0,5r-0,5m Q12 F	12,00	11,61	0,41	0,03	1,37	0,64
0,5r-0,5m Q20 F	20,00	18,92	1,10	0,05	1,71	0,72
0,5r-0,5m Q28 F	28,00	26,30	1,70	0,06	1,97	0,82
0,5r-0,5m Q35 F	35,00	32,83	2,20	0,06	2,19	0,86
0,5r-0,5m Q8 F	8,00	7,86	0,15	0,02	1,19	0,60
0,5r-0,75m Q8 F	8,00	7,86	0,15	0,02	1,19	0,82
0,5r-1,5m Q28 F	28,00	26,80	1,21	0,04	2,00	1,71
0,5r-1,5m Q35 F	35,00	33,29	1,69	0,05	2,21	1,76
0,5r-1m Q12 F	12,00	11,62	0,39	0,03	1,38	1,11
0,5r-1m Q20 F	20,00	18,96	1,02	0,05	1,71	1,19
0,5r-1m Q28 F	28,00	26,37	1,63	0,06	1,98	1,29
0,5r-1m Q35 F	35,00	32,89	2,12	0,06	2,19	1,34
0,5r-1m Q8 F	8,00	7,87	0,14	0,02	1,19	1,06
0,5r-1,5m Q20 F	20,00	19,48	0,53	0,03	1,74	1,63
0,5r-0,5m Q60 F	60,00	56,53	3,59	0,06	2,76	0,95
0,5r-1,5m Q60 F	60,00	56,92	3,08	0,05	2,81	1,86
0,5r-1m Q50 F	50,00	46,78	3,16	0,06	2,56	1,42
1r-1,5m Q40 F	40,00	36,51	3,60	0,09	2,79	1,88
0,5r-1,5m Q50 F	50,00	47,35	2,75	0,05	2,58	1,84
1r-1,5m Q28 F	28,00	25,03	2,90	0,10	2,49	1,85
1r-1,5m Q35 F	35,00	31,43	3,38	0,10	2,70	1,87
1r-2m Q28 F	28,00	26,10	1,96	0,07	2,53	2,28
1r-2m Q35 F	35,00	32,50	2,53	0,07	2,74	2,33
1r-2m Q40 F	40,00	37,36	2,77	0,07	2,82	2,34
2r-2m Q28 F	28,00	23,75	4,34	0,15	3,29	2,47

## A.4 Tableau des résultats

Résultats des simulations réalisées dans le cadre du calage des coefficients de débit : durée de la simulation, erreur résiduelle sur le débit sortant du canal rue et du canal bâtiment (éq. (3.3)), erreur résiduelle sur le bilan de masse (voir éq. (3.4)), erreur résiduelle sur la hauteur d'eau dans le canal rue et dans le canal bâtiment (voir éq. (3.23)), débit théorique et erreur sur le débit calé (voir éq. (3.32)).

Nom	$t_{fin}$ (s)	$Err_{Q_{av,rue}}^t$ (%)	$Err_{Q_{av,bâti}}^t$ (%)	$Err_{masse}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Err_{h_r}^s$ (%)	$Err_{h_b}^s$ (%)	$Q^{th}$ (m <sup>3</sup> /s)	$E_Q$ (%)
0,5r-0,5m Q4 P	75	<1	2	0,01	14	23	0,50	-28
0,5r-0,5m Q8 P	75	<1	3	0,05	17	49	1,26	1
0,5r-0,5m Q12 P	75	<1	7	0,05	18	71	1,63	1
0,5r-0,5m Q20 P	75	<1	4	0,01	16	90	2,37	-3
0,5r-0,5m Q28 P	75	<1	2	0,05	16	98	3,02	-1
0,5r-0,5m Q35 P	75	<1	1	-0,02	15	95	3,53	2
0,5r-1m Q28 P	75	<1	5	0,09	14	44	1,94	-24
0,5r-1m Q35 P	75	<1	10	-0,14	14	53	3,67	25
0,5r-0,75m Q8 P	75	<1	3	0,01	14	21	0,75	-17
0,5r-1,5m Q28 P	75	<1	17	-0,01	10	16	1,64	10
0,5r-1,5m Q35 P	75	<1	12	0,01	12	21	2,19	3
0,5r-0,5m Q60 P	75	<1	4	-0,15	19	118	5,59	8
1r-0,5m Q28 P	75	<1	5	0,07	11	117	4,70	-4
1r-0,5m Q35 P	75	<1	9	-0,01	7	112	5,35	-3

## Annexe A

1r-1,5m Q28 P	75	<1	21	-0,19	8	26	2,84	-16
1r-1m Q28 P	75	1	5	0,12	10	59	4,30	-3
1r-1m Q35 P	75	<1	12	-0,02	7	56	4,94	<1
1r-2m Q28 P	75	1	12	0,03	7	5	2,47	18
1r-2m Q35 P	75	1	17	-0,16	11	9	3,21	28
2r-1m Q28 P	75	<1	8	0,11	4	43	6,21	-8
2r-1m Q35 P	75	<1	19	-3,47	7	49	6,40	-7
2r-2m Q28 P	75	<1	11	0,25	4	12	4,88	-5
2r-2m Q35 P	75	3	23	-5,63	6	11	4,94	16
0,25r-0,25m Q12 F	75	<1	5	0,02	9	250	0,07	<1
0,25r-0,25m Q20 F	75	<1	4	0,01	13	229	0,47	18
0,25r-0,25m Q35 F	75	<1	7	0,04	18	243	1,31	27
0,25r-0,5m Q12 F	75	<1	3	0,02	9	108	0,07	1
0,5r-0,5m Q12 F	75	<1	6	0,02	10	120	0,38	-8
0,5r-0,5m Q20 F	75	<1	3	0,02	13	138	0,99	-10
0,5r-0,5m Q28 F	75	<1	4	0,00	14	141	1,58	-7
0,5r-0,5m Q35 F	75	<1	5	0,03	15	152	2,13	-3
0,5r-0,5m Q8 F	75	<1	3	0,01	6	93	0,13	-10
0,5r-0,75m Q8 F	75	<1	5	0,01	6	41	0,13	-10
0,5r-1,5m Q28 F	75	<1	2	0,01	11	20	1,02	-15
0,5r-1,5m Q35 F	120	<1	2	-0,02	13	25	1,36	-20

A.4 Tableau des résultats

0,5r-1m Q12 F	75	<1	10	0,01	9	0,26	0,38	-2
0,5r-1m Q20 F	75	<1	3	-0,02	13	0,44	1,00	-3
0,5r-1m Q28 F	75	<1	2	0,00	14	0,53	1,59	-2
0,5r-1m Q35 F	75	<1	3	0,01	14	0,61	2,14	1
0,5r-1m Q8 F	75	<1	12	0,01	6	0,10	0,13	-5
0,5r-1,5m Q20 F	75	<1	6	0,01	7	0,10	0,57	6
0,5r-0,5m Q60 F	120	<1	8	0,12	15	1,47	3,59	<1
0,5r-1,5m Q60 F	120	<1	4	0,00	7	0,26	3,66	19
0,5r-1m Q50 F	75	<1	4	-0,06	12	0,65	3,52	12
1r-1,5m Q40 F	75	2	1	0,11	6	0,19	3,58	<1
0,5r-1,5m Q50 F	75	<1	3	0,10	11	0,28	3,16	15
1r-1,5m Q28 F	75	<1	1	-0,07	9	0,22	2,89	<1
1r-1,5m Q35 F	75	<1	4	0,00	3	0,20	3,40	1
1r-2m Q28 F	120	<1	2	0,06	7	5	1,98	1
1r-2m Q35 F	120	<1	1	0,03	0,03	0,07	2,56	1
1r-2m Q40 F	120	1	1	0,13	0,04	0,04	2,73	-2
2r-2m Q28 F	120	1	2	0,09	0,03	0,06	3,81	-12

## A.5 Corrélations des erreurs sur le débit numérique

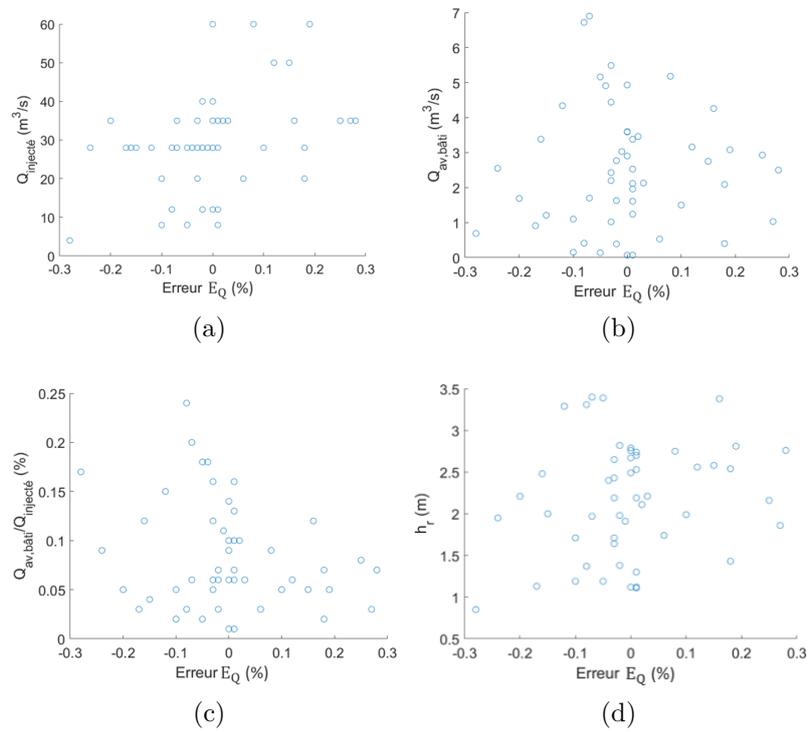


FIGURE A.7 : Erreur sur le débit d'échange  $E_Q$  (voir éq. (3.32)) en fonction (a) du débit injecté, (b) du débit sortant du bâtiment, (c) du débit sortant du bâtiment sur le débit injecté, (d) de la hauteur d'eau dans la rue

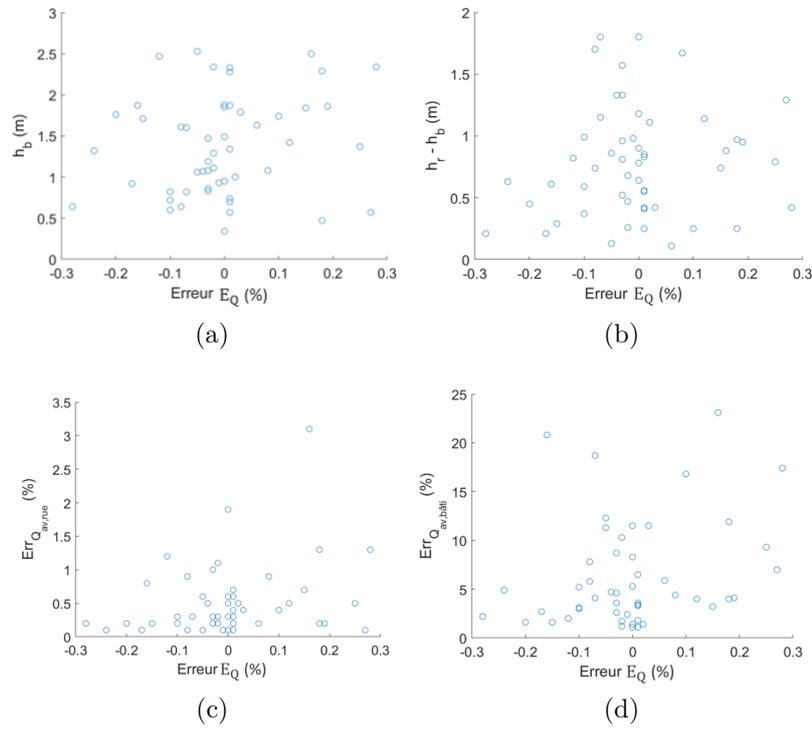


FIGURE A.8 : Erreur sur le débit d'échange  $E_Q$  (voir éq. (3.32)) en fonction (a) de la hauteur d'eau dans le bâtiment, (b) de la différence des hauteurs rue/bâtiment, (c) de l'erreur résiduelle sur le débit sortant de la rue, (d) de l'erreur résiduelle sur le débit sortant du bâtiment (voir éq. (3.3)).

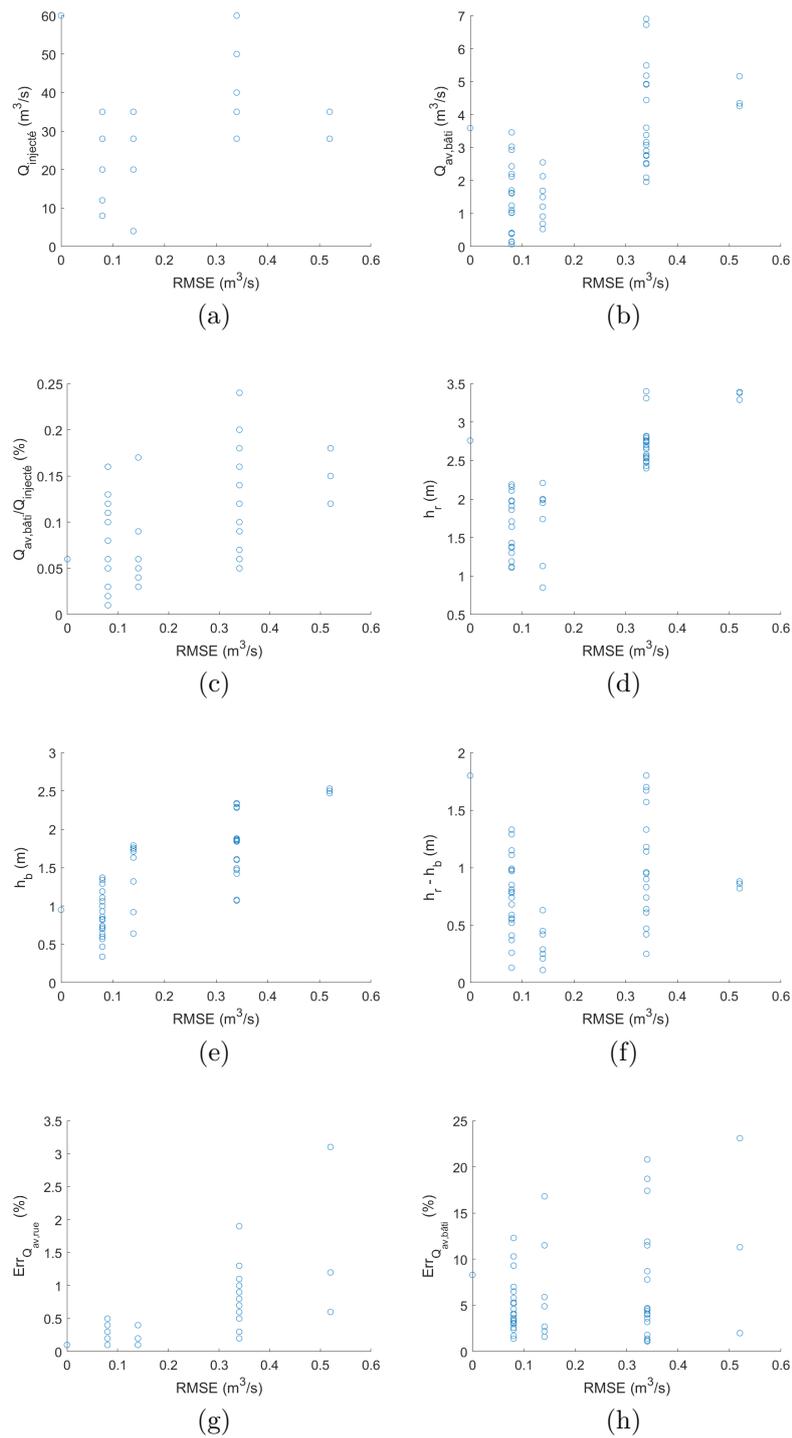


FIGURE A.9 :  $RMSE$  (voir éq. (3.31)) en fonction (a) du débit injecté, (b) du débit sortant du bâtiment, (c) du débit sortant du bâtiment sur le débit injecté, (d) de la hauteur d'eau dans la rue, (e) de la hauteur d'eau dans le bâtiment, (f) de la différence des hauteurs rue/bâtiment, (g) de l'erreur résiduelle sur le débit sortant de la rue, (h) de l'erreur résiduelle sur le débit sortant du bâtiment (voir éq. (3.3)).

## A.6 Propagation de l'incertitude des hauteurs numériques sur le débit théoriques

On souhaite déterminer l'effet de l'incertitude des hauteurs d'eau dans la rue et dans le bâtiment sur le débit théorique calculé à partir des lois de la littérature adaptée à nos configurations. Pour cela, on utilise la méthode des dérivées partielles.

### A.6.1 Seuil dénoyé

On dérive l'équation 3.35 :

$$\begin{aligned}\delta Q_{SD}(h_{s,r}) &= \left| \frac{\partial Q_{SD}}{\partial h_{s,r}} \right| \delta h_{s,r} \\ &= \left| \frac{\partial \left( K h_{s,r}^{\frac{3}{2}} \right)}{\partial h_{s,r}} \right| \delta h_{s,r} \\ &= K_1 \frac{3}{2} \sqrt{h_{s,r}} \delta h_{s,r}\end{aligned}\tag{A.1a}$$

avec  $K_1 = C_d^{SD} \sqrt{2g} L_o$  et  $\delta h_{s,r}$  l'incertitude sur  $h_{s,r}$  correspondant à  $Err_{h_r}$ .

### A.6.2 Seuil noyé

On dérive l'équation 3.36 :

$$\begin{aligned}\delta Q_{SN}(h_{s,r}, h_{s,b}) &= \left| \frac{\partial Q_{SN}}{\partial h_{s,r}} \right| \delta h_{s,r} + \left| \frac{\partial Q_{SN}}{\partial h_{s,b}} \right| \delta h_{s,b} \\ &= \left| \frac{\partial \left( K_2 h_{s,b} \sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}} \right)}{\partial h_{s,r}} \right| \delta h_{s,r} + \left| \frac{\partial \left( K_2 h_{s,b} \sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}} \right)}{\partial h_{s,b}} \right| \delta h_{s,b} \\ &= K_2 \left( \frac{h_{s,b}}{2\sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}}} \delta h_{s,r} + \sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}} \delta h_{s,b} - \frac{h_{s,b}}{2\sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}}} \delta h_{s,b} \right) \\ &= K_2 \left[ \sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}} \delta h_{s,b} + \frac{h_{s,b}}{2\sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}}} (\delta h_{s,r} - \delta h_{s,b}) \right]\end{aligned}\tag{A.2a}$$

avec  $K_2 = C_d^{SN} \sqrt{2g} L_o$ .

### A.6.3 Orifice dénoyé

On dérive l'équation 3.37 :

$$\begin{aligned}\delta Q_{OD}(h_{s,r}) &= \left| \frac{\partial Q_{OD}}{\partial h_{s,r}} \right| \delta h_{s,r} \\ &= \left| \frac{\partial \left( K_3 \left( h_{s,r}^{\frac{3}{2}} - (h_{s,r} - h_o)^{\frac{3}{2}} \right) \right)}{\partial h_{s,r}} \right| \delta h_{s,r} \\ &= \frac{3}{2} K_3 \left( \sqrt{h_{s,r}} - \sqrt{h_{s,r} - h_o} \right) \delta h_{s,r}\end{aligned}\tag{A.3a}$$

avec  $K_3 = \frac{2}{3}C_d^{OD}\sqrt{2g}L_o$ .

#### A.6.4 Orifice partiellement noyé

On dérive l'équation 3.38 :

$$\begin{aligned}
\delta Q_{OD}(h_{s,r}, h_{s,b}) &= \left| \frac{\partial Q_{OPN}}{\partial h_{s,r}} \right| \delta h_{s,r} + \left| \frac{\partial Q_{OPN}}{\partial h_{s,b}} \right| \delta h_{s,b} \\
&= \left| \frac{\partial \left( K_4 \left\{ \frac{2}{3} \left[ h_{s,r}^{\frac{3}{2}} - (h_{s,r} - h_o)^{\frac{3}{2}} \right] + h_{s,b} \sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}} \right\} \right)}{\partial h_{s,r}} \right| \delta h_{s,r} \\
&\quad + \left| \frac{\partial \left( K_4 \left\{ \frac{2}{3} \left[ h_{s,r}^{\frac{3}{2}} - (h_{s,r} - h_o)^{\frac{3}{2}} \right] + h_{s,b} \sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}} \right\} \right)}{\partial h_{s,b}} \right| \delta h_{s,b} \\
&= K_4 \left[ \sqrt{h_{s,r} - h_o} - \sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}} + \frac{h_{s,b}}{2\sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}}} \right] \delta h_{s,r} \\
&\quad + K_4 \left( \sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}} - \frac{h_{s,b}}{2\sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}}} \right) \delta h_{s,b} \\
&= K_4 \left[ \frac{h_{s,b}}{2\sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}}} (\delta h_{s,r} + \delta h_{s,b}) + \left( \sqrt{h_{s,r} - h_o} - \sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}} \right) \delta h_{s,r} \right. \\
&\quad \left. + \sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}} \delta h_{s,b} \right]
\end{aligned} \tag{A.4a}$$

avec  $K_4 = C_d^{OPN}\sqrt{2g}L_o$ .

#### A.6.5 Orifice noyé

On dérive l'équation 3.38 :

$$\begin{aligned}
\delta Q_{ON}(h_{s,r}, h_{s,b}) &= \left| \frac{\partial Q_{ON}}{\partial h_{s,r}} \right| \delta h_{s,r} + \left| \frac{\partial Q_{ON}}{\partial h_{s,b}} \right| \delta h_{s,b} \\
&= \left| \frac{\partial (K_5 (h_{s,b} \sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}}))}{\partial h_{s,r}} \right| \delta h_{s,r} + \left| \frac{\partial (K_5 (h_{s,b} \sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}}))}{\partial h_{s,b}} \right| \delta h_{s,b} \\
&= K_5 \left( \frac{h_{s,b}}{2\sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}}} \right) \delta h_{s,r} + K_5 \left( \sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}} - \frac{h_{s,b}}{2\sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}}} \right) \delta h_{s,b} \\
&= K_5 \left[ \sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}} \delta h_{s,b} + \frac{h_{s,b}}{2\sqrt{h_{s,r} - h_{s,b}}} (\delta h_{s,r} - \delta h_{s,b}) \right]
\end{aligned} \tag{A.5a}$$

avec  $K_5 = C_d^{ON}\sqrt{2g}L_o$ .

### A.6.6 Résultats

Propagation des incertitudes associées à la hauteur d'eau sur le débit d'échange

Nom	$\left  \frac{\partial Q}{\partial h_{s,r}} \right  \delta h_{s,r} + \left  \frac{\partial Q}{\partial h_{s,b}} \right  \delta h_{s,b} \text{ ( m}^3/\text{s)}$	$\left  \frac{\partial Q}{\partial h_{s,r}} \right  \delta h_{s,r} + \left  \frac{\partial Q}{\partial h_{s,b}} \right  \delta h_{s,b}$
0,5r-0,5m Q4	0,09	19 %
0,5r-0,5m Q20	0,56	23 %
0,5r-0,5m Q28	0,71	24 %
0,5r-0,5m Q35	0,80	23 %
0,5r-0,5m Q8	0,32	25 %
0,5r-0,5m Q12	0,45	27 %
0,5r-1m Q35	0,75	20 %
0,5r-1m Q28	0,44	22 %
0,5r-0,75m Q8	0,10	13 %
0,5r-1,5m Q28	0,03	2 %
0,5r-1,5m Q35	0,19	9 %
0,5r-0,5m Q60	0,96	17 %
1r-0,5m Q28	0,62	13 %
2r-1m Q28	0,22	4 %
1r-0,5m Q35	0,37	7 %
2r-1m Q35	0,37	6 %
1r-1m Q28	0,57	13 %
1r-1m Q35	0,38	8 %
1r-2m Q28	0,38	15 %
2r-2m Q28	0,15	3 %
1r-2m Q35	0,55	17 %
2r-2m Q35	0,43	9 %
1r-1,5m Q28	0,46	16 %
0,25r-0,25m Q12	0,01	13 %
0,25r-0,25m Q20	0,09	20 %
0,25r-0,25m Q35	0,35	27 %
0,25r-0,5m Q12	0,01	14 %
0,5r-0,5m Q12	0,05	14 %
0,5r-0,5m Q20	0,20	20 %
0,5r-0,5m Q28	0,33	21 %
0,5r-0,5m Q35	0,47	22 %
0,5r-0,5m Q8	0,01	9 %
0,5r-0,75m Q8	0,01	9 %
0,5r-1,5m Q28	0,14	14 %

Annexe A

---

0,5r-1,5m Q35	0,30	22 %
0,5r-1m Q12	0,05	14 %
0,5r-1m Q20	0,19	19 %
0,5r-1m Q28	0,33	21 %
0,5r-1m Q35	0,46	21 %
0,5r-1m Q8	0,01	9 %
0,5r-1,5m Q20	0,03	5 %
0,5r-0,5m Q60	0,47	13 %
0,5r-1,5m Q60	0,22	6 %
0,5r-1m Q50	0,39	11 %
1r-1,5m Q40	0,17	5 %
0,5r-1,5m Q50	0,36	11 %
1r-1,5m Q28	0,29	10 %
0,5r-0,5m Q60	0,47	13 %
0,5r-1,5m Q60	0,22	6 %
0,5r-1m Q50	0,39	11 %
1r-1,5m Q40	0,17	5 %
0,5r-1,5m Q50	0,36	11 %
1r-1,5m Q35	0,10	3 %
1r-2m Q28	0,22	11 %
1r-2m Q35	0,09	3 %
1r-2m Q40	0,13	5 %
2r-2m Q28	0,20	5 %

# Annexe B

## B.1 Débits, hauteurs et vitesses à différentes dates de l'inondation

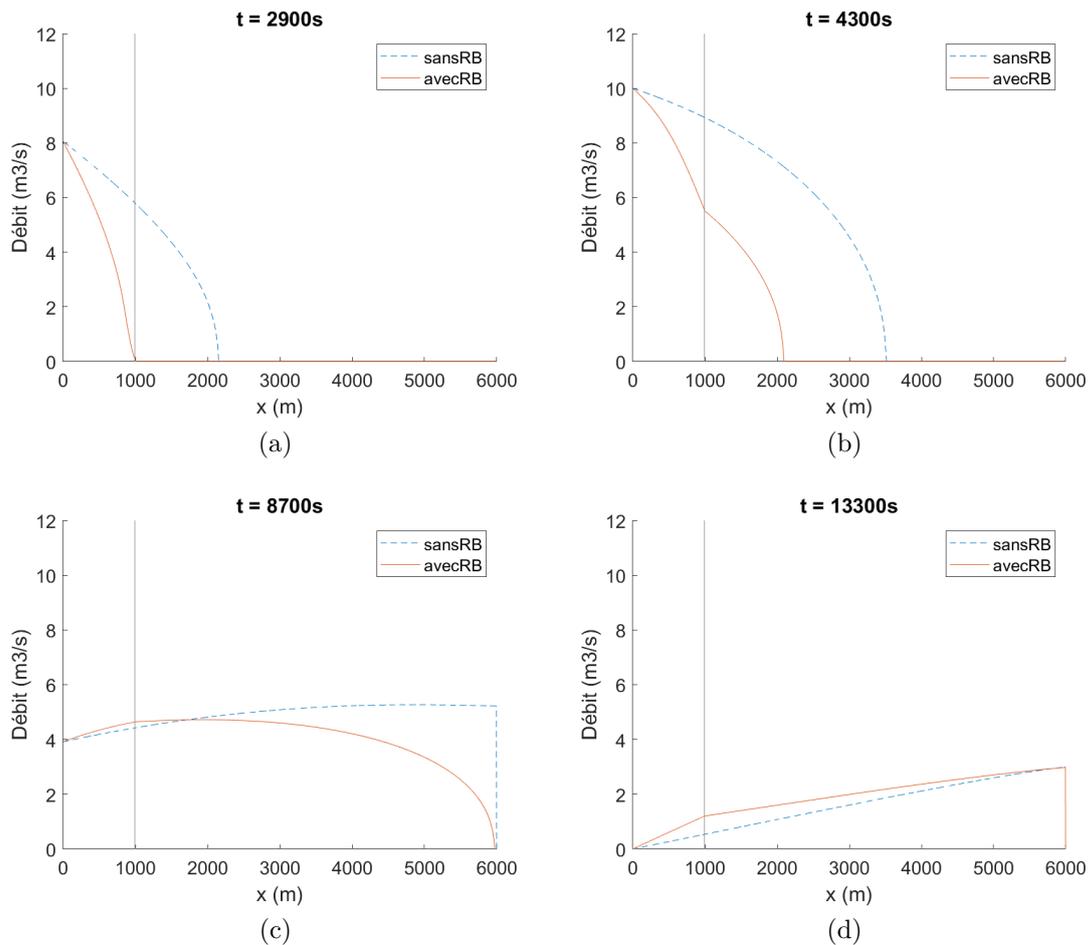


FIGURE B.1 : Profil en long des débits pour différents temps au cours des simulations *avecRB* et *sansRB*

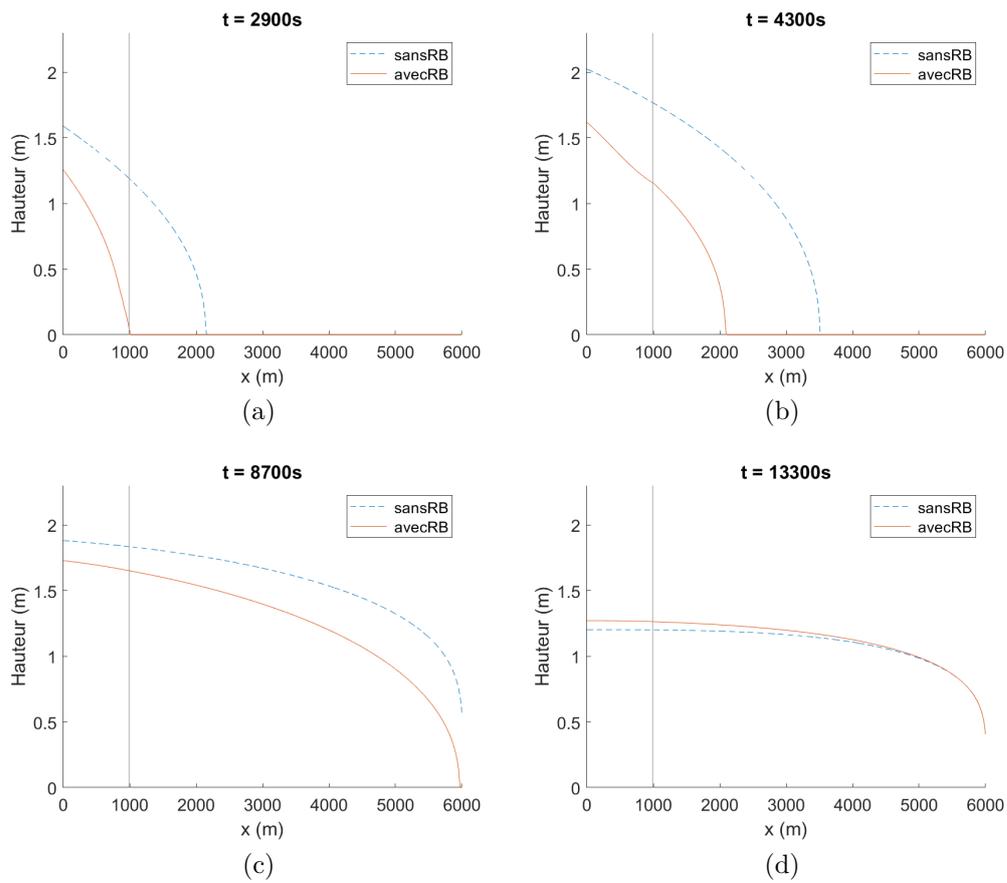


FIGURE B.2 : Profil en long de la hauteur pour différents temps au cours des simulations *avecRB* et *sansRB*

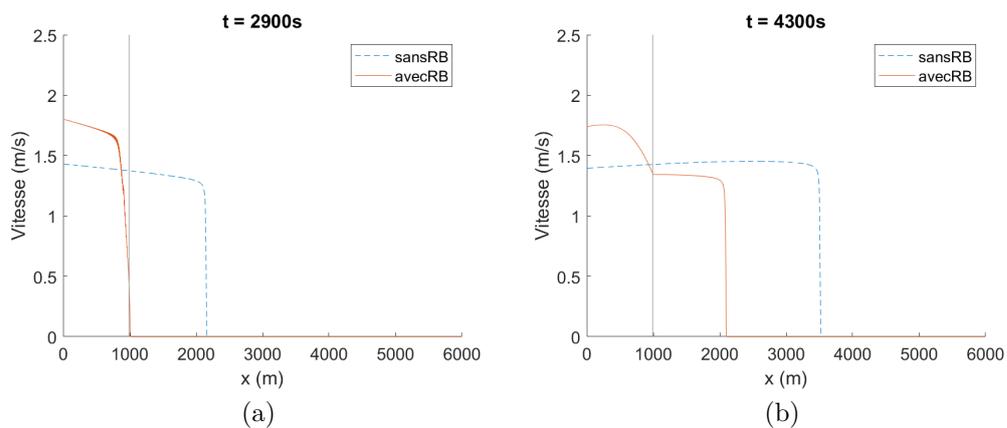


FIGURE B.3 : Profil en long de la vitesse à 2900 et 4300 s au cours des simulations *avecRB* et *sansRB*

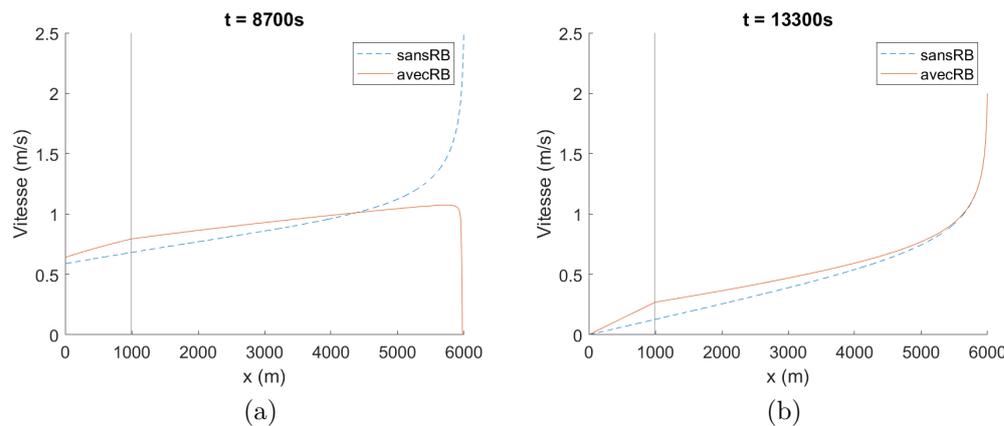


FIGURE B.4 : Profil en long de la vitesse à 8700 et 13300 s au cours des simulations *avecRB* et *sansRB*

## B.2 Étude de la longueur du canal

Les effets des échanges rue-bâti ont été étudiés sur un canal d'une longueur de 6 km, au bout duquel une condition limite de type  $Fr = 1$  a été placée. D'autres longueurs de canal sont testées pour observer l'effet de la longueur du canal sur les paramètres hydrodynamiques de la rue en présence de bâtiments. Dans ce travail, si les débits de pointe et les hauteurs maximales ne dépendent plus de la longueur du canal, alors on considère que les résultats hydrodynamiques dans la rue ne dépendent plus de la condition limite aval. Si les débits et les hauteurs maximaux restent inchangés alors il n'est pas nécessaire d'observer les vitesses maximales car elles seront elles aussi égales.

L'étude des échanges rue-bâti en section 4.2.1 montre que les échanges rue-bâti ont une influence sur les écoulements de la rue après que les bâtiments aient été dépassés. Pour pouvoir les analyser, on propose d'étudier les effets des échanges rue-bâti jusqu'à une distance équivalente à deux fois celle sur laquelle s'étend les bâtiments, soit 3 km de canal au total. Par conséquent, les hauteurs et les débits maximaux jusqu'à 3 km sont comparés pour différentes longueurs de canal pour s'assurer que l'aval du canal n'influence pas l'écoulement. La Figure B.5 présente les débits et les hauteurs maximaux à 3 km de l'amont pour des longueurs de canal comprises entre 3 et 20 km. Il apparaît qu'avec une longueur de canal de 6 km, les débits et les hauteurs maximales convergent. La modélisation d'un canal de 6 km permet d'étudier l'effet des échanges rue-bâti sur une longueur de 3 km sans avoir d'influence de la condition limite aval.

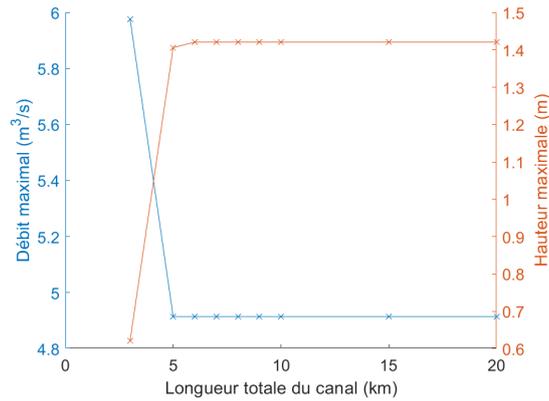


FIGURE B.5 : Débit de pointe et hauteur maximale à 3 km de l'amont pour différentes longueurs de canal

L'étude des échanges rue-bâti sur le canal de 6 km de la partie 4.2.1 soulève quelques interrogations sur l'influence de la condition limite aval sur les résultats obtenus dans la rue. Pour y répondre, les résultats produits avec un canal 6 km sont analysés aux côtés d'un autre de 7 km (simulation nommée *7km*). Avec un canal de 7 km, on observe que les décrochements des courbes de débits, de hauteurs et de vitesses maximaux et de la date de leur atteinte après 3 km sont effectivement décalés de 1 km vers l'aval, ce qui montre que la condition limite aval en est à l'origine.

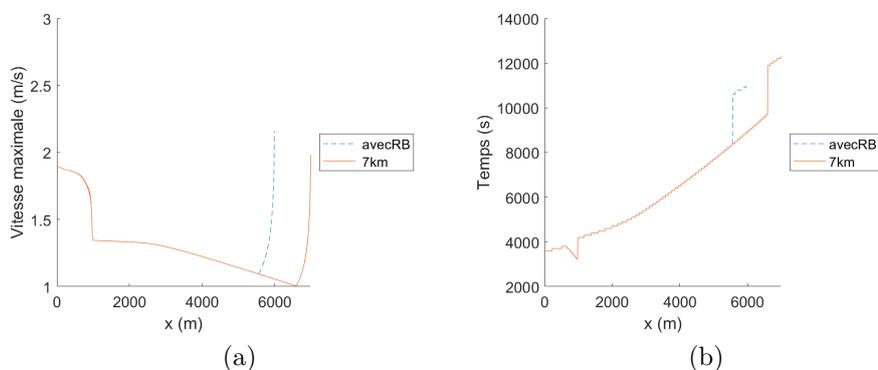


FIGURE B.6 : Profil en long de la vitesse pour les simulations *avecRB* et *7km*. (a) Vitesse maximale. (b) Date de la vitesse maximale.

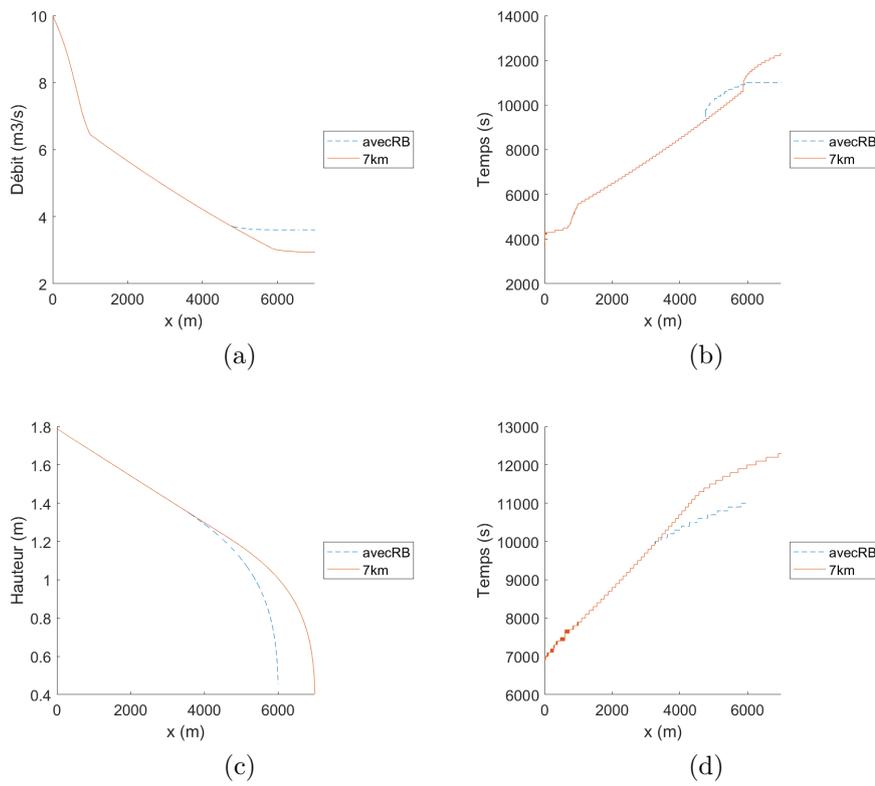


FIGURE B.7 : Profil en long des débits de pointe et de la hauteur pour les simulations *avecRB* et *7km*. (a) Débit de pointe. (b) Date du débit de pointe. (c) Hauteur maximale. (d) Date de la hauteur maximale.

### B.3 Débit et hauteur à la fin des bâtiments avec différents pas de temps de stockage

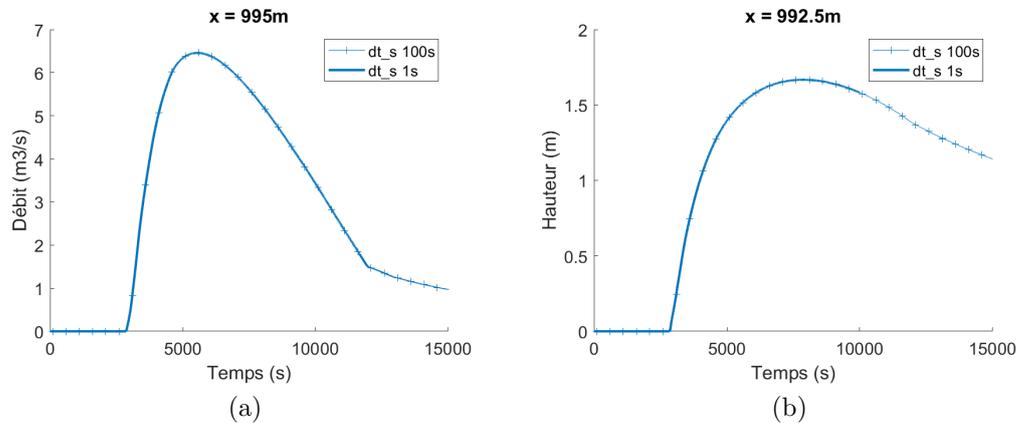


FIGURE B.8 : Comparaison du débit et de la hauteur à l'aval des bâtiments avec un pas de temps de stockage de 100 et 1 s. (a) Hydrogramme. (b) Limnigramme.

### B.4 Nombre de Froude et vitesse maximale de remplissage de la rue avec $\Delta t_s = 100$ s

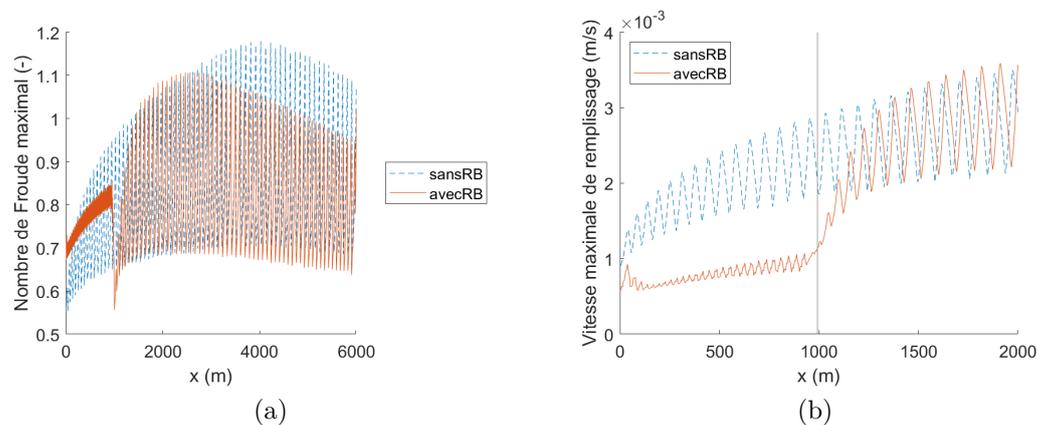
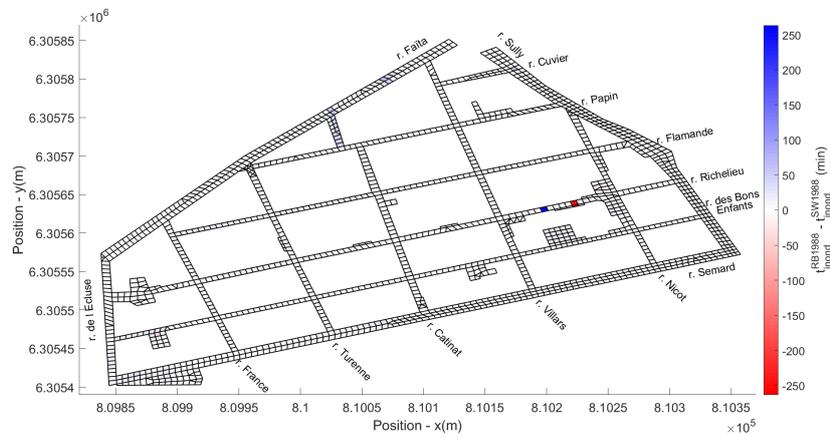


FIGURE B.9 : Nombre de Froude et vitesse maximale de remplissage de la rue avec un pas de temps de stockage de 100 s. (a) Profil en long du nombre de Froude maximal avec un pas de temps de stockage de 100 s pour les simulations *avecRB* et *sansRB*. (b) Profil en long de la vitesse de remplissage maximale des cellules de la rue avec un pas de temps de stockage de 100 s pour les simulations *avecRB* et *sansRB*

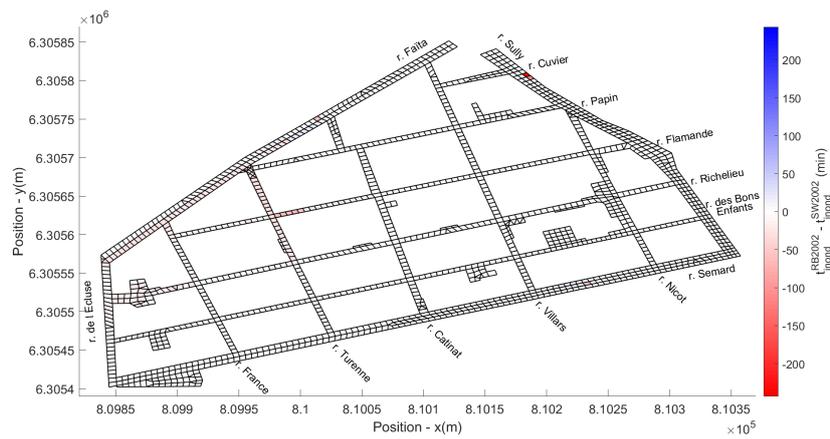


## C.3 Effet de la prise en compte des bâtiments : cartes avec les légendes élargies aux extrêmes

### C.3.1 Comparaison des dates de mise en eau entre les simulations avec et sans bâtiments



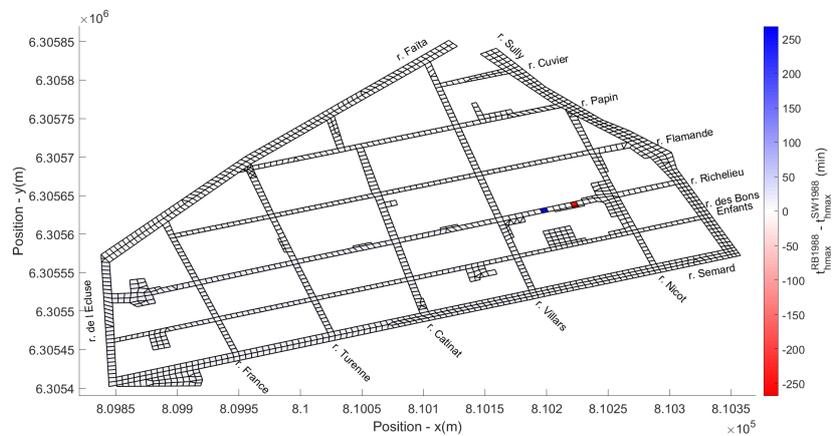
(a)



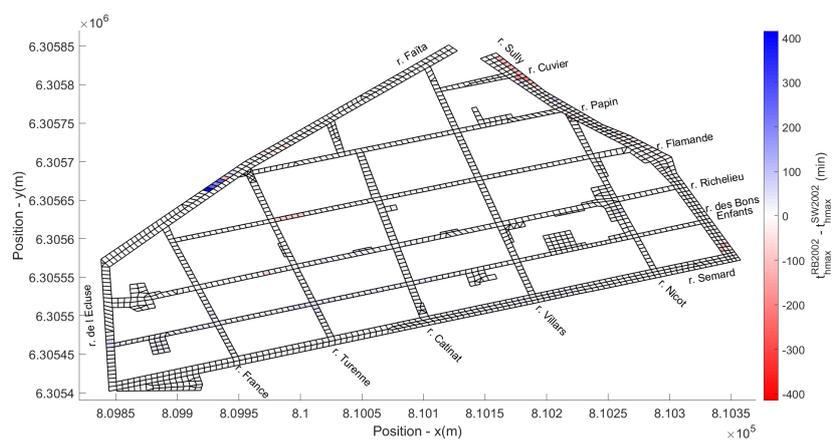
(b)

FIGURE C.3 : Différence de la date de la mise en eau entre les simulations avec et sans échanges rue-bâti. (a) Entre *RB1988* et *SW1988*. (b) Entre *RB2002* et *SW2002*.

### C.3.2 Comparaison des dates de la hauteur maximale entre les simulations avec et sans bâtiments



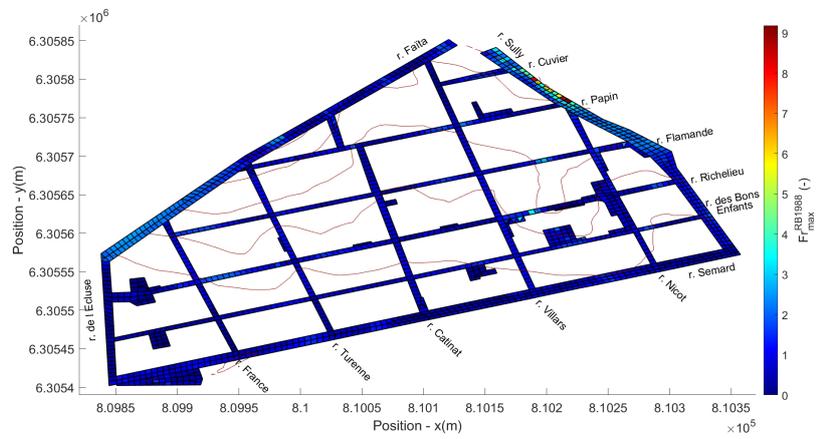
(a)



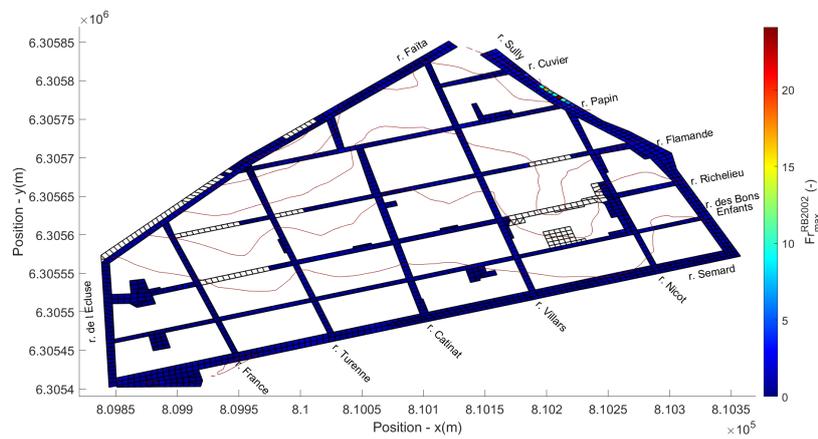
(b)

FIGURE C.4 : Différence de la date de la hauteur maximale entre les simulations avec et sans échanges rue-bâti. (a) Entre *RB1988* et *SW1988*. (b) Entre *RB2002* et *SW2002*.

## C.4 Nombre de Froude

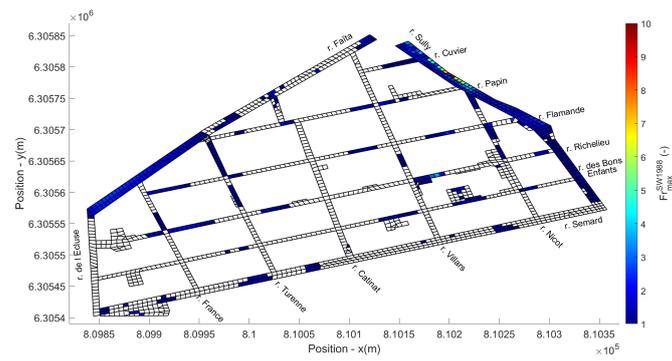


(a)

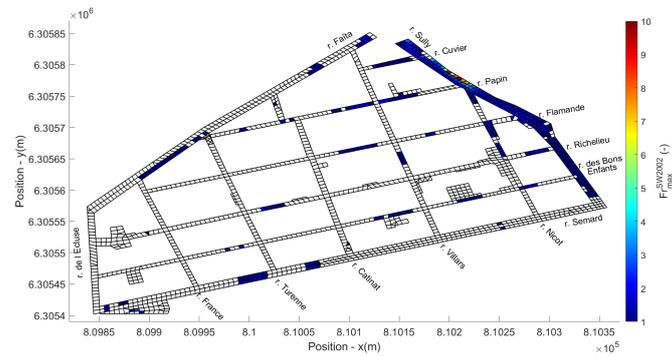


(b)

FIGURE C.5 : Nombre de Froude maximal rencontré au cours des simulations de 1988 et 2002 intégrant les échanges rue-bâti. (a) *RB1988*. (b) *RB2002*. Le nombre de Froude maximal de la figure (b) est fixé à 9 dans le but d'améliorer la lisibilité des petits nombres de Froude ( $< 1$ ).



(a)



(b)

FIGURE C.6 : Nombre de Froude maximal rencontré au cours des simulations *SW1988* et *SW2002*. (a) *SW1988*. (b) *SW2002*.  $Fr < 1$  en blancs. Dans la figure (a), la légende a été adaptée (valeur maximale de 19).

## C.5 Bâtiments traversants et variations locales de la hauteur maximale

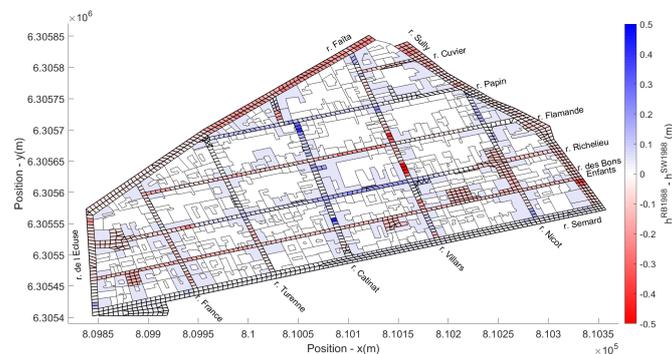
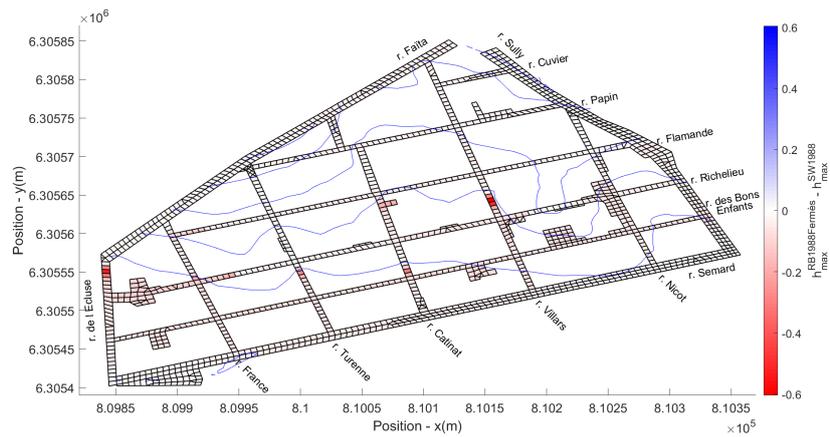
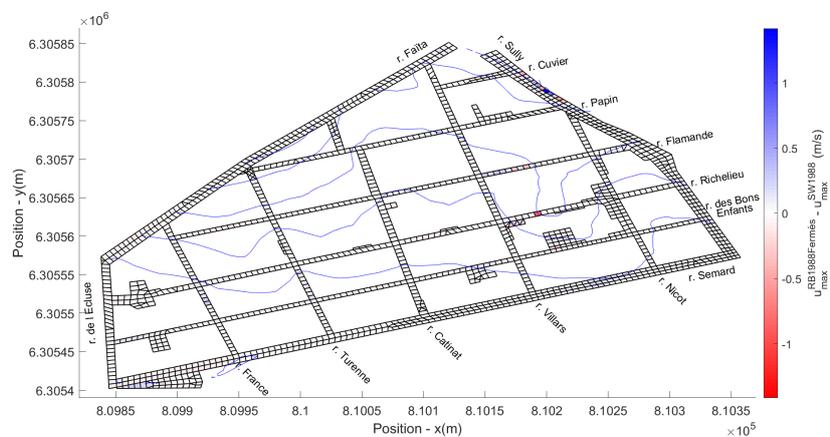


FIGURE C.7 : Différence des hauteurs maximales entre les simulations *RB1988* et *SW1988* et bâtiments traversants (en bleus)

## C.6 Comparaison de la modélisation avec des portes et fenêtres fermées avec les simulations *SW1988* et *RB1988*



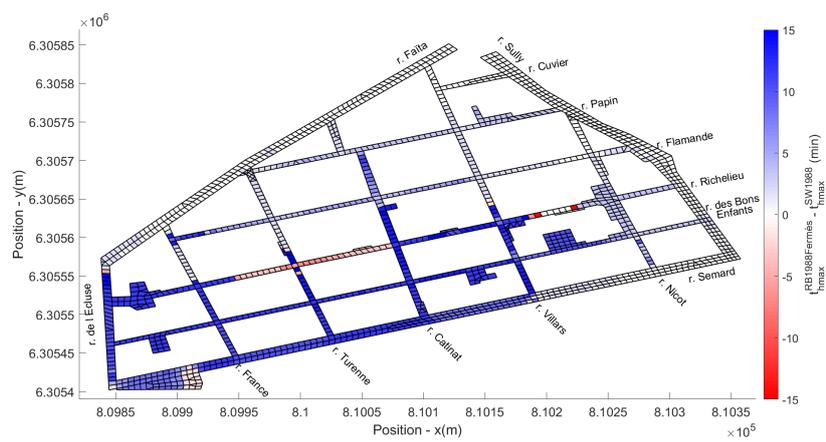
(a)



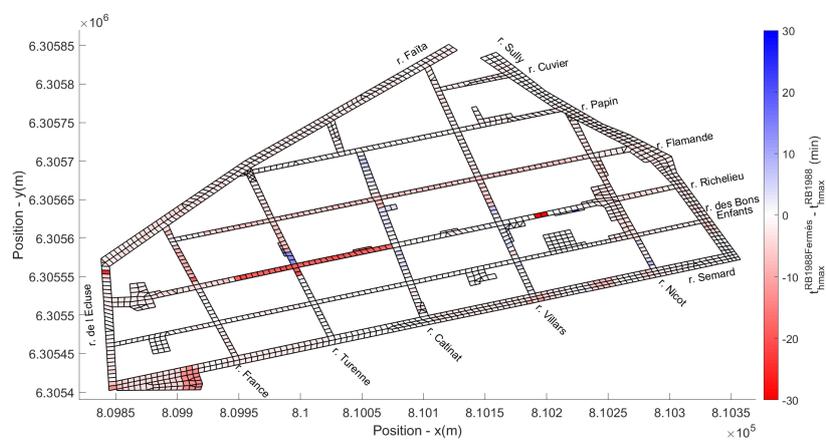
(b)

FIGURE C.8 : Différence des hauteurs et des vitesses maximales dans la rue entre les simulations *RB1988Fermés* et *SW1988*. (a) Hauteurs maximales. (b) Vitesse maximales.

C.6 Comparaison de la modélisation avec des portes et fenêtres fermées avec les simulations SW1988 et RB1988

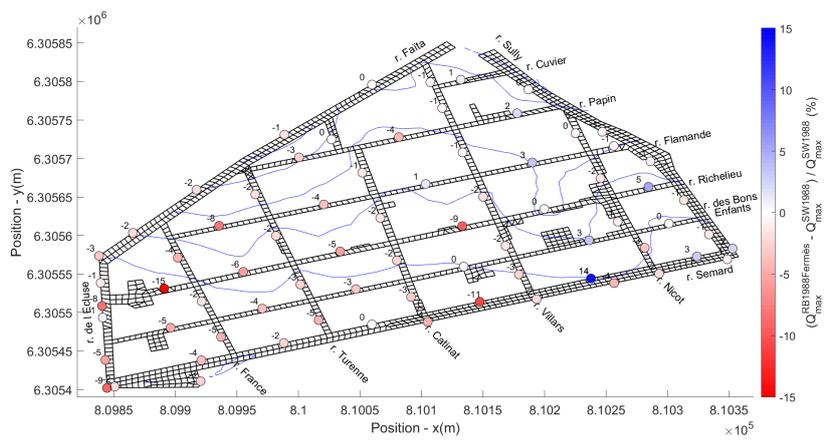


(a)

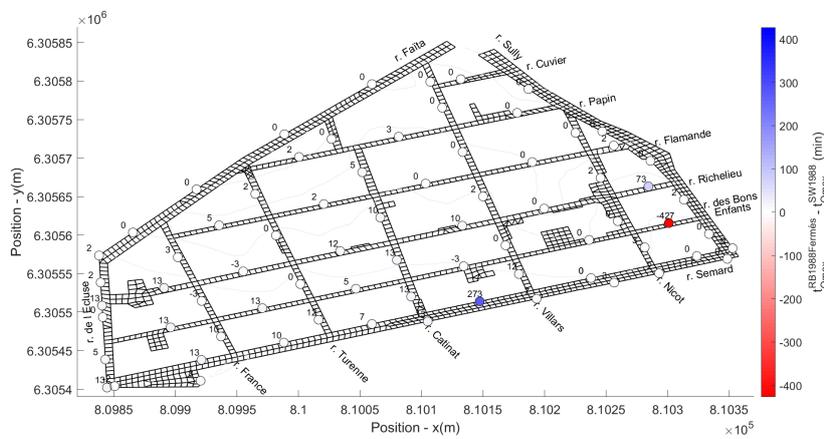


(b)

FIGURE C.9 : Différence des dates des hauteurs maximales dans la rue entre les simulations *RB1988Fermés* et *SW1988* ou *RB1988Fermés* et *RB1988*. (a) *RB1988Fermés* et *SW1988*. (b) *RB1988Fermés* et *RB1988*



(a)

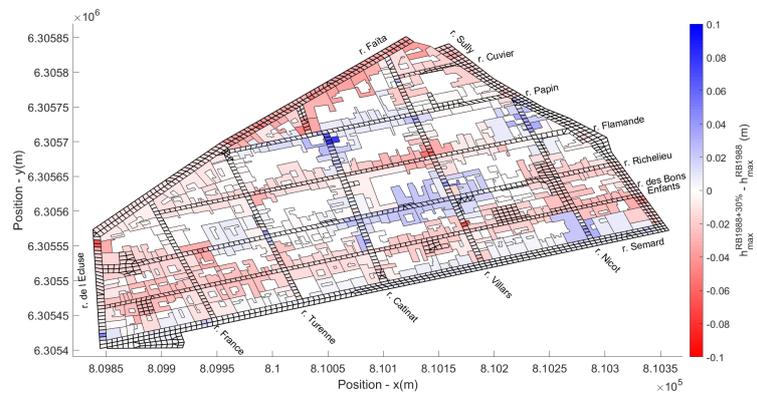


(b)

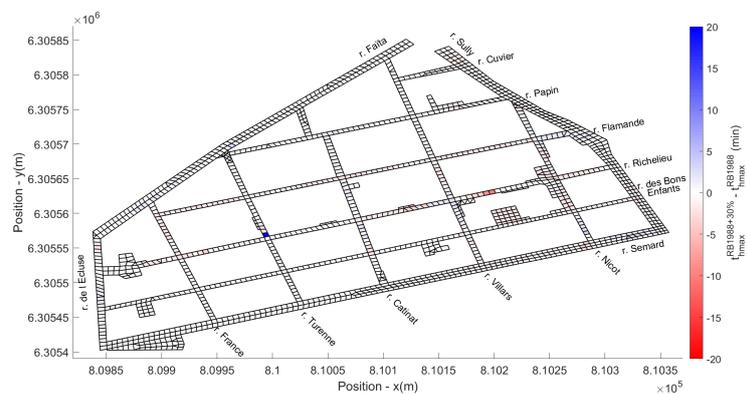
FIGURE C.10 : Comparaison des débits de pointe entre simulations *RB1988Fermés* et *SW1988*. (a) Écart relatif des débits de pointe dans la rue entre les simulations *RB1988Fermés* et *SW1988*. (b) Différences des dates des débits de pointe dans la rue entre les simulations *RB1988Fermés* et *SW1988*



## C.7 Résultats de la modélisation avec un coefficient de débit augmenté de 30 %



(a)

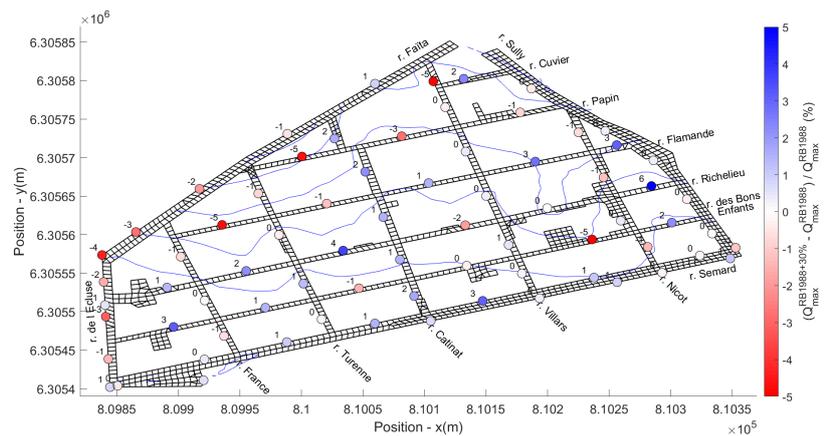


(b)

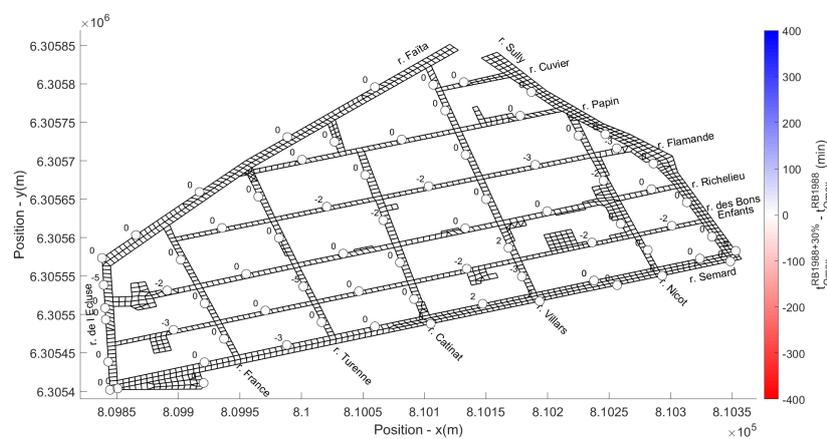


(c)

FIGURE C.11 : Comparaison des hauteurs maximales entre les simulations *RB1988+30 %* et *RB1988*. (a) Différences des hauteurs maximales. (b) Différences de la date des hauteurs maximales. (c) Différences des vitesses maximales.



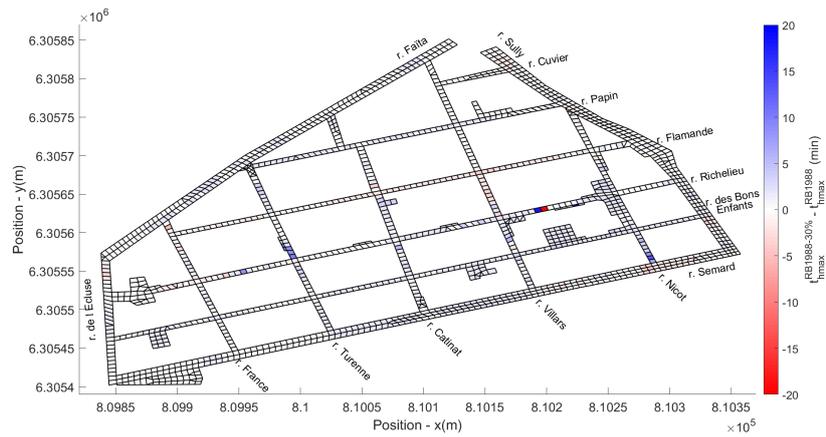
(a)



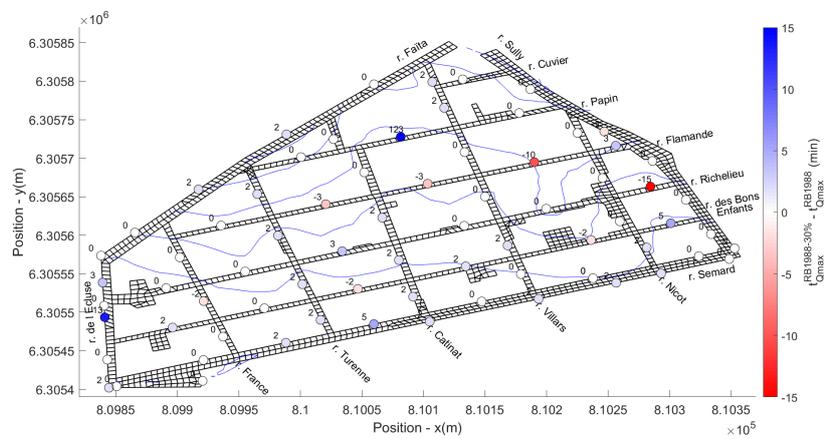
(b)

FIGURE C.12 : Comparaison des débits de pointe entre les simulations  $RB1988+30\%$  et  $RB1988$ . (a) Écart relatif du débit de pointe de la simulation  $RB1988+30\%$  par rapport à  $RB1988$ . (b) Différence de la date du débit de pointe.

## C.8 Résultats de la modélisation avec un coefficient de débit réduit de 30 %



(a)

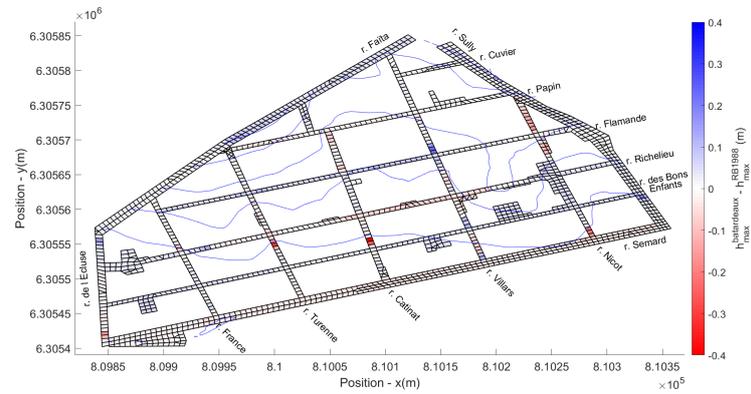


(b)

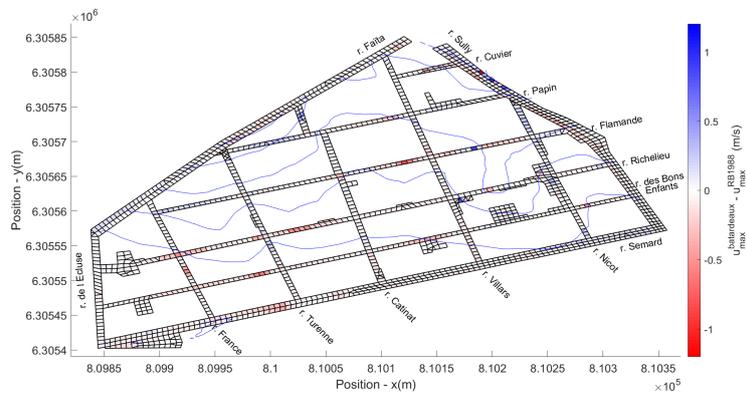
FIGURE C.13 : Comparaison des débits de pointe entre les simulations *RB1988-30%* et *RB1988*. (a) Différence de la date des hauteurs maximales. (b) Différence de la date du débit de pointe.



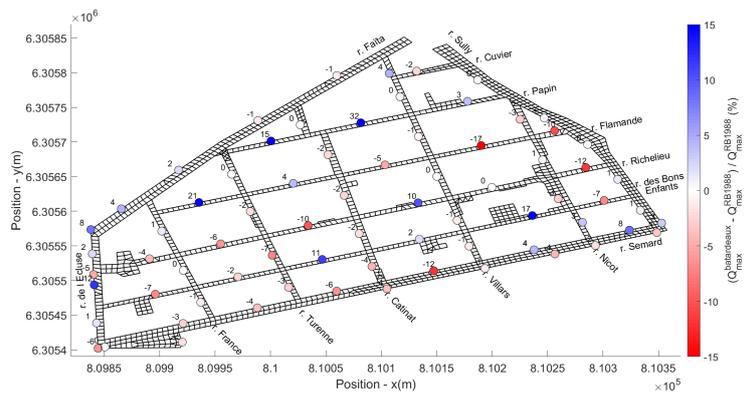
## C.9 Résultats de la modélisation avec des batardeaux



(a)

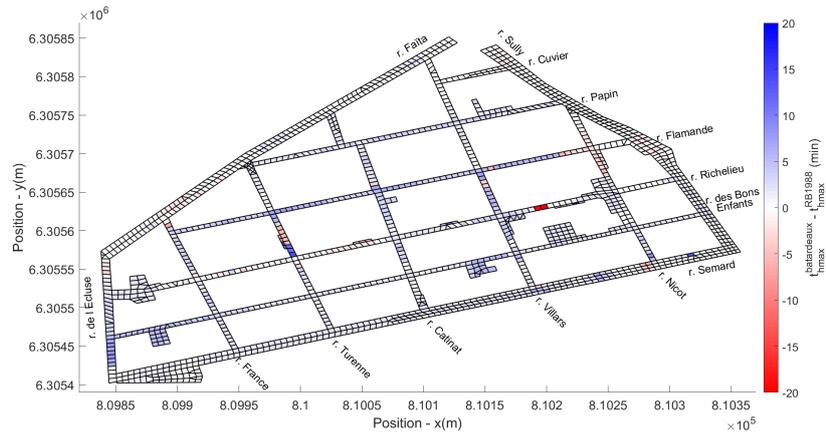


(b)



(c)

FIGURE C.14 : Comparaison des hauteurs, vitesses maximales et débits de pointe entre les simulations *batardeaux* et *RB1988*. (a) Différence des hauteurs maximales. (b) Différence des vitesses maximales. (c) Écart relatif du débit de pointe de la simulation *batardeaux* par rapport à *RB1988*.



(a)



(b)

FIGURE C.15 : Comparaison des dates des hauteurs maximales et des débits de pointe entre les simulations *batardeaux* et *RB1988*. (a) Différence de la date des hauteurs maximales. (b) Différence de la date du débit de pointe. Sur la figure (a), la légende a été adaptée (valeurs comprises entre  $+/- 260$  min).

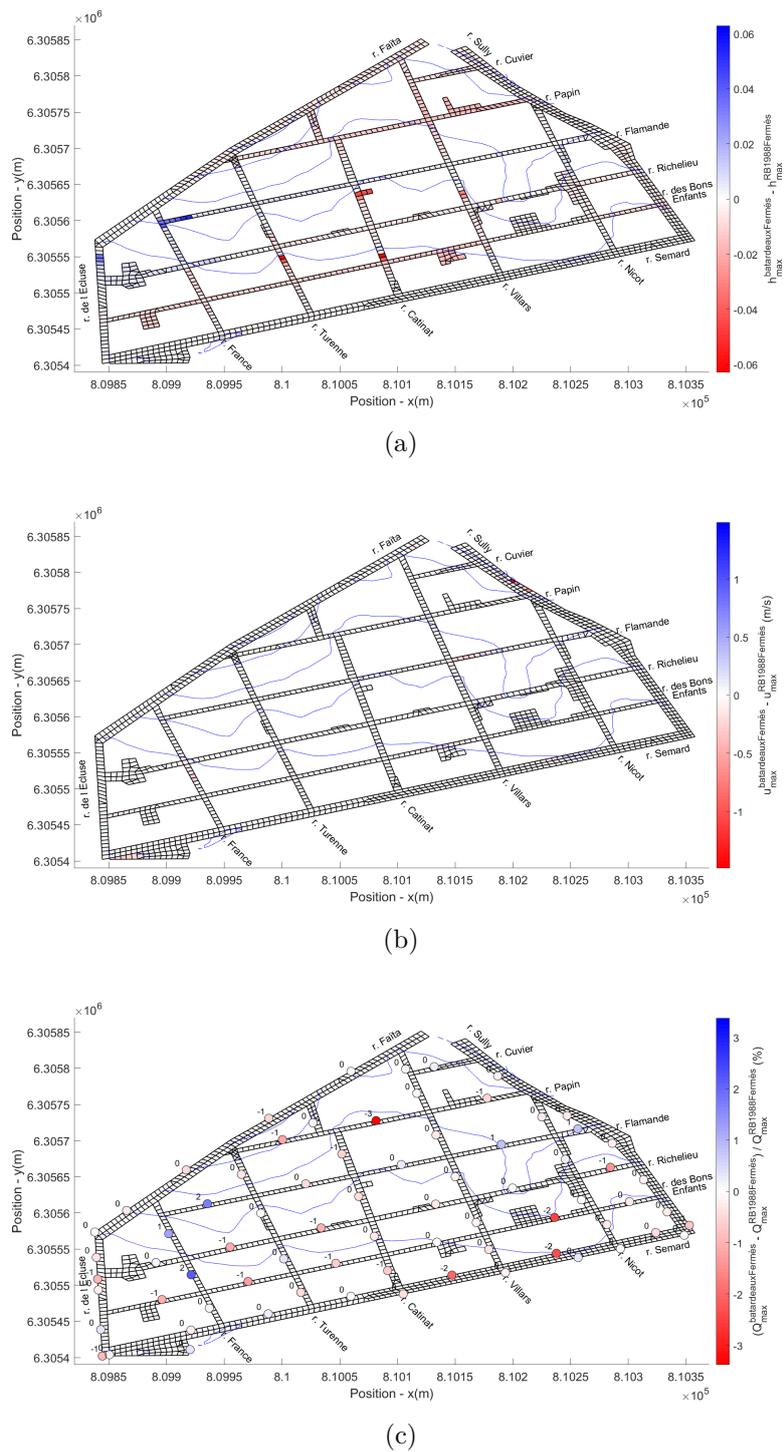
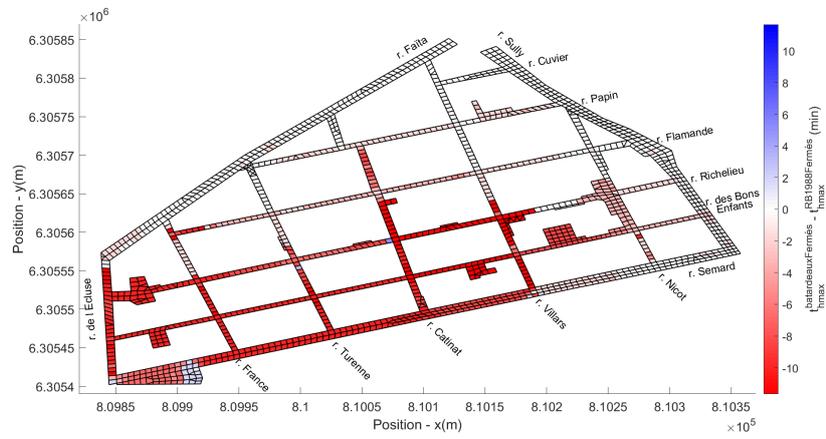
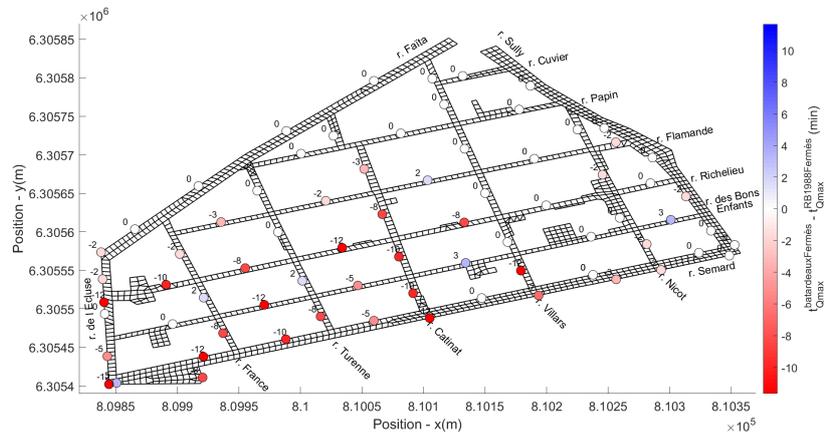


FIGURE C.16 : Comparaison des hauteurs, vitesses maximales et débits de pointe entre les simulations *batardeauxFermés* et *SW1988*. (a) Différence des hauteurs maximales. (b) Différence des vitesses maximales. (c) Écart relatif du débit de pointe de la simulation *batardeauxFermés* par rapport à *SW1988*.



(a)



(b)

FIGURE C.17 : Comparaison des dates des hauteurs maximales et des débits de pointe entre les simulations *batardeauxFermés* et *SW1988*. (a) Différence de la date des hauteurs maximales. (b) Différence de la date des débits de pointe.

## C.10 Synthèse des simulations réalisées pour l'inondation du quartier Richelieu

Synthèse des paramètres des simulations réalisées

	échanges (oui/non)	variation du coefficient de débit	portes	fenêtres	atardeaux	caves	bloc
<i>SW1988</i>	non	0	-	-	-	non	0
<i>RB1988</i>	oui	x1	ouvertes	ouvertes	non	non	0
<i>SW2002</i>	non	0	-	-	-	non	0
<i>RB2002</i>	oui	x1	ouvertes	ouvertes	non	non	0
<i>RB1988-30 %</i>	oui	x0,3	ouvertes	ouvertes	non	non	0
<i>RB1988+30 %</i>	oui	x1,3	ouvertes	ouvertes	non	non	0
<i>RB1988Caves</i>	oui	x1	ouvertes	ouvertes	non	oui	0
<i>RB2002Caves</i>	oui	x1	ouvertes	ouvertes	non	oui	0
<i>RB1988Cour</i>	oui	x1	ouvertes	ouvertes	non	non	1
<i>RB1988Fermés</i>	oui	x1	fermées	fermées	non	non	0
<i>atardeaux</i>	oui	x1	ouvertes	ouvertes	oui	non	0
<i>atardeauxFermés</i>	oui	x1	ouvertes	fermées	oui	oui	0

**Cécile CHOLEY**

# ÉTUDE ET MODÉLISATION DES PROCESSUS PHYSIQUES CONTRÔLANT LES ÉCHANGES D'EAU ENTRE LES RUES ET LES BÂTIMENTS LORS D'UNE INONDATION URBAINE

## Résumé

Cette thèse s'intéresse à la modélisation des inondations urbaines et à la prise en compte des bâtiments. La gestion des inondations assurée par les services publics s'appuie notamment sur des modèles numériques bidimensionnels. Ces modèles ne représentent pas ou seulement partiellement les échanges entre les rues et les bâtiments. Pourtant, les retours d'expérience et les images rapportent que l'eau pénètre dans les habitations, menaçant ainsi les personnes et leurs biens.

Tandis que certains bâtiments jouent le rôle de réservoirs et stockent temporairement voire définitivement une partie du volume de l'inondation, d'autres sont traversés par les écoulements lorsqu'ils sont connectés à plusieurs rues. Pour caractériser l'effet des bâtiments sur l'inondation, un nouveau modèle numérique est proposé, basé sur l'intégration d'un terme source supplémentaire dans les équations de Saint-Venant 2D. Le concept du modèle rue-bâti s'inspire des modèles à casiers, où rue et bâtiment échangent un flux à travers des ouvertures, telles que les portes et les fenêtres.

L'écoulement transversal est contrôlé par des lois de débit, élaborées à partir de simulations tridimensionnelles d'ouvertures à échelle réelle. Ces lois s'appuient sur les lois de seuil et d'orifice de la littérature, dont le coefficient de débit est déterminé en cherchant à limiter l'erreur sur le débit calculé numériquement. Des lois avec une tolérance de 30% d'erreur sur le débit passant par une ouverture sont établies.

Le modèle rue-bâti est appliqué dans une rue synthétique. En comparant avec un modèle classique dans lequel les bâtiments sont imperméables, la prise en compte des échanges rue-bâti réduit significativement le débit de pointe (- 25 %) et la hauteur maximale (- 15 %) à la sortie des bâtiments, tandis que la vitesse maximale augmente à l'amont des bâtiments (+ 25 %). Une étude de sensibilité aux paramètres géométriques et hydrodynamiques est réalisée, dans le but d'identifier des configurations pour lesquelles les bâtiments doivent être pris en compte. Par ailleurs, cette analyse permet de caractériser l'influence de chacun des paramètres sur les échanges rue-bâti.

Le modèle est également utilisé dans un cas réel correspondant à l'inondation du quartier Richelieu (Nîmes, France) qui est sujet aux inondations par ruissellement urbain. L'effet des échanges rue-bâti est étudié dans cette géométrie complexe. De nouveau, les modifications sont significatives dans la rue par rapport au modèle classique, avec des variations locales comprises entre +/- 50 cm sur la hauteur maximale, +/- 1 m/s sur la vitesse maximale et +/- 40 % sur les débits de pointe.

Diverses situations réalistes sont envisagées, en modifiant l'état des ouvertures (ouverts/fermés, batardeaux) et en imaginant des caves capables d'augmenter significativement le volume total stocké dans les bâtiments. Le niveau d'eau atteint dans les bâtiments étant directement corrélé aux dommages commis aux personnes et au matériel, les résultats hydrauliques sont également interprétés en termes d'évacuation des personnes et des dommages résidentiels économiques. Le nouveau modèle proposé offre de nouvelles perspectives socio-économiques, ainsi que de nouveaux outils de communication et d'information au service d'une meilleure gestion des inondations.

Mot clefs : Gestion des inondations, Modélisation numérique, Équations de Saint-Venant 2D, Modèle d'échanges rue-bâti

## Résumé en anglais

This PhD focuses on the modeling of urban floods and the consideration of buildings. Flood management provided by public services is based on two-dimensional numerical models. These models do not or partially represent the exchanges between streets and buildings. However, feedback and photos report that water enters homes, threatening people and their property.

While some buildings act as reservoirs and temporarily or even permanently store part of the volume of the flood, others are crossed by the flows if they are connected to several streets. To characterize the effect of buildings on flooding, a new numerical model is proposed, based on the integration of an additional source term in the 2D shallow water equations. The concept of the street-building model is inspired by compartment models, where street and building exchange a flow through openings, such as doors and windows.

The transverse flow is controlled by discharge laws, developed from three-dimensional simulations of real-scale openings. The exchange laws are based on the weir and orifice laws from the literature, and the discharge coefficient is determined by limiting the error on the flow calculated numerically. Laws with a tolerance of 30 % error on the discharge passing through an opening are established.

The street-building model is applied in a synthetic street. By comparing with a classic model in which the buildings are waterproof, considering the street-building exchanges significantly reduces the peak flow (- 25 %) and the maximum height (- 15 %) at the exit of the buildings, while maximum speed increases along buildings (+ 25 %). A sensitive analysis to geometric and hydrodynamic parameters is carried out, with the aim of identifying configurations for which the buildings must be considered. In addition, this analysis makes it possible to characterize the influence of each of the parameters on the street-building exchanges.

The model is also used in a real case corresponding to the flooding of the Richelieu district (Nîmes, France) which is exposed to urban runoff. The effect of buildings is studied in this complex geometry, whose average North-South slope is 1 %. Again, the modifications are significant in the street compared to the classic model, with local variations ranging between +/- 50 cm on the maximum height, +/- 1 m/s on the maximum speed and +/- 40 % on the flow rates peak within the street network.

Various realistic situations are considered, by modifying the state of the openings (open/closed, cofferdams) and by imagining cellars capable of significantly increasing the total volume stored in the buildings. As the water level reached in buildings is directly correlated with damage to people and equipment, the hydraulic results are also interpreted in terms of evacuation of people and economic residential damage. The new proposed model offers new socio-economic perspectives, as well as new communication and information tools for better flood management.

**Key words:** Flooding management, Numerical model, Shallow water equations, Street-building exchanges model