

École polytechnique de Louvain

Évaluation des forces sur les bâtiments en cas de crues à l'aide de simulations numériques : application à la ville de Pepinster

Auteur: **Chloé NOISET**

Promoteur: **Sandra SOARES FRAZAO**

Lecteurs: **Charles RYCKMANS, Didier BOUSMAR**

Année académique 2023–2024

Master [120] : ingénieur civil des constructions

Remerciements

C'est avec beaucoup d'émotions que ce mémoire vient mettre un point final à mes études d'ingénieur civil à Louvain-La-Neuve. Je tenais à remercier toutes les personnes sans qui je ne serais pas arrivée là.

Je commencerais par exprimer ma profonde gratitude à ma promotrice, Madame Sandra Soares-Frazao, sans qui ce mémoire n'aurait pas vu le jour. Grâce à son expertise et à ses conseils avisés, j'ai pu surmonter les défis et progresser dans mes recherches.

Ensuite, je remercie tout particulièrement Charles Ryckmans, qui a suivi toutes les péripéties de ce mémoire tout au long de l'année. Sa disponibilité et son aide m'ont permis d'y voir plus clair à de nombreuses reprises. Ses remarques pertinentes ont grandement contribué à la qualité de ce travail.

Je tiens également à remercier Nathan Delpierre et Martin Petitjean. Leur aide précieuse, notamment en ce qui concerne l'utilisation de Watlab a été essentielle pour mener à bien mes analyses et simulations. Leur disponibilité m'a été d'un grand secours.

Sur une note plus générale, je remercie tout le personnel de l'EPL. Leur contribution, qu'elle soit directe ou indirecte, a grandement facilité mon parcours académique. Que ce soit les professeurs, les assistants, ou le personnel administratif, chacun a joué un rôle dans l'aboutissement de ces années d'études.

Je souhaite également remercier ma bande de copains sans qui j'aurais été moins souvent aux cours, Clémence, Héloïse et Thibault. Leur présence constante, leur soutien moral et leur capacité à me remotiver lors des moments de doute ont été d'une grande aide. Leur amitié a rendu ces années d'études bien plus agréables et supportables.

Je ne pouvais pas oublier le Kaptech et le Kap'Délices, ces kots à projet, qui m'ont appris tant, mais surtout qui m'ont permis de rencontrer de si belles personnes. J'en profite ici pour vous remercier les filles, Camille, Charline, Delphine, et Emma, pour votre soutien à toute épreuve.

Enfin, je veux adresser un remerciement spécial à ma sœur, Alison. Pour de nombreuses raisons, cette année a été très difficile, son soutien inconditionnel et sa foi en moi ont été d'une importance capitale. Sa confiance et ses encouragements m'ont donné la force de persévérer. Merci, merci mille fois.

Résumé

Ce travail fait l'étude des inondations de 2021 à Pepinster et plus particulièrement, de la modélisation numérique de ces événements. A travers diverses simulations, deux paramètres sont étudiés afin de déterminer la calibration adéquate du modèle. Les variations étudiées concernent la variation globale et locale du coefficient de rugosité de Manning des sols ainsi que la complexité de détail du maillage. La qualité des résultats est évaluée sur deux critères ; les hauteurs d'eau et l'étendue totale de l'inondation. Les conclusions indiquent que, pour le cas de Pepinster, la calibration la plus appropriée, tenant compte de la fiabilité des sources, est celle utilisant un modèle simplifié avec un coefficient de Manning uniforme, qui permet un niveau de détail acceptable tout en garantissant un temps de simulation raisonnable. En effet, les autres configurations manquent soit de précision, soit n'apportent pas une amélioration significative au regard des ressources computationnelles requises. Enfin les forces exercées par l'écoulement sur les bâtiments ont été calculées afin d'évaluer un ordre de grandeur de forces dévastatrices ainsi que pour comparer ces forces à la force du vent, établie par une norme officielle.

Table des matières

1	Introduction	1
2	État de l’art	4
2.1	Types d’inondation	4
2.2	Rupture des bâtiments	6
2.3	Expression des forces dans les normes existantes	7
2.3.1	Les forces hydrostatiques	7
2.3.2	Les forces hydrodynamiques	9
2.3.3	Les forces causées par les débris entraînés par la crue	10
2.3.4	Formules existantes dans la littérature	10
2.4	Exemples de cas d’étude existants	12
2.4.1	Cas 1 : Modélisation de la propagation des crues éclair en milieu urbain à l’aide d’un modèle numérique bidimensionnel	12
2.4.2	Cas 2 : Influence de la complexité d’un modèle sur l’évaluation des risques d’inondation	13
2.4.3	Cas 3 : Identification des problèmes de modélisation par l’utilisation d’une base de données ouverte sur les inondations dans le monde réel	14
2.5	Conclusion	15
2.6	Analogie avec le vent	16
2.6.1	Norme australienne	16
2.6.2	Norme belge	16
3	Inondation de Pepinster	19
3.1	Rappel socio-économique et historique de la zone	19
3.1.1	Urbanisation de la zone	20
3.2	Inondations de 2021	22
3.3	Chronologie des faits à Pepinster	23
3.4	Illustration des dégâts	23
4	Simulations	25
4.1	Watlab	25
4.1.1	Équations de Saint-Venant	25
4.1.2	Système d’équation	26
4.1.3	Schéma des volumes finis	27
4.1.4	Calcul du flux aux interfaces	27
4.2	Zone étudiée	28
4.3	Conditions frontières	29
4.4	Maillage	31
4.5	Variations étudiées	32
4.5.1	Variation du coefficient de Manning	32
4.5.2	Variation du maillage	35
4.6	Résultats	37
4.6.1	Influence du coefficient de Manning	37
4.6.2	Influence du maillage	43
4.6.3	Modifications du modèle	48

4.6.4	Conclusion	54
5	Étude des forces	55
5.1	Détermination des forces	55
5.2	Méthodologie	56
5.3	Présentation des bâtiments, de leur situation et évaluation des forces	56
5.3.1	Bâtiment 1	57
5.3.2	Simulation 1 – Force 1	58
5.3.3	Simulation 2 – Force 2	58
5.4	Bâtiment 2	59
5.4.1	Simulation 1 – Force 1	60
5.4.2	Simulation 2 – Force 2	61
5.5	Bâtiment 3	61
5.5.1	Simulation 1 – Force 1	62
5.5.2	Simulation 2 – Force 2	63
5.6	Lot 4	63
5.6.1	Simulation 1 – Force 1	64
5.6.2	Simulation 2 – Force 2	66
5.7	Comparaison des deux forces	67
5.8	Comparaison des ordres de grandeurs et exposition	68
5.8.1	Comparaison avec les forces du vent	69
6	Conclusion	70
A	Coefficients relatifs aux charges causées par les débris	75
B	Démonstration de la continuité de mouvement et de la conservation de la masse	76
B.1	Conservation de la masse	76
B.2	Conservation de la quantité de mouvement	76
C	Schéma des volumes finis 1D	80
D	Maillage détaillé défaillant	82

Table des figures

1.1	Nombre mondial des catastrophes et événements météorologiques extrêmes depuis 1980. [STATISTA 2024]	1
1.2	Tâches du projet FLOOD [BUILDWISE 2024].	2
2.1	Inondation pluviale de Séoul en août 2022 [LE MONDE 2022].	4
2.2	Inondation fluviale de Pepinster en juillet 2021 [LE SOIR 2021].	5
2.3	Inondation côtière de Venise en novembre 2019 [LE VERT 2019].	5
2.4	Inondation suite à des fortes pluies et un système d'évacuation insuffisant à Londres en 2021 [BBC NEWS 2022].	5
2.5	Inondation éclair de la ville de Nîmes en 2022 [MÉTÉO EXPRESS 2022].	6
2.6	Rupture du barrage de Tignes, 2023 [OBSERVATOIRE DE L'EUROPE 2023].	6
2.7	Force hydrostatique verticale.	7
2.8	Force hydrostatique latérale.	8
2.9	Force hydrostatique équivalente.	9
3.1	Bassin versant de la Vesdre. [BARCELLONI-CORTE et al. 2022]	19
3.2	Situation des barrages de la Gileppe et d'Eupen dans le bassin versant de la Vesdre. [BARCELLONI-CORTE et al. 2022]	20
3.3	Évolution des zones urbanisées et du tracé des cours d'eau principaux au cours de 3 époques successives. [BARCELLONI-CORTE et al. 2022]	21
3.4	Évolution du lit de la Hoegne et de la Vesdre dans la ville de Pepinster entre 1850 et 2021. [BARCELLONI-CORTE et al. 2022]	22
3.5	Cumul pluviométrique sur 3 jours entre le 13 et le 16 juillet 2021 au niveau de la Belgique [MÉTÉO BELGIQUE 2021].	22
3.6	Ruines d'un bâtiment. [RYCKMANS 2022].	23
3.7	Dégâts sur une construction en bois. [RYCKMANS 2022]	23
3.8	Bâtiment partiellement détruit. [RYCKMANS 2022]	24
3.9	Déformation de la taule sur un bâtiment. [RYCKMANS 2022]	24
3.10	Ruines d'un bâtiment. [RYCKMANS 2022].	24
3.11	Vitre et cadre de fenêtre lourdement endommagés. [RYCKMANS 2022]	24
4.1	Schéma des volumes finis pour un maillage non structuré. [SOARES-FRAZAO 2024]	27
4.2	Caractéristiques autour de la discontinuité.	28
4.3	Zone étudiée.	29
4.4	Entrées des rivières et exutoire du domaine.	30
4.5	Débit dans la Vesdre après la confluence.	30
4.6	Exutoire du domaine à l'aval.	31
4.7	Maillage complet et uniforme.	32
4.8	Variation du coefficient de Manning	35
4.9	Maillage complet détaillé et zoom sur le maillage.	36
4.10	Maillage où les bâtiments ont été découpés et zoom sur le maillage.	37
4.11	Hauteurs d'eau de la simulation avec $n=0.01 \text{ s/m}^{1/3}$ le 15 juillet à 16h.	38
4.12	Hauteurs d'eau de la simulation avec $n=0.06 \text{ s/m}^{1/3}$ le 15 juillet à 16h.	38
4.13	Hauteurs d'eau de la simulation avec $n=0.1 \text{ s/m}^{1/3}$ le 15 juillet à 16h.	38
4.14	Hauteurs d'eau de la simulation avec n variable le 15 juillet à 16h.	38

4.15	Hauteurs d'eau fournies par le SPW [SERVICE PUBLIC DE WALLONIE 2022] (à une autre échelle).	38
4.16	Légende des hauteurs d'eau [m].	38
4.17	Talweg de la Vesdre.	39
4.18	Comparaison des résultats d'élévation de l'eau le long du talweg de la Vesdre. . . .	39
4.19	Emplacement des coupes transversales.	41
4.20	Coupes transversales de la Vesdre et de la Hoegne pour les simulations avec les différents coefficients de Manning.	41
4.21	Comparaison des étendues pour la simulation avec $n = 0.01$ et les données SPW. .	42
4.22	Comparaison des étendues pour la simulation avec $n = 0.06$ et les données SPW. .	42
4.23	Comparaison des étendues pour la simulation avec $n = 0.1$ et les données SPW. . .	42
4.24	Comparaison des étendues pour la simulation avec n variable et les données SPW. .	42
4.25	Hauteurs d'eau de la simulation avec le maillage détaillé le 15 juillet à 16h.	44
4.26	Hauteurs d'eau du maillage de référence le 15 juillet à 16h.	44
4.27	Hauteurs d'eau fournies par le SPW [SERVICE PUBLIC DE WALLONIE 2022].	44
4.28	Légende des hauteurs d'eau [m].	44
4.29	Comparaison des résultats de hauteur d'eau le long du talweg de la Vesdre pour le maillage détaillé.	45
4.30	Coupes transversales de la Vesdre et de la Hoegne pour le maillage détaillé.	45
4.31	Comparaison des étendues pour la simulation avec un maillage détaillé et les données SPW.	46
4.32	Hauteurs d'eau de la simulation avec le maillage découpé le 15 juillet à 16h.	47
4.33	Hauteurs d'eau du maillage de référence le 15 juillet à 16h.	47
4.34	Hauteurs d'eau fournies par le SPW [SERVICE PUBLIC DE WALLONIE 2022].	47
4.35	Légende des hauteurs d'eau [m].	47
4.36	Comparaison des étendues pour la simulation avec un maillage découpé et les données du SPW.	48
4.37	Nouvelle géométrie de l'exutoire du domaine.	49
4.38	Hauteurs d'eau pour le maillage découpé et un exutoire large.	49
4.39	Comparaison des étendues pour la simulation avec le maillage découpé et l'exutoire large et les données SPW.	50
4.40	Hauteurs d'eau pour le maillage découpé et un exutoire large.	51
4.41	Comparaison des étendues pour la simulation avec le coefficient de Manning à 20 sur les bâtiments et l'exutoire large et les données SPW.	51
4.42	Comparaison des résultats de hauteurs d'eau le long du talweg de la Vesdre pour les cas prenant en compte la présence des bâtiments.	52
4.43	Coupes transversales de la Vesdre et de la Hoegne pour les simulations prenant en compte les bâtiments.	53
5.1	Localisation des bâtiments.	57
5.2	Prise de vue du bâtiment 1 en octobre 2022 [RYCKMANS 2022] et localisation de l'étude des résultats de simulation.	57
5.3	Forces linéiques sur le bâtiment 1 sur base de la simulation 1.	58
5.4	Forces linéiques sur le bâtiment 1 sur base de la simulation 2.	59
5.5	Prise de vue du bâtiment 2 en octobre 2022 [RYCKMANS 2022] et localisation de l'étude des résultats de simulation.	60
5.6	Forces linéiques sur le bâtiment 2 sur base de la simulation 1.	60
5.7	Forces linéiques sur le bâtiment 2 sur base de la simulation 2.	61
5.8	Photo du bâtiment avant inondations [GOOGLE STREET VIEW 2020] et localisation de l'étude des résultats de simulation.	62
5.9	Forces linéiques sur le Bâtiment 3 sur base de la simulation 1.	62
5.10	Forces linéiques sur le bâtiment 3 sur base de la simulation 2.	63
5.11	Avant/Après du lot 4 [GEOPORTAIL DE WALLONIE 2024] et localisation de l'étude des résultats de simulation.	64
5.12	Forces linéiques sur le lot de bâtiments 4 sur base de la simulation 1, coupe perpendiculaire.	64

TABLE DES FIGURES

5.13	Forces linéiques sur le lot de bâtiments 4 sur base de la simulation 1, façade parallèle.	65
5.14	Forces linéiques sur le lot de bâtiments 4 sur base de la simulation 2, coupe perpendiculaire.	66
5.15	Forces linéiques sur le lot de bâtiments 4 sur base de la simulation 2, façade perpendiculaire.	67
B.1	Volume de référence.	76
B.2	Forces agissant sur le volume de contrôle.	77
B.3	Variation de la hauteur pour une section A.	78
C.1	Volume de contrôle. [SOARES-FRAZAO 2024]	80
D.1	Maillage détaillé avec exclusion des bâtiments	82

Liste des tableaux

2.1	Coefficients de traînée en fonction du rapport largeur/hauteur. [FEMA 2012] . . .	9
2.2	Classification australienne du vent et vitesse équivalente de l'eau [HAWKESBURY-NEPEAN FLOODPLAIN MANAGEMENT STEERING COMMITTEE 2006]	16
3.1	Débits et temps de retour des inondations de 2021 aux quatre stations du bassin de la Vesdre. [BARCELLONI-CORTE et al. 2022]	23
4.1	Coefficients de rugosité de Manning pour différents matériaux. [KANG et al. 2016]	33
4.2	Tableau des indices des zones inondées pour chaque simulation.	43
4.3	Tableau des indices des zones inondées pour le maillage détaillé.	46
4.4	Tableau des indices des zones inondées pour le maillage découpé.	48
5.1	Comparaison des valeurs de F1, F2, et du rapport F1/F2 pour les différents bâtiments.	68
A.1	Coefficient de profondeur (C_D) par zone de risque d'inondation et profondeur de l'eau.	75
A.2	Valeurs du coefficient de blocage (C_B).	75
A.3	Coefficient de structure (C_{Str}) en fonction du type de structure.	75

Chapitre 1

Introduction

Depuis 1980, la base de données Emergency Events Database (EM-DAT) a répertorié plus de 12 000 catastrophes naturelles et événements météorologiques extrêmes à travers le monde. Notamment, les deux tiers de ces événements se sont produits au XXI^e siècle. La figure 1.1 illustre l'évolution du nombre de ces événements par année, soulignant ainsi l'augmentation constante des phénomènes climatiques extrêmes. Parmi eux, les inondations représentent plus de 5 000 incidents, avec des années particulièrement marquantes comme 2005 et 2021. [STATISTA 2024]

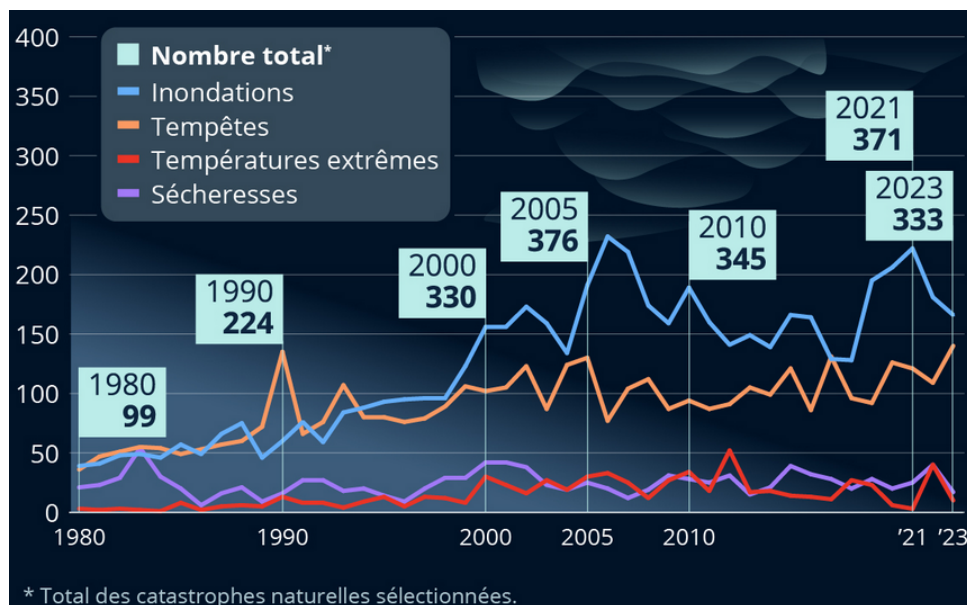


FIGURE 1.1 – Nombre mondial des catastrophes et événements météorologiques extrêmes depuis 1980. [STATISTA 2024]

En juillet 2021, la Belgique a été frappée par des inondations dévastatrices, marquant un tournant dans l'histoire des catastrophes naturelles du pays. Selon les rapports du GIEC, le réchauffement climatique contribue à l'augmentation de la fréquence et de l'intensité des précipitations, accentuant ainsi le risque d'inondations locales similaires à celles de 2021 [CALVIN et al. 2023]. Ces événements ont particulièrement touché l'Allemagne et la Belgique, notamment dans la ville de Pepinster, où les débordements des rivières Vesdre et Hoëgne ont causé des dégâts considérables.

Face à l'ampleur des dégâts, une réflexion a émergé : en Belgique, il n'existe aucune norme officielle qui régit la construction dans les zones inondables. Compte tenu de la probabilité croissante de tels événements, la société Buildwise a initié le projet FLOOD. L'objectif principal de ce projet est de développer un cadre normatif belge, fondé sur des recherches approfondies et des données

scientifiques solides. Ce cadre sera élaboré à travers trois grandes tâches, illustrées dans la Figure 1.2.

La première tâche, intitulée *Stratégie de rénovation*, vise à élaborer des stratégies spécifiques pour renforcer la résistance à l'eau des constructions en Belgique. La deuxième tâche, *Produits*, consiste en une série de tests sur des dispositifs de prévention des inondations, tels que des barrières anti-inondations et des produits de colmatage des fissures. Enfin, la troisième tâche, *Stabilité*, se concentre sur l'étude de la stabilité des bâtiments et l'évaluation des forces en jeu lors de crues [BUILDWISE 2024].

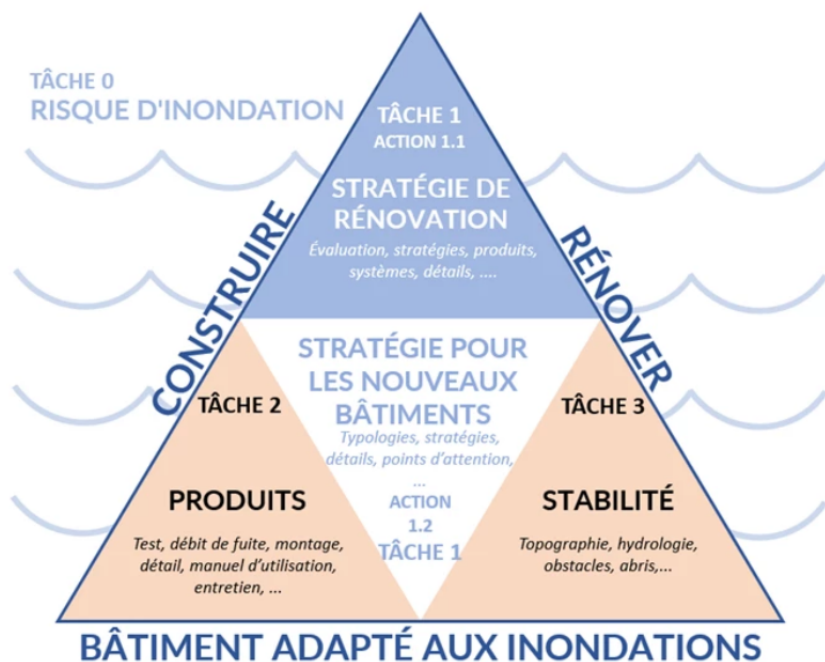


FIGURE 1.2 – Tâches du projet FLOOD [BUILDWISE 2024].

C'est dans le cadre de cette troisième tâche que s'inscrit ce mémoire. Pour évaluer la stabilité des constructions lors de tels événements, il est essentiel de les modéliser et de les reconstituer avec précision. Bien que plusieurs modèles existent déjà pour calculer les écoulements et leurs impacts, ce travail se concentre sur l'importance de produire un modèle qui reflète fidèlement la réalité de la zone étudiée. Divers paramètres sont déterminants pour générer des simulations aussi réalistes que possible, afin de mieux anticiper les événements futurs. Parmi ces paramètres, la modélisation du maillage occupe une place centrale : il doit être suffisamment raffiné pour produire des résultats qualitatifs tout en restant suffisamment simple pour que la simulation soit efficace et se déroule dans un délai raisonnable. Ensuite, l'attention se porte sur le coefficient de Manning, qui définit la rugosité du sol et influence la manière dont l'eau s'écoule sur une surface.

Ce mémoire s'articule autour de deux questions de recherche principales :

- Dans quelle mesure la simulation numérique peut-elle être utilisée pour anticiper les forces exercées sur les bâtiments lors d'événements de crues ?
- Quel est le degré de précision requis lors de la modélisation pour une simulation efficace ? Est-ce que la variation du coefficient de frottement est suffisante, ou est-il nécessaire d'adopter un maillage spécifique pour une représentation plus précise des bâtiments ?

Pour répondre à ces questions, la démarche suivante est adoptée :

Dans un premier temps, un état de la littérature est présenté afin de situer ce travail dans le contexte des recherches existantes. Cet état de l'art comprend une analyse des forces existantes

ainsi qu’une revue non exhaustive des études antérieures qui ont inspiré cette recherche.

Ensuite, le cas des inondations de Pepinster est étudié, avec une présentation de la ville et de son bassin versant.

Puis, les outils de modélisation et de simulation utilisés sont détaillés, ainsi que les paramètres employés.

Les résultats des simulations sont ensuite analysés pour répondre aux questions de recherche.

Enfin, une étude des forces exercées sur différents bâtiments de la ville est effectuée pour estimer les efforts à considérer sur les façades des constructions dans les zones inondables.

Le mémoire se conclut par un résumé des principaux résultats et des recommandations pour les travaux futurs.

Une partie du texte de ce mémoire a été reformulée à l’aide de l’outil de traitement du langage [OPENAI 2024].

Chapitre 2

État de l'art

Cet état de l'art examine une série de données sur les inondations. D'abord, les types d'inondation et leurs causes sont présentés. Ensuite, les forces en jeu sont analysées, avec une discussion sur diverses formules pertinentes, notamment en référence aux normes américaines et australiennes. Trois cas d'études inspirants sont ensuite explorés, avant de conclure par le développement de la norme belge relative aux forces du vent.

2.1 Types d'inondation

Il existe différents types d'inondation. La principale différenciation provient de leur origine comme le présente l'article [WEBBER et al. 2021]. Il existe les types d'inondation suivants :

- **Inondations pluviales** : Provoquées par des précipitations intenses qui dépassent la capacité d'absorption du sol, entraînant un ruissellement de surface et des inondations.
Exemple : Le 8 août 2022, des pluies torrentielles ont frappé Séoul, en Corée du Sud, provoquant une inondation exceptionnelle. En seulement quelques heures, plus de 170 mm de pluie ont submergé les rues, les maisons et les stations de métro de la ville [LE MONDE 2022].



FIGURE 2.1 – Inondation pluviale de Séoul en août 2022 [LE MONDE 2022].

- **Inondations fluviales** : Résultent du débordement des rivières, des ruisseaux ou des lacs en raison de fortes pluies, de la fonte des neiges ou de blocages des canaux de rivière.
Exemple : En juillet 2021 la Hoegne et la Vesdre sont sorties de leurs lits suite à d'importantes pluies. Beaucoup de villes ont été touchées, dont la ville de Pepinster [LE SOIR 2021] .



FIGURE 2.2 – Inondation fluviale de Pepinster en juillet 2021 [LE SOIR 2021].

- **Inondations côtières** : Surviennent lorsque le niveau de la mer s'élève en raison de tempêtes, d'ouragans ou de tsunamis, submergeant les zones côtières.

Exemple : Le 12 novembre 2019, une haute marée exceptionnelle a frappé Venise, en Italie. L'eau a atteint 187 cm, soit le niveau le plus élevé depuis 1966, provoquant des inondations généralisées dans la ville [LE VERT 2019].



FIGURE 2.3 – Inondation côtière de Venise en novembre 2019 [LE VERT 2019].

- **Inondations urbaines** : Se produisent dans les zones urbaines en raison de systèmes de drainage inadéquats, de surfaces imperméables et de fortes précipitations.

Exemple : Selon le London Flood Review, le système d'égouts victorien de la capitale est inadéquat aux conditions météorologiques extrêmes, comme ce qui a pu être constaté lors des inondations de 2021. [BBC NEWS 2022]



FIGURE 2.4 – Inondation suite à des fortes pluies et un système d'évacuation insuffisant à Londres en 2021 [BBC NEWS 2022].

- **Inondations éclair** : Sont soudaines et imprévisibles, souvent dans les régions montagneuses, causant des dommages rapides et sévères.

Exemple : Le 14 septembre 2022, une violente tempête orageuse a causé une inondation éclair à Nîmes, dans le département du Gard. En seulement deux heures, des pluies torrentielles de

plus de 80 mm ont inondé les rues, les parkings et les maisons de la ville.[MÉTÉO EXPRESS 2022]



FIGURE 2.5 – Inondation éclair de la ville de Nîmes en 2022 [MÉTÉO EXPRESS 2022].

- **Inondations dues à la rupture de barrages** : Résultent de la défaillance des barrages ou des digues, entraînant des inondations en aval.
Exemple : En Norvège en août 2023 des fortes pluies ont provoqué la crue subite du lac de Tignes. L'eau a d'abord débordé du barrage, puis le barrage s'est rompu, provoquant une inondation partielle en aval. [OBSERVATOIRE DE L'EUROPE 2023]



FIGURE 2.6 – Rupture du barrage de Tignes, 2023 [OBSERVATOIRE DE L'EUROPE 2023].

2.2 Rupture des bâtiments

Les constructions actuelles en Belgique se composent principalement de murs en briques ou de béton armé. Lors de périodes de crues, ces matériaux peuvent résister jusqu'à un certain point. Passé ce point, la rupture se produit, selon différents cas :

- fissuration de la maçonnerie ;
- déformation du mur ;
- effondrement d'une partie de mur ;
- déformation/rupture de l'ossature en bois ou de l'ossature métallique interne ;
- défaillance du mur extérieur (dans le cas de mur à double parois).

Ces ruptures sont essentiellement causées par les forces hydrostatiques, hydrodynamiques ainsi que les forces causées par les débris entraînés par la crue qui s'appliquent sur les façades des bâtiments. [HAWKESBURY-NEPEAN FLOODPLAIN MANAGEMENT STEERING COMMITTEE 2006]

2.3 Expression des forces dans les normes existantes

En Belgique, il n'existe pas de normes pour évaluer les forces causées par l'eau sur les bâtiments lors d'une inondation. Cependant, il existe des normes, notamment en Australie ou aux États-Unis, qu'il est intéressant d'étudier en vue d'une potentielle application en Belgique.

2.3.1 Les forces hydrostatiques

Les forces hydrostatiques sont les forces exercées sur une surface par l'eau au repos ; autrement dit, l'eau dont la vitesse est nulle. La pression exercée par l'eau est causée par son poids et augmente en fonction de la profondeur. Cette pression peut être divisée en deux charges principales ; les charges verticales et les charges latérales.

Charges verticales

Les charges verticales qui entrent en jeu se divisent en deux catégories.

La première est simplement la force exercée par le poids de l'eau sur les zones telles que les toits plats lorsqu'ils sont submergés. Cette force est simplement équivalente au poids de l'eau. $F = W$.

L'autre type de force qui entre en jeu est principalement liée à la flottabilité des matériaux et par conséquent, à la force de poussée d'Archimède. Cette force est intéressante lorsqu'il s'agit de concevoir les murs d'étanchéité et les fondations. Cette force peut se retrouver sous toutes les surfaces horizontales submergées comme sur la Figure 2.7. Elles s'expriment selon les normes de la Federal Emergency Management Agency [FEMA 2012] de la façon suivante :

$$F_{stat,h} = \gamma_w \cdot Vol [N]$$

Avec γ_w le poids spécifique de l'eau ($9810 [N/m^3]$ pour l'eau douce et $10055 [N/m^3]$ pour l'eau salée) et Vol le volume d'eau déplacé par l'objet en question.

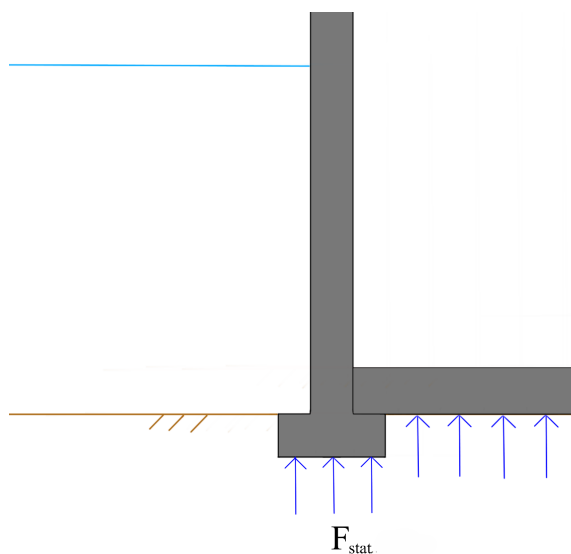


FIGURE 2.7 – Force hydrostatique verticale.

Charges latérales

Les charges hydrostatiques latérales sont celles qui nous intéressent le plus dans cette étude. Elles agissent dans une direction horizontale, contre des surfaces verticales ou inclinées, à la fois au-dessus et en dessous de la surface du sol. Ces charges ont tendance à provoquer un déplacement latéral et un renversement du bâtiment, de la structure ou des composants.

Les murs des bâtiments conçus selon les pratiques de construction typiques ne sont pas adaptés pour résister à ces charges. Ils comprennent des cadres minces, des fenêtres et des portes, qui

sont structurellement inefficaces pour résister aux charges latérales. Une fois que ces charges de pression dépassent la résistance des murs, elles peuvent les pousser vers l'intérieur. La force latérale hydrostatique par unité de longueur exercée par l'eau au repos, selon [FEMA 2012] ou le [HAWKESBURY-NEPEAN FLOODPLAIN MANAGEMENT STEERING COMMITTEE 2006] peut s'exprimer comme :

$$F_{stat} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 [N/m]. \quad (2.1)$$

Où γ_w est le poids spécifique de l'eau et H est la profondeur de conception de la protection contre les inondations, mesurée en mètres à partir du sol.

Cette force agit à une distance de $H/3$ mètres au-dessus du sol, comme illustrée à la Figure 2.8

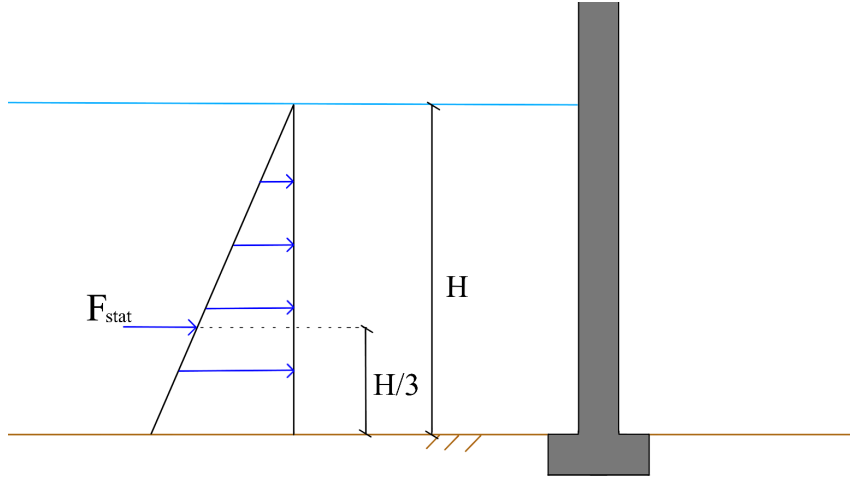


FIGURE 2.8 – Force hydrostatique latérale.

Charges à très faible vitesse

Selon certaines conventions telles que [FEMA 2012], lorsque l'écoulement est considéré suffisamment lent (inférieur à 3 [m/s]), les effets hydrodynamiques peuvent être convertis en une force hydrostatique équivalente en augmentant la profondeur de l'eau au-dessus du niveau des inondations d'une quantité dh . Cette variation dh se calcule de la sorte :

$$dh = \frac{C_d V^2}{2g} [m]. \quad (2.2)$$

Les facteurs de cette expression représentent, pour V la vitesse de l'écoulement [m/s], g l'accélération due à la gravité [m/s²] et le coefficient de traînée C_d [.]

Ce dernier est un nombre sans dimension qui mesure la résistance au mouvement d'un objet ou d'une surface à travers un fluide. Il quantifie la façon dont un objet ou une surface interagit avec le fluide environnant. Plus le coefficient est élevé, plus l'objet ou la surface rencontre une résistance importante lors de l'écoulement du fluide. Il est habituellement défini grâce à une formule prenant en compte la force. Dans le cadre de ce mémoire, étant donné que c'est justement la force qu'il faut déterminer, le coefficient de traînée sera évalué en fonction du rapport entre la largeur du bâtiment et la hauteur d'eau en se référant au Tableau 2.1.

Rapport largeur/hauteur (b/H)	Coefficient de traînée (Cd)
<12	1.25
13–20	1.3
21–32	1.4
33–40	1.5
41–80	1.75
81–120	1.8
>120	2.0

TABLE 2.1 – Coefficients de traînée en fonction du rapport largeur/hauteur. [FEMA 2012]

La force additionnelle peut alors être exprimée comme :

$$f_{dh} = \gamma_w(dh) H[N/m]. \quad (2.3)$$

Cette force agit à une hauteur de $H/2$ mètres au dessus du sol comme illustré à la Figure 2.9

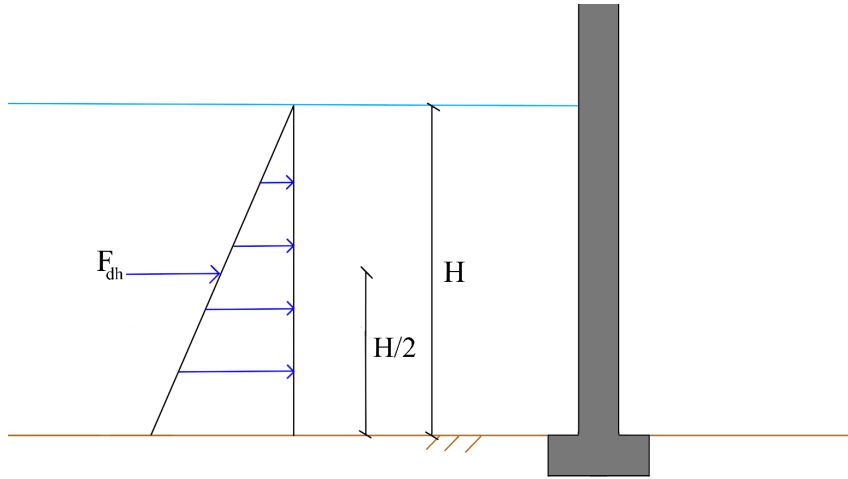


FIGURE 2.9 – Force hydrostatique équivalente.

2.3.2 Les forces hydrodynamiques

Lorsque les écoulements ont une vitesse supérieure à 3 [m/s], il faut alors considérer l'impact du mouvement de l'eau. Les normes américaines [FEMA 2012] et australiennes [HAWKESBURY-NEPEAN FLOODPLAIN MANAGEMENT STEERING COMMITTEE 2006] permettent également de déterminer alors une pression hydrodynamique selon :

$$p_{dyn} = C_d \rho_w \frac{V^2}{2} [Pa]. \quad (2.4)$$

Avec, à nouveau, le coefficient de traînée C_D [/], V pour la vitesse d'écoulement [m/s] et ρ_w pour représenter la masse volumique de l'eau, [kg/m³]. Ensuite, la force hydrodynamique peut être déduite grâce à la pression et la surface immergée A [m²]. Elle s'applique à une hauteur de $H/2$, comme la force hydrostatique équivalente présentée au point précédent.

$$F_{dyn} = p_{dyn} A = C_d \rho_w \frac{V^2}{2} A [N]. \quad (2.5)$$

La force hydrodynamique représente l'impact direct de l'eau en mouvement sur une surface. Les calculs de force hydrodynamique aident à évaluer les risques d'endommagement des bâtiments et des infrastructures situés en zone inondable [FEMA 2012] .

2.3.3 Les forces causées par les débris entraînés par la crue

Les forces dues aux débris sont assez difficiles à quantifier, cependant le [FEMA 2012] propose une approche pour les déterminer. Ces forces sont regroupées dans 4 catégories :

- sans impact ;
- impact normal ;
- impact spécifique ;
- impact extrême.

Impact normal

Les forces d'impact normal surviennent lors d'incidents isolés, généralement dus à des débris ou des objets flottants qui frappent la structure. Pour la conception, cela peut être représenté par une charge concentrée agissant horizontalement au niveau de l'inondation, ou à tout point en dessous. Cette charge est équivalente à la force d'impact générée par un objet standard se déplaçant à la vitesse de l'eau de crue, – comme une poubelle emportée par l'écoulement – agissant sur une surface de $10 [dm^2]$ de la zone submergée de la structure, perpendiculairement à l'écoulement. Pour quantifier cet impact, la formule suivante est développée :

$$F_i = WVC_D C_B C_{Str}. \quad (2.6)$$

W représente le poids et V est toujours la vitesse $[m/s]$. Les facteurs C_D , C_B , C_{Str} $[/]$ représentent respectivement le coefficient de profondeur, le coefficient de blocage et le coefficient structurel du bâtiment. Ces coefficients sont quantifiés dans les tableaux de l'Annexe A.

Impacts spécifique et extrême

Les forces d'impact spécifique concernent l'implication d'objets conséquents, – tels que des accumulations de débris flottants – tandis que les forces d'impact extrême concernent plutôt directement des morceaux de bâtiments et/ou de structures. Étant donné le caractère exceptionnel de ces forces, il est peu pratique de concevoir des bâtiments résidentiels capable d'y résister.

2.3.4 Formules existantes dans la littérature

Il existe diverses études, non reconnues comme des documents officiels qui proposent des formules pour évaluer les forces à prendre en compte dans le cas de mouvements massifs d'eau.

La première formule représente **une force maximale hydrostatique**, qui ne prend en compte que la hauteur d'eau maximale h_m . Elle s'exprime de la manière suivante :

$$F = 4.5\rho gh_m^2 [N/m]. \quad (2.7)$$

Dans cette équation, les paramètres sont :

- ρ : la masse volumique de l'eau $[kg/m^3]$,
- g : l'accélération due à la gravité $[m/s^2]$,
- h_m : la hauteur d'eau maximale $[m]$.

Cette formule est simplifiée et s'applique aux situations où la pression de l'eau sur une structure est due uniquement à la colonne d'eau au-dessus. [HARISH et al. 2021]

La deuxième formule additionne **les forces hydrostatique et hydrodynamique** :

$$F = F_{stat} + F_{dyn} = 0.5\rho gw (H^2 - (h_r H)^2) + \frac{1}{2}\rho C_D w h_b V^2 [N]. \quad (2.8)$$

Avec :

- w : la largeur du canal d'écoulement $[m]$,
- H : la hauteur d'eau à l'avant de la structure $[m]$,

- h_r : le ratio de hauteur d'eau à l'arrière et à l'avant de la structure [/],
- C_D : le coefficient de traînée [/],
- h_b : la hauteur de l'eau prise en compte pour la force dynamique [m],
- V : la vitesse de l'eau [m/s].

Le terme $h_b V^2$ est le flux de quantité de mouvement par unité de masse et de longueur, calculé comme suit :

$$h_b V^2 = \left(\frac{1 + h_r}{2} H \right) V^2 \text{ [m}^3/\text{s}^2\text{]}. \quad (2.9)$$

La partie hydrostatique de la formule, $0.5 \rho g w (H^2 - (h_r H)^2)$, considère la pression statique due à la différence de hauteur d'eau à l'avant et à l'arrière de la structure.

La partie hydrodynamique, $\frac{1}{2} \rho C_D w h_b V^2$, représente la force due au mouvement de l'eau. Cette force est liée à la vitesse de l'eau et au coefficient de traînée, qui dépend de la forme et de la rugosité de la structure.

Cette seconde formule est initialement utilisée dans le cas de tsunamis [SHAFIEI, MELVILLE et SHAMSELDIN 2016]. Cependant, les inondations, tout comme les tsunamis, peuvent générer des mouvements d'eau rapides et massifs. Les forces hydrodynamiques exercées par ces mouvements d'eau sur les structures pourraient donc être similaires à celles causées par les tsunamis. L'application de cette formule aux situations d'inondation permet d'obtenir une estimation plus réaliste des forces agissant sur les bâtiments, en tenant compte à la fois des effets statiques et dynamiques de l'eau en mouvement.

Enfin, la dernière formule provient du document [AURELI et al. 2014] et fait également intervenir les **forces hydrostatique et hydrodynamique** :

$$F = \frac{\rho g H^2}{2} \Delta y + \rho \frac{(VH)^2}{H} \Delta y. \quad (2.10)$$

Où interviennent les éléments suivants :

- H : la hauteur du fluide [m],
- V : La vitesse du fluide [m/s],
- Δy : Un petit élément de longueur dans la direction y [m].

Cette formule combine deux contributions différentes à la force F , liées à des aspects différents de la dynamique du fluide :

Le terme $\frac{\rho g H^2}{2} \Delta y$ représente la contribution liée à la pression hydrostatique.

Le second terme, $\rho \frac{(VH)^2}{H} \Delta y$ est lié à la dynamique du fluide. Il représente une contribution due à la vitesse du fluide. La présence de $(VH)^2$ exprime la relation avec l'énergie cinétique par unité de volume. En divisant par la hauteur du fluide h , cela permet d'ajuster cette quantité pour obtenir la force. Il est important de noter ici l'absence du coefficient de friction C_d rencontré jusqu'à présent.

Ces trois formules semblent différentes, mais une tendance peut être observée. En effet, les trois formules comprennent un terme exprimant la force hydrostatique. Les deux dernières quant à elles expriment en plus la force hydrodynamique de manière assez semblable, à un détail près, le coefficient de friction C_d . Si l'analyse est poussée encore plus loin, la formule adaptée devient exactement la même expression que la combinaison de la force hydrostatique et la force hydrodynamique exprimées dans les normes américaines. En effet, en ignorant les facteurs dépendant de la hauteur à l'arrière du bâtiment, dans le but de n'étudier la force que sur une façade, la même formulation est obtenue.

2.4 Exemples de cas d'étude existants

Après avoir établi le contexte ainsi que les facteurs qui entrent en jeu dans ce mémoire, il est désormais nécessaire de parcourir certaines études et expérimentations qui ont été menées dans le même domaine. Cette section met donc en lumière trois cas qui ont permis d'inspirer et de compléter les recherches sur les simulations de ce mémoire.

2.4.1 Cas 1 : Modélisation de la propagation des crues éclair en milieu urbain à l'aide d'un modèle numérique bidimensionnel

Le modèle bidimensionnel des eaux peu profondes utilisé dans l'étude [ABDERREZZAK, PAQUIER et MIGNOT 2009] permet de simuler la propagation des crues éclair en milieu urbain en fournissant un cadre numérique pour la dynamique du mouvement des eaux de crue en deux dimensions. En prenant en compte les équations d'écoulement des eaux peu profondes, ce modèle offre une représentation détaillée de la propagation des inondations dans les environnements urbains. Il intègre des données topographiques et les configurations des bâtiments pour simuler l'interaction des eaux de crue avec l'infrastructure urbaine, comme les bâtiments et les rues, ce qui est essentiel pour comprendre l'impact des crues soudaines en milieu urbain.

Le modèle de [ABDERREZZAK, PAQUIER et MIGNOT 2009] considère des facteurs tels que les coefficients de rugosité, la topographie et la présence d'obstacles comme les bâtiments, qui influencent la dynamique de l'écoulement pendant les inondations. Grâce aux simulations numériques, le modèle peut prédire les profondeurs d'écoulement, les vitesses et la célérité des ondes de crue, permettant ainsi de comprendre comment les eaux de crue se répandent et interagissent avec l'infrastructure urbaine.

Le maillage

Dans cette étude, différents facteurs sont examinés, notamment le maillage du modèle. Une étude de laboratoire sur l'influence d'un bâtiment lors d'un "dam break flow"¹ implique deux simulations : l'une sans la présence du bâtiment, et l'autre où le bâtiment est modélisé comme une zone imperméable. Les résultats montrent que la prise en compte du bâtiment comme une zone imperméable dans les simulations a des effets notables sur la propagation de l'inondation, particulièrement à proximité de l'obstacle.

Les observations montrent que les vitesses de l'écoulement sont réduites près du bâtiment et que des schémas d'écoulement plus complexes, y compris des sauts hydrauliques, se forment en raison de la réflexion du front d'onde contre le bâtiment et les parois latérales du canal. Cette interaction entre les eaux de crue et le bâtiment modifie la dynamique de l'écoulement, entraînant des variations dans les vitesses et les schémas d'écoulement par rapport aux simulations sans le bâtiment.

Une expérience a été menée en laboratoire et a permis d'obtenir des résultats plus précis pour capturer la dynamique de l'écoulement et les schémas de propagation des inondations par rapport aux simulations ne tenant pas compte du bâtiment. Lorsqu'il est inclus en tant que zone imperméable dans les simulations numériques, il y a généralement une concordance satisfaisante entre les prédictions du modèle et les mesures de l'expérience. Bien que certaines divergences dans la magnitude des vitesses ont été notées près du bâtiment et des parois latérales, probablement en raison de pertes de charge locales supplémentaires causées par la réflexion de la vague. La simulation prenant en compte le bâtiment donne donc de bien meilleurs résultats. En conclusion, l'incorporation du bâtiment dans le maillage améliore la capacité du modèle à simuler les interactions complexes entre les eaux de crue et les structures urbaines, conduisant à des prédictions plus précises de la dynamique des écoulements pendant les événements d'inondation.

1. Le "dam break flow" fait référence à l'écoulement d'eau résultant de la rupture d'un barrage.

Le coefficient de Strickler

Le coefficient de Strickler est un paramètre utilisé en ingénierie hydraulique pour caractériser la résistance au débit dans les canaux ouverts. Cette étude examine l'impact des variations du coefficient de Strickler au sein du maillage sur une simulation d'inondation dans la ville de Nîmes. La simulation de référence utilise un coefficient uniforme de $20 [m^{1/3}s^{-1}]$ sur tout le domaine. Les variations étudiées incluent un coefficient de $10 [m^{1/3}s^{-1}]$ et un coefficient de $40 [m^{1/3}s^{-1}]$ dans le centre-ville.

Les résultats montrent que la modification du coefficient de Strickler n'affecte pas significativement la profondeur d'écoulement dans la zone nord. Cependant, des effets plus marqués sont observés dans le centre-ville et les rues avoisinantes.

Dans la première simulation, une augmentation significative de la profondeur d'écoulement est observée dans certaines rues de la zone centrale, tandis qu'elle diminue dans la zone sud-est et en amont de la zone centrale. À l'inverse, la deuxième simulation montre une tendance opposée. La modification du coefficient de Strickler influence également les structures d'écoulement dans la plupart des rues de la zone centrale, changeant le régime d'écoulement de supercritique à subcritique² ou inversement dans certaines rues et intersections, ce qui explique les variations locales de profondeur d'écoulement observées. Cependant, la distribution du débit à travers les rues en aval change peu.

Cependant, la simulation de référence donne de meilleurs résultats en termes de précision et de fiabilité des prévisions de profondeur d'inondation par rapport aux simulations avec différentes valeurs du coefficient de Strickler. La simulation de référence a des valeurs d'erreur relative moyenne et d'erreur quadratique moyenne plus faibles, indiquant un accord plus étroit entre les profondeurs d'écoulement prédites et les marques d'inondation réelles. Les résultats suggèrent que cette simulation avec un coefficient de Strickler de $20 [m^{1/3}s^{-1}]$ dans la zone centrale a été plus efficace pour capturer la dynamique et les modèles d'écoulement dans la zone urbaine pendant l'événement d'inondation.

2.4.2 Cas 2 : Influence de la complexité d'un modèle sur l'évaluation des risques d'inondation

L'étude menée dans l'article de [COSTABILE et al. 2020] met en avant l'influence de la complexité d'un modèle lors des simulations des inondations de 1996 à Crotone en Italie. Quatre simulations sont étudiées. Chacune de ces simulations a été lancée avec les mêmes valeurs de rugosité et conditions aux limites. L'étude se concentre sur la variation du modèle ainsi que la variation du maillage.

Les modèles utilisés sont les suivants :

- Le modèle **Zero Inertia** (ZI) suppose que les vitesses d'écoulement sont négligeables par rapport à la résistance frictionnelle, permettant de simplifier les équations en négligeant les termes inertiels. Cette simplification le rend efficace pour simuler les inondations urbaines en modélisant l'écoulement comme un processus diffusif. Utilisé dans de nombreuses études de cartographie des inondations et d'évaluation des risques, le modèle ZI fournit des informations sur l'étendue des inondations, les hauteurs d'eau et les vitesses d'écoulement.
- Le modèle des **Shallow Water Equation** (SWE) est basé sur les équations de l'eau peu profonde, des équations différentielles partielles hyperboliques décrivant la conservation de la masse et de la quantité de mouvement dans un écoulement bidimensionnel. Contrairement au modèle à inertie nulle, il inclut les termes inertiels, permettant de simuler la propagation des vagues et les effets de l'inertie sur la dynamique des inondations. Il utilise souvent un schéma de capture de chocs pour représenter avec précision les discontinuités du champ

2. Le régime d'écoulement est déterminé par le nombre de Froude (Fr). Un écoulement supercritique ($Fr > 1$) est rapide et peu profond, tandis qu'un écoulement subcritique ($Fr < 1$) est lent et plus profond. Le passage de l'un à l'autre peut influencer la profondeur et le comportement de l'écoulement.

d'écoulement. Grâce à ces termes inertiels, le modèle SWE offre des simulations plus réalistes des événements d'inondation.

- Le modèle **Porous Media** (PM) est un type de modèle d'inondation qui utilise des coefficients de porosité pour représenter la présence d'obstacles tels que les bâtiments en zones urbaines. Ces coefficients modifient la résistance et le comportement de l'écoulement autour des structures urbaines. À l'instar du modèle SWE, le PM utilise souvent un schéma de capture de chocs pour saisir avec précision les discontinuités d'écoulement et résoudre les schémas complexes induits par les obstacles. En intégrant ces coefficients de porosité, le modèle simule indirectement les bâtiments, influençant la résistance à l'écoulement et les schémas locaux, ce qui permet de représenter les interactions de l'écoulement avec l'infrastructure urbaine.

En simulation, le maillage se réfère à la division de l'espace de simulation en mailles ou éléments plus petits, appelés cellules, permettant de représenter et d'analyser des phénomènes complexes de manière détaillée. Chaque cellule du maillage contient des informations spécifiques sur la région qu'elle représente, telles que les propriétés physiques ou les conditions aux limites.

Ainsi, le premier maillage comporte 58 000 cellules dont l'aire est variable. Les zones les plus détaillées sont les quartiers urbanisés ainsi que les canaux des deux rivières. Cette grille a été utilisée avec deux modèles, le SWE et le modèle ZI.

Le deuxième maillage, composé de 20 000 cellules également de taille adaptée en fonction de la zone, a été utilisé dans le but de comparer le modèle SWE et le modèle de *Porous Media* (PM).

Le dernier maillage, avec seulement 13 000 cellules, toujours de taille variable, a été utilisé uniquement pour évaluer la performance du modèle PM et évaluer les impacts de cette simplification.

Les conclusions tirées des résultats sont les suivantes. En premier lieu il n'existe pas de "modèle parfait" pour l'évaluation des risques d'inondation. Les modèles doivent être aussi simples que possible tout en répondant aux objectifs de manière précise et réaliste. Cependant, quand les résultats sont observés dans leur ensemble, le modèle SWE est celui qui reproduit au mieux la réalité. Le modèle PM quant à lui reproduit correctement les événements uniquement dans une seule des zones.

2.4.3 Cas 3 : Identification des problèmes de modélisation par l'utilisation d'une base de données ouverte sur les inondations dans le monde réel

L'étude de [BELLOS et al. 2022] est menée dans la ville de Mandra en Grèce, suite à une tempête majeure survenue dans la nuit du 14 au 15 novembre 2017.

La recherche a deux objectifs principaux : d'une part, développer une stratégie de calibration des paramètres pour réduire la charge de calcul, et d'autre part, examiner la possibilité de transférer ces paramètres calibrés entre différents logiciels pour déterminer s'ils sont universels ou spécifiques à un logiciel donné. Cette étude compare la performance des outils de simulation hydrodynamique suivants ; HEC-RAS [U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS 2024] et de MIKE FLOOD [DHI GROUP 2024]. Ces deux logiciels résolvent les équations de Saint-Venant en 2D avec la méthode des volumes finis. Ce modèle est utilisé car les équations de Saint-Venant en 2D sont capables de décrire avec précision les mouvements de l'eau en tenant compte des variations de profondeur et de vitesse. Elles sont donc idéales pour modéliser des phénomènes complexes tels que les inondations, les crues et les écoulements en milieu urbain.

La simulation avec HEC-RAS prend 2 heures, tandis que MIKE-FLOOD prend 4 heures. Bien que les deux logiciels sont lancés avec les mêmes données d'entrée, paramètres et conditions aux limites, ils diffèrent dans leur représentation des bâtiments : HEC-RAS les modélise par des augmentations locales de la rugosité, tandis que MIKE-FLOOD utilise une condition spécifique selon laquelle l'eau ne peut que contourner les bâtiments.

Après les simulations, des études de fiabilité sont menées. Plusieurs paramètres sont étudiés, différents coefficients de Manning³ ; pour les routes, les zones urbaines à faible et forte rugosité ; l'intervalle de confiance de la bande d'incertitude de l'hydrogramme amont, et la pente d'énergie spécifique en aval. Les observations montrent que l'intervalle de confiance de la bande d'incertitude de l'hydrogramme en amont et le coefficient de Manning des routes sont les paramètres qui influencent le plus les résultats. Sur cette base, les valeurs idéales pour ces paramètres sont identifiées grâce à HEC-RAS, ce qui permet d'adapter ensuite le modèle MIKE-FLOOD de manière plus adéquate.

Une analyse comparative est réalisée entre les résultats obtenus à partir du modèle HEC-RAS calibré et du modèle MIKE-FLOOD amélioré. Les deux modèles ont échoué à reproduire efficacement les inondations à certains endroits de la ville, avec des différences entre les hauteurs d'eau maximales observées et les hauteurs simulées. Des résidus sont observés entre les résultats des deux modèles, montrant une surestimation systématique des profondeurs d'inondation par MIKE-FLOOD par rapport à HEC-RAS dans certaines parties de la zone de calcul.

En conclusion, la procédure de calibration en deux phases – la recherche des paramètres optimaux via HEC-RAS suivie de la simulation avec ces paramètres dans MIKE-FLOOD — semble efficace pour réduire la demande en calculs du simulateur. Cependant, le concept de modélisation informée a ses limites, en raison de différences dans la représentation des bâtiments, des conditions aux limites en aval et de la structure du maillage. Ensuite, il semble que le choix du coefficient de Manning soit le facteur plus influent sur les résultats. Enfin, la surestimation systématique de MIKE-FLOOD par rapport aux données observées ne signifie pas qu'un logiciel est meilleur que l'autre, mais plutôt que chaque logiciel a ses propres dynamiques et que la transférabilité des valeurs des paramètres doit être effectuée avec attention.

2.5 Conclusion

Les études de cas examinées dans ce chapitre mettent en évidence l'influence significative de divers facteurs sur la précision et la fiabilité des simulations d'inondations.

Bien qu'il n'y ait pas de modèle fidèle à la réalité en tout point, il est possible de modifier certains facteurs pour avoir de plus ou moins grandes conséquences au niveau des résultats. Le premier cas démontre l'importance de prendre en compte les structures urbaines dans les simulations d'inondations. L'intégration des bâtiments comme zones imperméables améliore la précision des prédictions des vitesses et des schémas d'écoulement. En outre, la variation du coefficient de Strickler montre que, bien que des modifications locales soient observées, une valeur uniforme de ce coefficient offre des résultats optimaux pour la simulation globale des inondations urbaines.

Le deuxième cas, basé sur une analyse des différentes configurations de maillage et de modèles révèle que le modèle Shallow Water Equations reproduit le mieux la réalité des événements d'inondation. Cependant la complexité du modèle doit être adaptée aux objectifs spécifiques. La simplification excessive peut nuire à la précision, tandis qu'une complexité accrue ne garantit pas nécessairement de meilleures prédictions.

Le dernier cas, quant à lui, rappelle que le choix du coefficient de Manning est primordial pour représenter au mieux une inondation. L'approche en deux phases démontre une efficacité pour réduire les besoins en calcul. Cependant, des différences systématiques entre les modèles soulignent les limites de la transférabilité des paramètres et la nécessité de comprendre les dynamiques spécifiques de chaque logiciel.

En conclusion, les études de cas montrent que la précision des simulations d'inondation dépend

3. Le coefficient de Manning est un paramètre empirique utilisé pour estimer la rugosité d'une surface et ainsi la résistance à l'écoulement de l'eau dans les cours d'eau, les canaux et les routes. Il varie en fonction du type de surface et de l'état de la surface.

fortement de la prise en compte des caractéristiques locales, de la complexité du modèle, et de la calibration rigoureuse des paramètres. Le raffinement du maillage et la variation du coefficient de rugosité sont des facteurs clés qui influencent la dynamique des écoulements et la précision des prédictions. La combinaison de différentes approches et la validation par des données réelles restent essentielles pour améliorer la fiabilité des modèles de simulation d'inondations.

2.6 Analogie avec le vent

Divers documents, dont [HAWKESBURY-NEPEAN FLOODPLAIN MANAGEMENT STEERING COMMITTEE 2006], soulignent que les forces exercées par l'eau lors des inondations présentent des similitudes notables avec celles générées par le vent. Cette section se consacre en premier à une classification australienne des vitesses d'écoulement en relation avec la vitesse du vent. Les normes belges relatives aux forces du vent sont par la suite présentées.

2.6.1 Norme australienne

Le document [HAWKESBURY-NEPEAN FLOODPLAIN MANAGEMENT STEERING COMMITTEE 2006] cite la norme australienne AS 4055, qui classe les forces du vent en catégories, allant de N1 à N6 pour les régions non cycloniques et de C1 à C4 pour les régions cycloniques. Les forces induites par l'eau en mouvement, comme celles rencontrées dans les zones inondables, sont semblables aux classes de vent non cycloniques, ce sont donc les classes N1 à N6 qui sont utilisées.

La norme AS 4055 a été adoptée pour permettre la conception de maisons capables de résister aux forces dynamiques générées par l'eau en mouvement en les comparant aux forces générées par un vent équivalent. Il se trouve que le vent et l'eau exercent des forces similaires sur les murs d'une maison, ce qui permet d'utiliser les méthodes de conception déjà en place pour les charges de vent pour répondre aux exigences de résistance aux inondations.

Dans le Tableau 2.2 sont présentés les différentes classes de vent, ainsi que les équivalences de forces entre les vitesses du vent et d'écoulement de l'eau.

Classification des vents (AS 4055)	Vitesse maximale du vent [m/s]	Vitesse équivalente de l'eau [m/s]
N1	34	0.8
N2	40	1.0
N3	50	1.2
N4	61	1.5
N5	74	1.8
N6	86	2.1

TABLE 2.2 – Classification australienne du vent et vitesse équivalente de l'eau [HAWKESBURY-NEPEAN FLOODPLAIN MANAGEMENT STEERING COMMITTEE 2006]

Cependant, cette approche a tout de même une limite non négligeable. La classification australienne des vents se termine à la catégorie N6, qui correspond à une vitesse équivalente d'écoulement de l'eau de seulement 2,1 [m/s]. Or, comme mentionné précédemment, les forces hydrodynamiques deviennent significatives au-delà de 3 [m/s].

2.6.2 Norme belge

De la même façon, il peut être pertinent de se pencher sur les normes belges qui concernent le vent. Dans l'Eurocode [COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION 2005] il n'existe pas de classement semblable à celui présenté précédemment. Il est toutefois intéressant de reprendre les formules présentées précédemment et d'étudier les similitudes présentées dans cet Eurocode.

La force du vent sur un bâtiment est calculée suivant les étapes ci-dessous.

Vitesses de référence

L'évaluation des actions du vent se base sur le calcul de deux vitesses différentes. La première est la vitesse de référence v_b , cette vitesse est le produit de trois termes ; $v_{b,0}$ [m/s], la vitesse de base, qui est la vitesse moyenne du vent sur 10 minutes caractéristiques, c_{saison} [/], qui est un facteur qui permet de prendre en compte la période de l'année et c_{dir} [/], qui prend en compte la direction du vent. Ainsi la vitesse est exprimée selon la formulation suivante :

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_{saison} \cdot c_{dir} [m/s]. \quad (2.11)$$

Sur cette base, la vitesse moyenne du vent est calculée. Celle-ci prend en compte de l'orographie grâce au coefficient $c_o(z)$ [/] et de la rugosité du terrain avec le coefficient $c_r(z)$ [/], ce coefficient dépend de la rugosité du terrain avant la construction et z , la hauteur au dessus du niveau du sol. La vitesse moyenne s'exprime de la façon suivante :

$$v_m = v_b \cdot c_o(z) \cdot c_r(z) [m/s]. \quad (2.12)$$

Turbulence du vent

Entre ensuite en jeu la turbulence du vent, qui caractérise l'intensité des fluctuations de vitesses. Elle est couplée avec la vitesse moyenne du vent pour permettre d'obtenir la pression dynamique du vent. L'intensité de cette turbulence se calcule au moyen d'un écart type.

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l [m/s]. \quad (2.13)$$

Dans cette expression se retrouvent k_r , qui est le facteur de terrain, et qui dépend de différents termes liées à la rugosité, et k_l qui est le coefficient de turbulence. L'intensité de turbulence est alors déterminée comme suit :

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \text{ pour } z_{min} \leq z \leq 200[m], \quad (2.14)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \text{ pour } z \leq z_{min}. \quad (2.15)$$

Pressions

Il est désormais possible de calculer la pression dynamique de pointe du vent. La formule est la suivante :

$$q_p(z) = (1 + 7I_v(z)) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho v_m^2 = c_e(z) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho v_m^2 = c_e(z) \cdot q_b [Pa]. \quad (2.16)$$

Le coefficient d'exposition c_e permet de prendre en compte l'effet de la topographie, de la hauteur du bâtiment et de la catégorie de terrain et q_b est la pression dynamique de référence.

Il convient ensuite de calculer la pression aérodynamique, qui dépend des coefficients de pressions c_p [m] et les hauteurs de référence z . Les pressions aérodynamiques respectivement relatives aux surfaces extérieures et intérieures se déterminent sous la forme :

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}, \quad (2.17)$$

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}. \quad (2.18)$$

Forces

Enfin, les forces agissant sur les structures peuvent être évaluées. Il y a deux méthodes pour cela, la première est basée sur les coefficient de forces (F_w) et la seconde sur les pressions de surfaces.

Dans ces deux expressions de force interviennent les termes $c_s c_d$ qui est le coefficient structurel, c_f le coefficient de force et A_{ref} l'aire de référence de la structure. Le coefficient de frottement c_{fr} et l'aire de la surface extérieure parallèle au vent A_{fr} sont également considérés dans la force de frottement.

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} [N], \quad (2.19)$$

$$F_w = F_{w,e} + F_{w,i} + F_{fr} = c_s c_d \sum_{Surfaces} w_e \cdot A_{ref} + \sum_{Surfaces} w_i \cdot A_{ref} + c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} [N]. \quad (2.20)$$

Similitudes

Il y a des similitudes entre la norme des actions du vent et les formules traduisant les forces exercées par un écoulement sur les bâtiments.

Les analogies identifiables sont les suivantes :

- **Similitudes dans les Pressions Dynamiques :**

Les pressions dynamiques dues au vent et à l'eau présentent des similitudes notables, comme le montrent les formules 2.4 et 2.16. Dans les deux cas, la pression dynamique est calculée en fonction de la masse volumique du fluide et du carré de la vitesse. De plus, chaque formule incorpore un facteur ajustable qui dépend des caractéristiques spécifiques de l'environnement. Pour le vent, ce facteur est lié à la topographie et aux conditions de l'environnement, tandis que pour l'eau, il peut être influencé par des éléments comme la profondeur de l'eau et la géométrie des surfaces. Ces similitudes indiquent que les principes de base pour la détermination des pressions dynamiques sont fondamentalement comparables, même si les détails contextuels varient.

- **Comparaison des Forces Hydrodynamiques et Dynamiques du Vent :**

Lorsque la force hydrodynamique de l'eau, exprimée dans la formule 2.5 est comparée avec la force dynamique du vent, comme décrite dans l'équation 2.19, la structure est similaire. Les deux forces sont obtenues en multipliant la pression dynamique par la surface touchée. Cependant, une différence réside dans le fait que pour le vent, la force calculée est également multipliée par un coefficient structurel. Ce coefficient tient compte des caractéristiques spécifiques de la structure et de son interaction avec le vent, ce qui n'est pas toujours le cas pour les forces hydrodynamiques de l'eau. Ainsi, bien que les concepts sous-jacents soient similaires, les applications pratiques incluent des ajustements supplémentaires pour tenir compte des facteurs spécifiques aux structures pour le vent.

- **Importance des Facteurs Environnementaux et de Calibration :**

La force du vent est influencée par une multitude de facteurs environnementaux, tels que la topographie, la rugosité du terrain, et les caractéristiques spécifiques de la structure. De manière similaire, les expériences et les études présentées dans la section 2.4 démontrent l'importance de la calibration précise des facteurs comme le coefficient de Manning pour l'eau, ainsi que l'impact de la modélisation correcte de la topographie sur les résultats des simulations. Il est donc judicieux d'intégrer ces considérations environnementales et les processus de calibration dans les normes régissant les forces hydrodynamiques de l'eau. Une telle approche peut garantir que les normes reflètent fidèlement les conditions réelles et les interactions complexes entre les fluides et les structures.

3.1.1 Urbanisation de la zone

En regardant un peu plus en détail l'urbanisation de cette région, il est possible d'identifier différentes caractéristiques qui rendent aujourd'hui le bassin de la Vesdre vulnérable aux inondations.

Avant 1950, l'urbanisation en fond de vallée a grandement exposé la région au risque d'inondation. Malgré la construction de barrages comme ceux de la Gileppe et d'Eupen (voir Figure 3.2), ces infrastructures ont contribué à un équilibre précaire. Le développement des infrastructures de protection a, en fait, favorisé une urbanisation accrue, augmentant ainsi le nombre de bâtiments exposés aux risques d'inondation en cas de fortes précipitations.

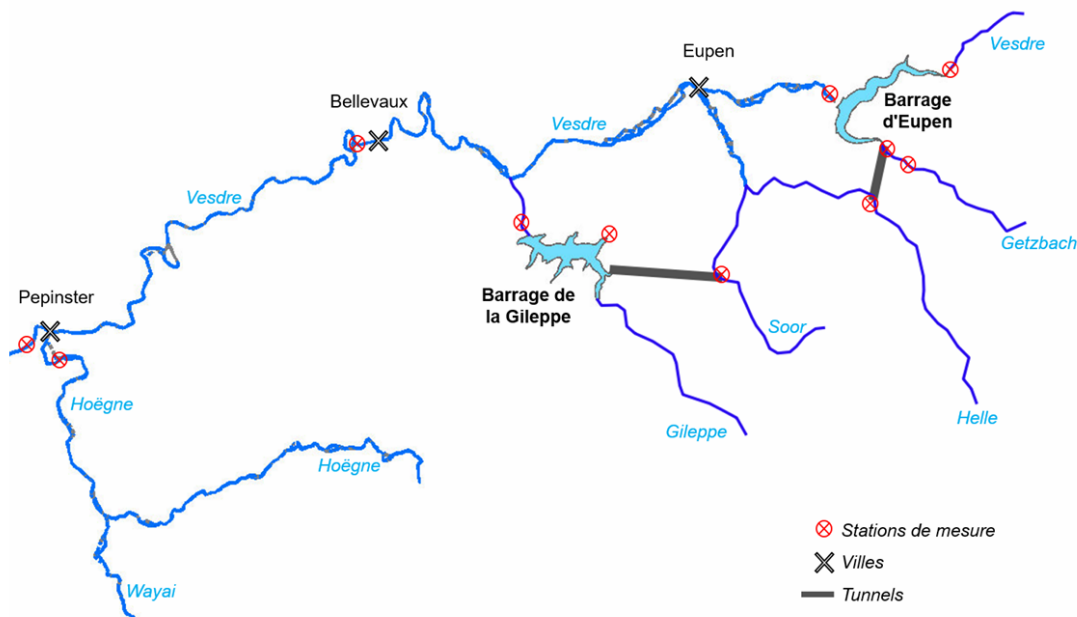


FIGURE 3.2 – Situation des barrages de la Gileppe et d'Eupen dans le bassin versant de la Vesdre. [BARCELLONI-CORTE et al. 2022]

Après 1950, l'urbanisation s'est orientée vers les plateaux, ce qui a légèrement réduit l'exposition au risque dans les fonds de vallée. Toutefois, malgré l'absence d'inondations majeures depuis 1956, certains quartiers comme Chénée et Chaudfontaine continuent de subir des inondations régulières.

Depuis 2006, la construction de nouveaux bâtiments en zones à risque a diminué, en partie grâce à la mise en place d'une carte d'aléa par le gouvernement wallon, qui identifie graphiquement les zones susceptibles d'être inondées [BARCELLONI-CORTE et al. 2022].

Urbanisation de Pepinster

En se concentrant davantage sur la ville de Pepinster, une urbanisation très présente et une forte exploitation agricole des zones rurales apparaissent. La pression due à ces activités humaines modifie les sols, rendant la zone plus vulnérable à l'érosion et aux coulées boueuses lors des crues. La Figure 3.3 montre qu'au fil des années, la présence humaine a affecté les tracés des cours d'eau.

Le tracé noir sur cette Figure représente la première période (1777-1880), caractérisée par des maisons éparées le long des cours d'eau de la Vesdre et de la Hoëgne, regroupées en noyaux principalement au niveau des affluents.

Ensuite, le tracé gris correspond à la deuxième période (1880-1964), marquée par un renforcement des infrastructures dans le fond de vallée, notamment la création de la nationale et du chemin

de fer. Cette période voit une réduction significative de l'ampleur du lit majeur des rivières et des modifications du lit mineur.

Enfin, les ajouts en rouge caractérisent une urbanisation intensive depuis 1964 le long de la Vesdre et de la Hoëgne. La création de maisons mitoyennes le long de la nationale près de la Vesdre, avec une densification progressive vers le nord. Des industries sont installées entre la Vesdre et la nationale, entraînant un rétrécissement du lit majeur. La Hoëgne voit également une densification de l'habitat le long de ses méandres, avec l'urbanisation des méandres, la création d'industries et de nouveaux lotissements.

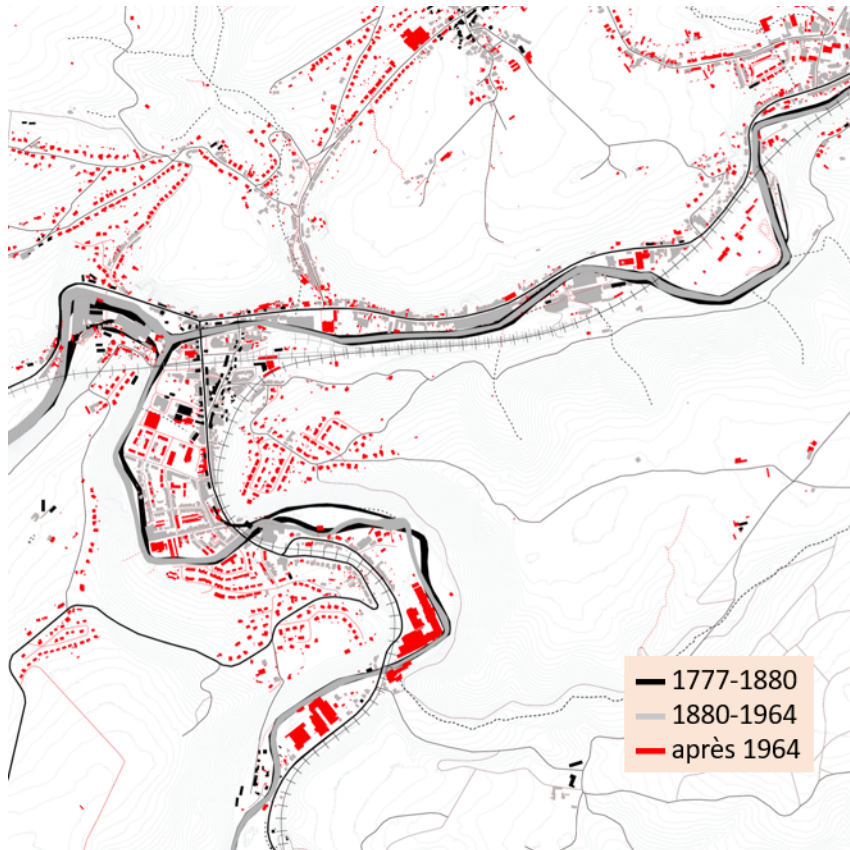


FIGURE 3.3 – Évolution des zones urbanisées et du tracé des cours d'eau principaux au cours de 3 époques successives. [BARCELLONI-CORTE et al. 2022]

Les conséquences de tous ces aménagements ne sont pas moindres. L'installation de logements dans des zones à haut risque d'inondation est exacerbée par la canalisation et la couverture progressive des affluents à proximité des zones urbanisées. Cette transformation entraîne une diminution de la superficie du lit majeur, avec la disparition d'une grande partie du réseau de biefs, accroissant ainsi la vulnérabilité des zones résidentielles adjacentes aux cours d'eau. De plus, des travaux de régulation des berges sont mis en œuvre, comprenant la rectification ou la réduction du lit mineur à certains endroits, ce qui contribue à une réduction supplémentaire et significative du lit majeur [BARCELLONI-CORTE et al. 2022]. Les modifications que la Hoëgne et la Vesdre ont subies aux abords et dans la ville de Pepinster se retrouvent de manière plus détaillées à la Figure 3.4.

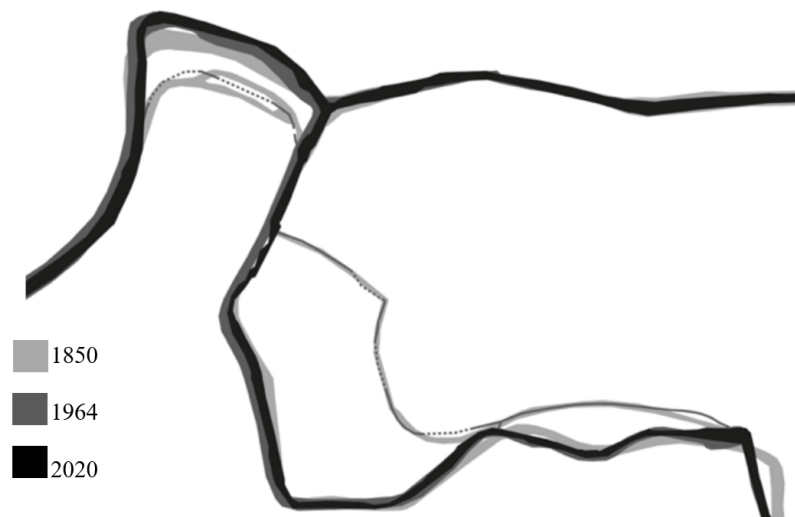


FIGURE 3.4 – Évolution du lit de la Hoegne et de la Vesdre dans la ville de Pepinster entre 1850 et 2021. [BARCELLONI-CORTE et al. 2022]

3.2 Inondations de 2021

En juillet 2021, une goutte froide, une poche d'air très froid, se trouve bloquée au dessus de l'Allemagne et cause d'importantes pluies sur l'Allemagne, la Belgique, la France et le Luxembourg. En l'espace de seulement 3 jours, il tombe jusqu'à 300 mm d'eau dans la province de Liège comme l'illustre la Figure 3.5.

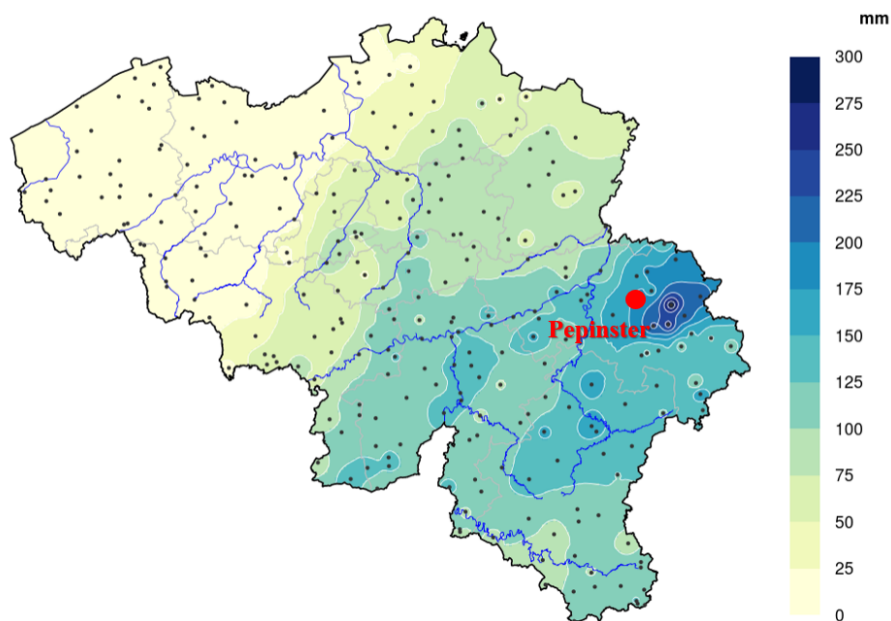


FIGURE 3.5 – Cumul pluviométrique sur 3 jours entre le 13 et le 16 juillet 2021 au niveau de la Belgique [MÉTÉO BELGIQUE 2021].

En effet, selon [BARCELLONI-CORTE et al. 2022], les débits observés pendant cet événement sont de nature exceptionnelle de par la période de retour qui est estimée entre 270 et 465 ans. Cela signifie que selon les statistiques qu'un tel événement ne devrait pas se reproduire avant 270 ans dans le bassin de la Vesdre. Le Tableau 3.1 reprend les temps de retour des 4 stations du bassin de la Vesdre.

	Theux	Verviers	Chaufontaine	Eupen
Q (juillet 2021) [m^3/s]	265	440	676	331
T [années]	(300-)400	375	270	465

TABLE 3.1 – Débits et temps de retour des inondations de 2021 aux quatre stations du bassin de la Vesdre. [BARCELLONI-CORTE et al. 2022]

3.3 Chronologie des faits à Pepinster

En après-midi du 14 juillet, des pluies torrentielles se sont abattues sur la région, provoquant une rapide montée des rivières Hoëgne et Vesdre. La situation a rapidement dégénéré lorsque les inondations ont frappé la ville de Pepinster en soirée. Les eaux ont submergé les rues, pénétrant dans les maisons et les commerces, forçant certains résidents à chercher refuge sur les toits. Les secours, débordés, ont mené des opérations de sauvetage tout au long de la nuit, faisant face à une situation critique.

Au matin du 15 juillet, la véritable étendue des dégâts est apparue. De nombreuses habitations ont été détruites ou gravement endommagées, tandis que des infrastructures essentielles comme les routes et les ponts ont également été sévèrement touchées. Dans l’après-midi, des renforts venus de toutes parts du pays sont arrivés pour prêter main-forte aux sinistrés, marquant le début d’une mobilisation nationale. La soirée a apporté un bilan tragique avec plusieurs pertes humaines à déplorer à Pepinster. [CONTRIBUTEURS DE WIKIPÉDIA 2021]

Les jours qui ont suivi ont été consacrés au nettoyage et au déblaiement des débris qui jonchaient la ville. La solidarité entre les habitants a perduré, renforcée par la mise en place d’aides d’urgence visant à soulager les sinistrés dans cette période de crise. En parallèle, la lente et difficile reconstruction de Pepinster a commencé, un processus complexe et étendu qui prendra plusieurs années pour redonner à la ville son état d’avant la catastrophe.[RTBF 2021]

3.4 Illustration des dégâts

Les Figures 3.6 – 3.11 montrent quelques clichés des conséquences de ces événements sur la ville, un an après, en octobre 2022.



FIGURE 3.6 – Ruines d’un bâtiment. [RYCKMANS 2022]



FIGURE 3.7 – Dégâts sur une construction en bois. [RYCKMANS 2022]



FIGURE 3.8 – Bâtiment partiellement détruit. [RYCKMANS 2022]



FIGURE 3.9 – Déformation de la taule sur un bâtiment. [RYCKMANS 2022]



FIGURE 3.10 – Ruines d'un bâtiment. [RYCKMANS 2022]



FIGURE 3.11 – Vitre et cadre de fenêtre lourdement endommagés. [RYCKMANS 2022]

Chapitre 4

Simulations

Dans la section précédente les dégâts illustrés sont vraiment lourds, et les conséquences sont qu'encore aujourd'hui, la ville se reconstruit. C'est pourquoi il est primordial d'étudier et de modéliser des inondations de cette ampleur, afin d'éviter de telles conséquences à l'avenir.

Ce chapitre est donc dédié à toute l'étude de simulation. Pour commencer, l'outil Watlab est présenté, avec une explication détaillée des équations qui le régissent et de ses principes de fonctionnement. Ensuite, l'attention est portée sur la zone géographique spécifique qui fait l'objet de cette étude. Les conditions initiales et limites de la simulation sont détaillées, en plus des différentes variations prises en compte au cours des simulations.

Le chapitre se clotûre sur les résultats obtenus à l'aide de ces simulations ainsi que des commentaires et pistes d'amélioration.

4.1 Watlab

L'outil Watlab utilisé pour la réalisation des simulations de ce mémoire est un code source développé par Sandra Soares Frazao lors de sa thèse de doctorat [SOARES FRAZÃO 2002]. Il a ensuite été approfondi et développé par l'équipe du laboratoire de génie civil d'hydraulique de l'École Polytechnique de Louvain. Ce logiciel exploite et résout les équations de Saint Venant afin d'être appliqué au schéma des volumes finis pour un maillage spécifique. Ces équations sont donc expliquées afin de mieux comprendre les simulations.

4.1.1 Équations de Saint-Venant

Le modèle des équations de Saint-Venant a pour but de caractériser le comportement hydrodynamique des écoulements (non-)transitoires à surface libre en utilisant les propriétés de conservation de masse et de quantité de mouvement. Ces propriétés sont démontrées dans l'annexe B. Il se base sur différentes hypothèses présentées dans les notes de cours [SOARES-FRAZAO 2024] :

- La densité ρ du fluide est constante et a une valeur de $1000[kg/m^3]$; le fluide est donc incompressible.
- La pente du lit est faible; la hauteur d'eau $h(z_w - z_b)$ est mesurée le long de l'axe vertical z .
- Les filets fluides sont parallèles, la distribution de pression est donc hydrostatique et la vitesse moyenne est définie à l'aide du débit Q et de la section A comme $V = \frac{Q}{A}$.
- Les pertes de charge dues au frottement sur le lit sont supposées être égales à celles dans des conditions d'écoulement uniforme, de telle manière qu'une formule telle que celle de Manning peut être utilisée pour exprimer la pente de frottement.
- L'écoulement est unidimensionnel.

4.1.2 Système d'équation

Le système d'équation que obtenu et qui doit être résolu dans le cas de ces simulations est composé de trois équations. L'équation 4.1 exprime la conservation de la masse, indiquant que le taux de variation de la hauteur d'eau h avec le temps t et les variations des débits dans les directions x et y doivent être en équilibre.

Les équations 4.2 et 4.3 quant à elles représentent la conservation de la quantité de mouvement respectivement dans la direction x et y . Elles prennent en compte le taux de variation du débit q_x et q_y avec le temps, la pression hydrostatique et les composantes de pente (lit et frottement).

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0, \quad (4.1)$$

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q_x^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \right) = gh(S_{0x} - S_{fx}), \quad (4.2)$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q_y^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \right) = gh(S_{0y} - S_{fy}). \quad (4.3)$$

Avec q_x et q_y , les débits par unité de largeur dans les directions x et y respectivement, qui sont déterminés grâce à la hauteur d'eau h et aux vitesses de l'écoulement u et v de la manière suivante :

$$\begin{cases} q_x = uh, \\ q_y = vh. \end{cases} \quad (4.4)$$

Ensuite, les termes S_{0x} et S_{0y} représentent les pentes de fond du lit de l'écoulement dans les directions x et y . Ces pentes vont être calculées sur base du maillage. Ainsi, un maillage plus raffiné donnera une représentation plus fidèle de la réalité.

Enfin, les termes S_{fx} et S_{fy} sont les pentes de frottement dans les directions x et y . Elles dépendent toutes les deux directement du coefficient de rugosité de Manning n qui exprime la résistance à l'écoulement due aux aspérités et à la rugosité de cette surface. Elles s'expriment comme suit :

$$S_{fx} = \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{\frac{4}{3}}}, \quad (4.5)$$

$$S_{fy} = \frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{\frac{4}{3}}}. \quad (4.6)$$

Ainsi, les deux paramètres ajustables qui influencent directement les résultats sont le raffinement du maillage et le coefficient de Manning, afin d'obtenir la représentation idéale de la situation.

Ce système de Saint-Venant peut également être exprimé sous la forme matricielle suivante :

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}}{\partial y} = \mathbf{S},$$

où les différentes matrices sont définies par :

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ q_x \\ q_y \end{pmatrix}, \quad \mathbf{F}(\mathbf{U}) = \begin{pmatrix} q_x \\ \frac{q_x^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \\ \frac{q_x q_y}{h} \end{pmatrix}, \quad \mathbf{G}(\mathbf{U}) = \begin{pmatrix} q_y \\ \frac{q_x q_y}{h} \\ \frac{q_y^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \end{pmatrix}, \quad \mathbf{S}(\mathbf{U}) = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{0x} - S_{fx}) \\ gh(S_{0y} - S_{fy}) \end{pmatrix}.$$

La matrice $\mathbf{U}$ est composée des variables hydrauliques; les matrices $\mathbf{F}$ et $\mathbf{G}$ sont les matrices de flux et la matrice $\mathbf{S}$ est le vecteur source.

4.1.3 Schéma des volumes finis

Comme mentionné précédemment, le logiciel Watlab applique le schéma des volumes finis pour résoudre les équations de Saint-Venant. Cette méthode consiste à diviser le domaine en petits volumes, appelés "volumes de contrôle", pour lesquels les conditions développées plus tôt sont reproduites. Une approche adaptée aux maillages non structurés est adoptée, car les mailles des simulations sont triangulaires. Le schéma des volumes finis en 1D, dont la démonstration se trouve en Annexe C, est localement adapté sur chaque facette afin de calculer les flux à chaque interface des cellules.

La procédure commence par le placement d'un repère pour calculer le flux à chaque interface. La Figure 4.1 illustre le repère attaché à l'une des interfaces.

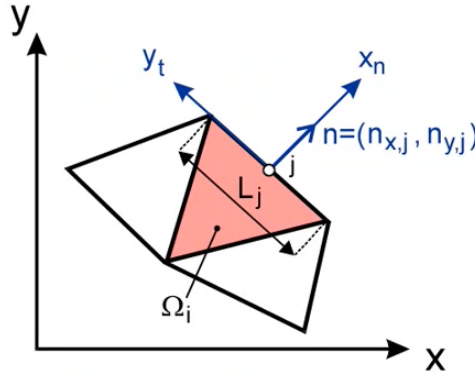


FIGURE 4.1 – Schéma des volumes finis pour un maillage non structuré. [SOARES-FRAZAO 2024]

Pour exprimer les matrices dans ce repère local, une matrice de rotation $\mathbf{T}$ leur sera appliquée.

$$\bar{\mathbf{U}} = \mathbf{T}\mathbf{U} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & n_x & n_y \\ 0 & -n_y & n_x \end{pmatrix} \begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} h \\ q_{xn} \\ q_{yt} \end{pmatrix},$$

Donnant ainsi :

$$\mathbf{F}(\bar{\mathbf{U}}) = \begin{pmatrix} q_{xn} \\ q_{xn}^2 + gh^2/2 \\ \frac{q_{xn}q_{yt}}{h} \end{pmatrix}.$$

Ce qui permet ensuite d'intégrer comme dans l'Annexe C le long du contour et d'obtenir l'expression suivante :

$$U_i^{n+1} = U_i^n \frac{\Delta t}{\Omega_i} \sum_{j=1}^{nb} \mathbf{T}_j^{-1} \mathbf{F}_j^*(\bar{\mathbf{U}}) L_j + \mathbf{S}_i \Delta t. \quad (4.7)$$

Cette méthode est ensuite appliquée à chaque flux pour obtenir le bilan de flux global qui va faire évoluer le système.

4.1.4 Calcul du flux aux interfaces

Il existe différentes méthodes pour évaluer le flux aux interfaces telles que la méthode de Roe [TORO 1999] ou de HLLC (Harten-Lax-van Leer-Contact) [TORO 2019]. C'est cette dernière qui est implémentée dans Watlab et qui va donc être développée ici.

Le solveur HLLC est une extension du solveur HLL développé à l'origine par Harten, Lax et van Leer en 1983 et ensuite amélioré par Toro et al. en 1994. [LABO GCE D'HYDRAULIQUE 2023] Cette méthode permet de résoudre le problème de Riemann ($\Delta \mathbf{F} = a \Delta \mathbf{U}$) et traite des estimations de vagues de vitesse qui sont basées sur les valeurs propres de la matrice jacobienne $\mathbf{J} = \frac{\partial \mathbf{F}(\mathbf{U})}{\partial \mathbf{U}}$.

La zone de discontinuité est prise comme point de départ, et les caractéristiques C^+ et C^- suivantes sont considérées, comme illustrées à la Figure 4.2 :

$$C^- = \lambda_1 = u - c, \quad (4.8)$$

$$\lambda_2 = c, \quad (4.9)$$

$$C^+ = \lambda_3 = u + c. \quad (4.10)$$

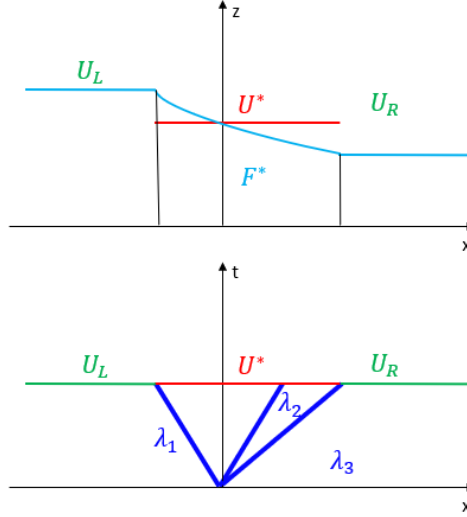


FIGURE 4.2 – Caractéristiques autour de la discontinuité.

La vitesse des vagues est estimée comme suit :

$$\lambda^- = \max(\lambda_{1,L}, \lambda_{1,R}, 0), \quad (4.11)$$

$$\lambda^+ = \max(\lambda_{3,L}, \lambda_{3,R}, 0). \quad (4.12)$$

Le flux normal q_n^* et le flux intermédiaire σ_n^* sont ensuite évalués grâce aux expressions suivantes :

$$q_n^* = \frac{\lambda^+(q_{n,L} - q_{n,R}) + \lambda^+\lambda^-(z_{w,R} - z_{w,L})}{\lambda^+ + \lambda^-}, \quad (4.13)$$

$$\sigma_n^* = \frac{\lambda^+(\sigma_{n,L} - \sigma_{n,R}) + \lambda^+\lambda^-(q_{n,R} - q_{n,L})}{\lambda^+ + \lambda^-}. \quad (4.14)$$

Pour le flux tangentiel, la formule est la suivante :

$$\mu_{nt}^* = \begin{cases} v_{t,L}q_n^* & \text{si } u_n \geq 0, \\ v_{t,R}q_n^* & \text{si } u_n < 0. \end{cases} \quad (4.15)$$

Avec les termes n et t qui représentent les directions normales et tangentielles à la bordure et v_t est la vitesse tangentielle au bord.

4.2 Zone étudiée

La zone étudiée lors des simulations est illustrée à la figure 4.3. Cette zone a été définie précédemment dans le cadre du mémoire [ADYNS et ADRIAENS 2023] sur base des données fournies par le Service Public de Wallonie [SERVICE PUBLIC DE WALLONIE 2022]. La délimitation de l'inondation fournie par le SPW a été identifiée à l'aide d'une modélisation topographique. Par la suite,

En outre, sur la Figure 4.3, deux zones se distinguent ; la zone du lit mineur, soit le lit où passe l'écoulement en temps normal, qui est délimitée par les lignes vertes ainsi que le lit majeur, soit la zone d'expansion de l'écoulement qui est délimitée par les lignes bleues.

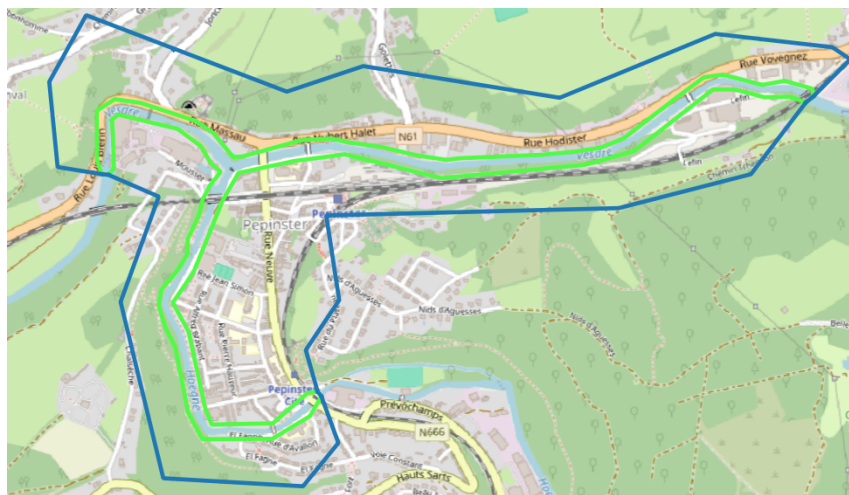


FIGURE 4.3 – Zone étudiée.

en amont. Cette approche permet de modéliser de manière réaliste la sortie de l'eau du système sans perturber les conditions hydrodynamiques à l'intérieur du domaine de simulation.

La géométrie de cette frontière aval est illustrée plus en détail à la Figure 4.6.

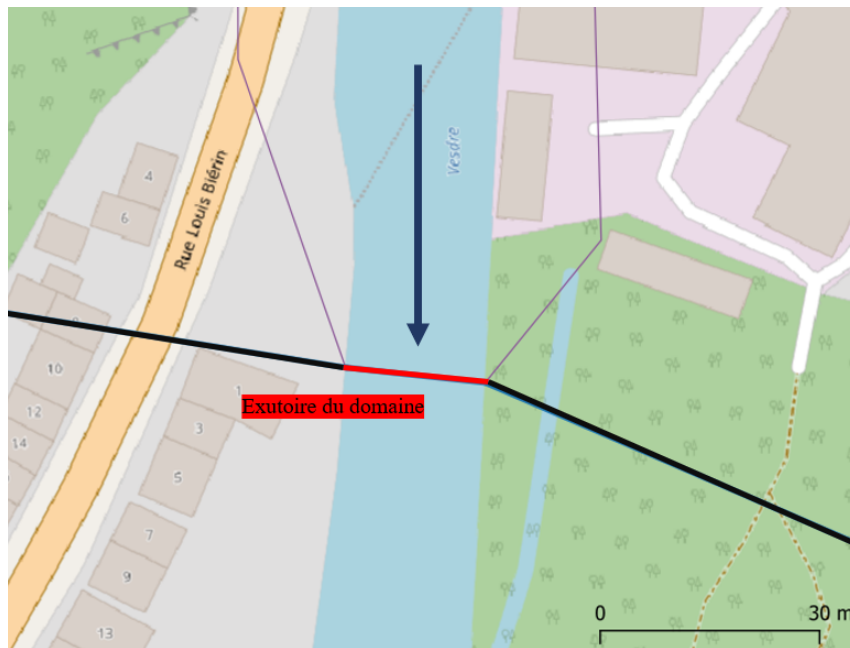


FIGURE 4.6 – Exutoire du domaine à l'aval.

4.4 Maillage

Pour effectuer les simulations numériques de l'inondation dans la ville de Pepinster, il est essentiel de générer un maillage adéquat pour le modèle.

Le maillage de référence, illustré à la Figure 4.7, couvre entièrement la zone du lit mineur et du lit majeur définis plus tôt. Il se compose de 121 925 mailles triangulaires avec une taille de cellule moyenne de $10 [m^2]$. Cette approche uniforme offre plusieurs avantages significatifs pour la simulation numérique des écoulements.

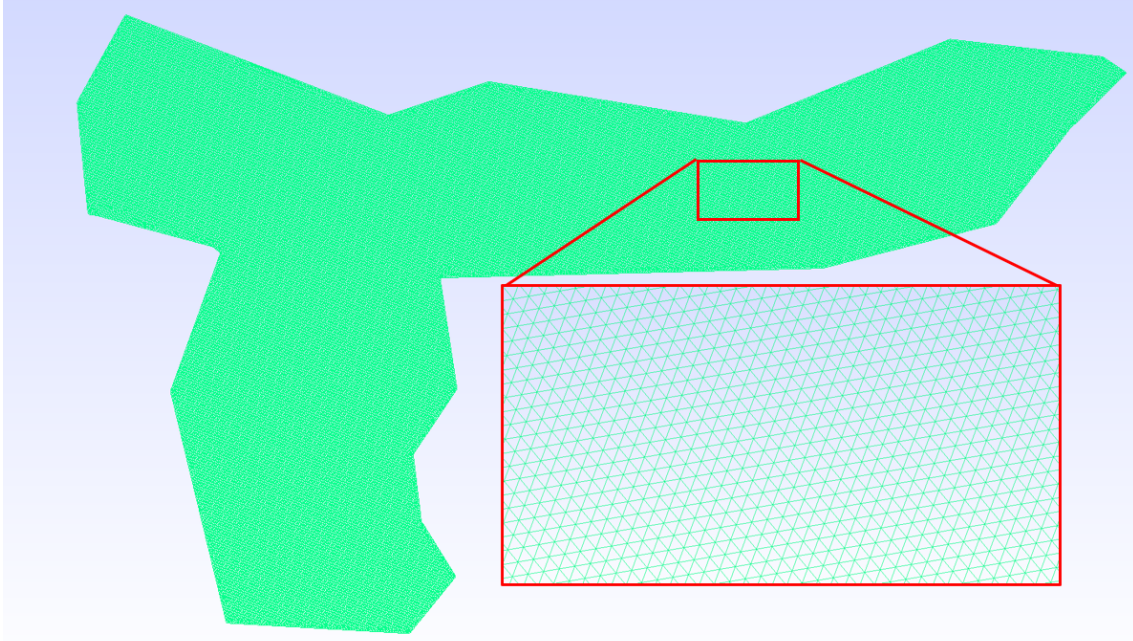


FIGURE 4.7 – Maillage complet et uniforme.

Tout d'abord, l'homogénéité des mailles simplifie grandement le processus de modélisation. En utilisant une taille de cellule uniforme, il est plus facile de gérer les données et de configurer les simulations, ce qui réduit les erreurs potentielles liées à la complexité du maillage. De plus, cette uniformité permet d'obtenir des résultats cohérents et comparables à travers l'ensemble de la zone étudiée, facilitant ainsi l'analyse et l'interprétation des résultats.

Un autre avantage majeur de cette approche est le temps de simulation réduit. Le maillage uniforme, avec des cellules de $10 \text{ [m}^2\text{]}$, permet de maintenir une balance optimale entre la précision des résultats et les ressources computationnelles nécessaires. En évitant les variations de taille des cellules, la simulation peut être exécutée rapidement, ce qui est particulièrement bénéfique pour les études nécessitant de multiples itérations ou des analyses sur des périodes prolongées.

Cependant, cette approche uniforme présente également certaines limitations. L'absence de raffinement dans les zones critiques, comme le lit mineur où les variations topographiques et hydrodynamiques sont plus prononcées, peut conduire à une perte de précision locale. Dans ces zones, un maillage plus fin pourrait capturer les détails nécessaires pour modéliser avec plus de précision les écoulements et les interactions complexes entre l'eau et l'environnement dans lequel elle s'écoule.

4.5 Variations étudiées

Dans les études telles que celles de [ABDERREZZAK, PAQUIER et MIGNOT 2009] et [BELLOS et al. 2022], certains facteurs influencent particulièrement les résultats des simulations. Dans le cadre de ce mémoire deux variations majeures de la modélisation du cas de Pepinster sont étudiées, à savoir la variation générale et locale du coefficient de rugosité de Manning et l'utilisation d'un maillage plus ou moins détaillé. Le maillage présenté à la section 4.4 sert donc de référence pour comparer les résultats.

4.5.1 Variation du coefficient de Manning

Pour évaluer l'influence de la variation de rugosité du sol sur les résultats des simulations hydrauliques, différents coefficients de Manning sont considérés. Le coefficient de Manning, représentant la rugosité du lit, affecte la résistance du sol par rapport à l'écoulement de l'eau, ce qui

a un impact direct sur les caractéristiques hydrauliques telles que la hauteur d'eau, la vitesse du flux et, de manière plus fondamentale, la pente d'énergie spécifique.

Dans cette section, quatre scénarios sont décrits pour comprendre ces effets. Les trois premiers cas utilisent des coefficients de Manning uniformes de 0.01, 0.06, et 0.1 $[s/m^{1/3}]$ respectivement.

Ces variations influencent directement la pente d'énergie spécifique, étant donné que le coefficient de Manning se retrouve dans les équations 4.5 et 4.6 qui permettent d'obtenir les pentes de fond S_{fx} et S_{fy} . Lorsque le coefficient de Manning augmente, la rugosité accrue augmente les pertes par friction, ce qui peut réduire la pente d'énergie spécifique et ralentir le débit. Inversement, un coefficient de Manning plus bas diminue la résistance au flux, permettant à la pente d'énergie spécifique d'être plus élevée et à l'écoulement de circuler plus rapidement.

Le quatrième cas introduit un coefficient de Manning variable, ajusté en fonction de la nature du sol. Cette approche permet de refléter plus fidèlement les conditions locales en intégrant les variations de rugosité dues aux différences de sol, de végétation et d'autres caractéristiques naturelles.

En comparant ces scénarios, l'objectif est de comprendre comment les variations du coefficient de Manning affectent non seulement la hauteur d'eau mais aussi la pente d'énergie spécifique, et par conséquent, la dynamique globale des écoulements. Ils permettent également de mieux comprendre comment la rugosité variable et la présence de structures bâties influencent les écoulements.

Coefficient uniforme

Les premiers cas de simulation supposent un coefficient de Manning uniforme sur tout le maillage. Dans le premier cas, un coefficient de Manning d'une valeur de 0.01 $[s/m^{1/3}]$ est utilisé, pour le second c'est une valeur légèrement supérieure, à savoir 0.06 $[s/m^{1/3}]$ et pour le dernier cas le coefficient vaut 0.1 $[s/m^{1/3}]$. Ces choix sont fait afin de trouver un coefficient moyen qui peut représenter toute la zone étudiée. C'est pourquoi c'est la valeur de 0.06 qui a été choisie en premier lieu, afin d'établir une moyenne entre la densité des zones boisées et la partie urbaine. Le Tableau 4.1 a servi de base afin de déterminer la valeur de ce coefficient. Les deux autres valeurs ont été choisies de manière un peu plus arbitraire afin d'évaluer l'influence de la variation de ce paramètre.

Matériau	Coefficient de rugosité de Manning typique $[s/m^{1/3}]$
Béton	0.012
Fond en gravier avec côtés	
- béton	0.020
- pierre maçonnée	0.023
- enrochement	0.033
Canaux naturels	
Ruisseau propre et droit	0.030
Ruisseau propre et sinueux	0.040
Sinueux avec mauvaises herbes et mares	0.050
Avec broussailles denses et bois	0.100
Plaines inondables	
Pâturage	0.035
Cultures en champs	0.040
Broussailles légères et mauvaises herbes	0.050
Broussailles denses	0.070
Arbres denses	0.100

TABLE 4.1 – Coefficients de rugosité de Manning pour différents matériaux. [KANG et al. 2016]

Prise en compte des zones moins urbanisées

Pour modéliser de manière plus précise l'écoulement des eaux dans les zones urbanisées et les zones de végétation, le coefficient de Manning est ajusté localement pour refléter les variations de rugosité dues aux différentes caractéristiques du terrain et des infrastructures. Cette adaptation est pertinente car les bâtiments et autres structures urbaines interfèrent avec le mouvement naturel de l'eau, ce qui n'est pas pris en compte de manière satisfaisante par un coefficient uniforme.

Les surfaces imperméables telles que les bâtiments bloquent l'écoulement de l'eau, mais il est également important de modéliser comment l'eau peut pénétrer dans ces structures, même si ce phénomène est difficile à capturer parfaitement. Dans un maillage uniforme avec un coefficient de Manning constant, les effets de blocage sont négligés, tandis que dans un maillage où les bâtiments sont découpés, l'eau est considérée comme s'écoulant directement autour des structures sans tenir compte des complexités de l'interaction entre l'eau et les bâtiments. En augmentant localement le coefficient de Manning dans les zones bâties, l'objectif est de créer un compromis qui reflète la résistance à l'écoulement due à la présence des zones urbaines tout en permettant une certaine pénétration de l'eau à l'intérieur des structures.

Pour ce faire, trois catégories distinctes ont été définies pour ajuster le coefficient de Manning en fonction de la nature de chaque zone, elles sont détaillées à la Figure 4.8 :

- **Lit mineur** (bleu) : Cette zone correspond au lit principal où l'écoulement direct de l'eau est le plus marqué. Le coefficient de Manning est fixé à $0.025 [s/m^{1/3}]$, ce qui reflète une friction modérée mais constante due à la présence du cours d'eau. Cette valeur permet de simuler des conditions de rugosité plus faibles, typiques des lits de rivière relativement dégagés.
- **Espaces verts** (vert) : Cette catégorie inclut les zones naturelles telles que les forêts, les prairies et les champs. Ici, la valeur du coefficient de Manning est établie à $0.04 [s/m^{1/3}]$. Les espaces verts présentent une végétation dense, offrant une certaine résistance à l'écoulement tout en permettant une infiltration et une absorption significatives de l'eau. Ce coefficient modéré reflète la rugosité et l'absorption qui sont typiques dans ces environnements naturels.
- **Zones urbanisées** (gris) : Les zones urbaines, comprenant des infrastructures comme les routes et les bâtiments, nécessitent une adaptation particulière du coefficient de Manning, fixé à $0.06 [s/m^{1/3}]$. Cette valeur plus élevée reflète la résistance au déplacement de l'eau due aux surfaces imperméables et à la complexité des structures urbaines qui modifient significativement l'écoulement naturel. Cette approche permet de modéliser l'impact des bâtiments en augmentant la rugosité locale, tout en permettant une certaine pénétration de l'eau.

En utilisant ces coefficients de Manning variables, le but est de mieux refléter les conditions hydrologiques locales et modéliser de manière plus précise les effets des infrastructures et de la végétation sur les écoulements. Cette approche permet une représentation plus réaliste des interactions complexes entre l'eau et les éléments du paysage, contribuant ainsi à des prévisions plus fiables des niveaux d'eau et à une gestion plus efficace des risques d'inondation.

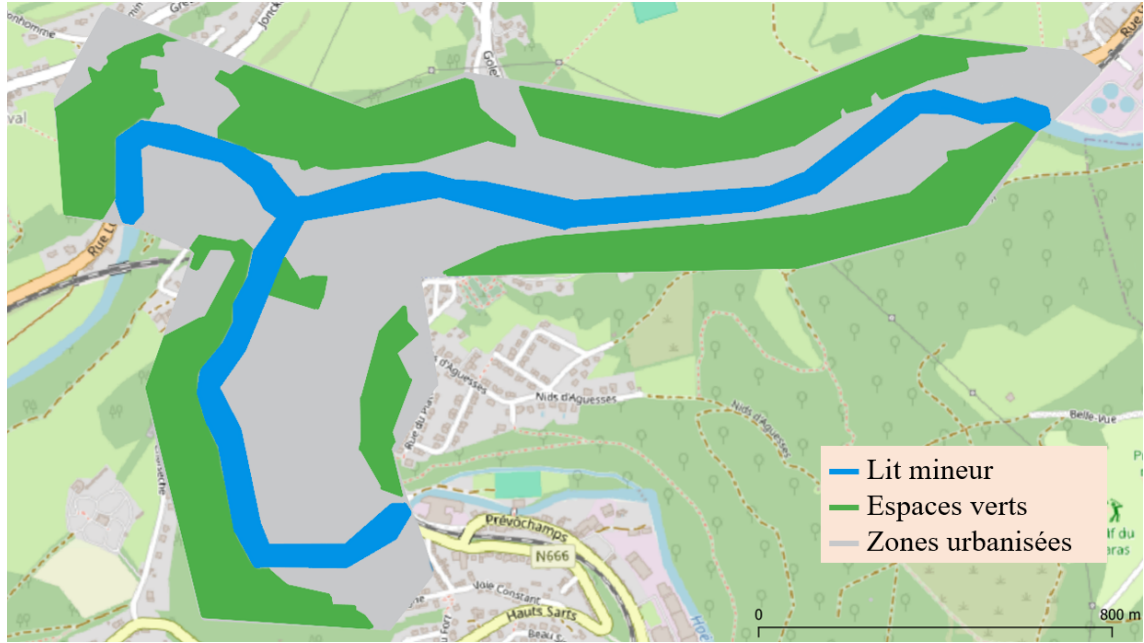


FIGURE 4.8 – Variation du coefficient de Manning

4.5.2 Variation du maillage

Afin d'étudier l'influence de la conception du maillage sur les simulations, deux maillages supplémentaires sont testés dans le cadre de ce travail pour évaluer leur efficacité et précision dans la modélisation des écoulements hydrologiques. Le premier est un maillage raffiné, qui offre une résolution plus élevée dans les zones critiques pour capturer les détails fins des écoulements. Le second maillage est un maillage uniforme où les bâtiments ont été découpés, afin de prendre en compte la présence des structures bâties et leur impact sur les flux d'eau. Ces deux approches supplémentaires permettent de comparer les performances et les résultats de chaque maillage, afin de déterminer la configuration optimale pour les simulations d'inondation dans la zone étudiée.

Maillage détaillé

La première variation du maillage étudié, illustrée à la Figure 4.9, présente une configuration plus complexe et détaillée par rapport au maillage uniforme initial. Ce maillage est composé de 165 553 mailles, dont l'aire varie significativement : elle change de 2 [m^2] à certains endroits du lit mineur et monte jusqu'à 41 [m^2] sur le lit majeur. Cette variation dans la taille des cellules permet de capturer les détails fins des écoulements dans les zones critiques, comme la pente du lit mineur, tout en maintenant une couverture efficace sur des zones plus larges avec des cellules plus grandes.

Cette approche, bien que plus détaillée, implique un temps de simulation plus important. La raison en est que les zones à haute résolution, avec des petites cellules, nécessitent des calculs plus intenses et détaillés. En revanche, les zones avec les plus grandes cellules de sur le lit majeur bénéficient d'une modélisation moins fine et donc nécessitent moins de temps de calcul.

L'avantage principal de ce maillage réside dans son niveau de détail plus élevé, qui permet une représentation plus précise des écoulements dans les zones critiques. En particulier, le raffinement du maillage permet de mieux déterminer la pente de fond, S_0 , qui est, comme mentionné précédemment, un paramètre essentiel pour modéliser les écoulements. Une estimation adéquate de la pente S_0 permet de mieux déterminer les forces motrices des flux d'eau, ce qui améliore considérablement la précision des simulations hydrodynamiques. Avec un maillage plus fin, les variations locales de la topographie et les changements de pente peuvent être capturés de manière plus fidèle, ce qui

conduit à des résultats plus fiables.

Les résultats obtenus avec ce deuxième maillage sont comparés à ceux du maillage uniforme pour évaluer l'impact de la résolution variable sur les résultats de la simulation. Cette comparaison permet de déterminer dans quelle mesure le niveau de détail supplémentaire améliore la précision des prédictions et si les avantages justifient les inconvénients.

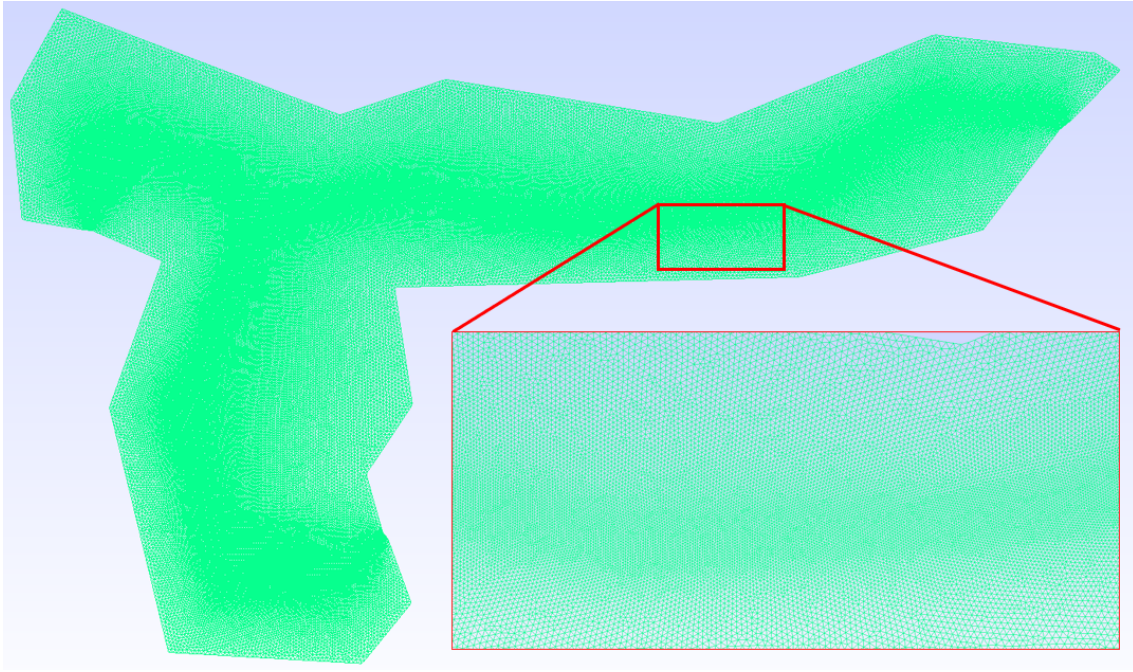


FIGURE 4.9 – Maillage complet détaillé et zoom sur le maillage.

Maillage découpé

Pour évaluer l'impact de la représentation des bâtiments dans ce modèle, un maillage supplémentaire est créé en excluant une grande partie des bâtiments de la zone d'étude. Le choix de ne pas prendre en compte certains bâtiments est fait pour des contraintes techniques. En effet, le maillage initial comprenant tous les bâtiments nécessite un maillage si fin qu'il compromet la stabilité de la simulation numérique, provoquant des résultats erronés et a prolongé le temps de simulation de manière déraisonnable. Les détails de ce maillage sont toutefois dans l'Annexe D.

Le maillage qui est alors étudié est uniforme et contient 116 063 cellules, ayant une taille moyenne de 10 $[m^2]$. Cette taille de cellule est choisie pour permettre une comparaison optimale avec les résultats obtenus à partir du premier maillage, qui utilise la même dimension moyenne de cellule. En conservant une taille de cellule constante, nous pouvons isoler l'impact de la représentation des bâtiments sur les résultats de la simulation, sans introduire de variables supplémentaires liées à la résolution du maillage.

L'approche adoptée dans ce maillage repose sur l'hypothèse qu'aucun flux d'eau ne traverse les espaces bâtis. Bien que cette hypothèse ne reflète pas entièrement la réalité, elle permet néanmoins de modéliser la présence des bâtiments de manière simplifiée et d'intégrer leur impact potentiel sur la dynamique des flux d'eau dans la zone étudiée.

Les résultats de cette simulation, comparés à ceux obtenus avec le maillage initial qui inclut une représentation plus détaillée des bâtiments, devraient permettre de mieux comprendre l'influence des structures bâties sur les flux hydrologiques. Il est important de noter que cette simplification pourrait sous-estimer certaines interactions complexes entre les bâtiments et les flux d'eau, telles

que l'infiltration ou les écoulements autour des structures.

La Figure 4.10 présente le maillage utilisé dans cette simulation, mettant en évidence la disposition uniforme des cellules et l'exclusion des bâtiments majeurs.

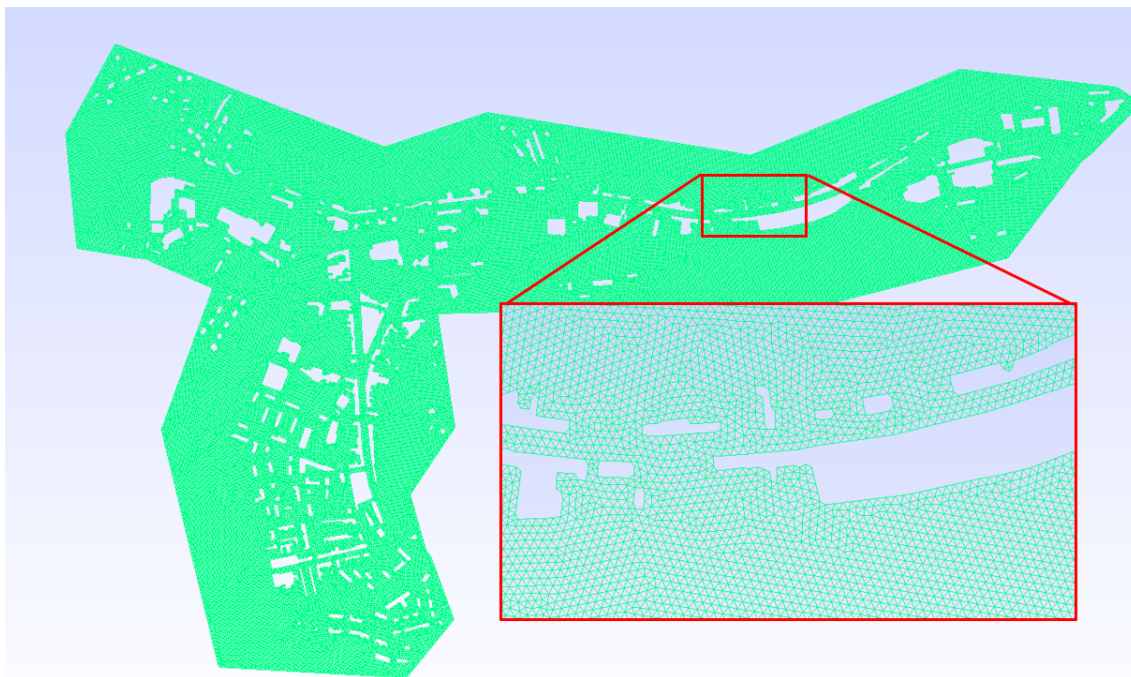


FIGURE 4.10 – Maillage où les bâtiments ont été découpés et zoom sur le maillage.

4.6 Résultats

Les simulations fournissent en sortie des fichiers textes nommés "pic" composés des hauteurs d'eau ainsi que des débits pour chaque noeud du maillage qu'il est possible d'analyser à l'aide des outils de watlab.

4.6.1 Influence du coefficient de Manning

Dans cette section sont comparés les quatre cas de variation du coefficient de Manning. Pour rappel, trois cas uniforme et un cas où le coefficient de Manning a été modifié en fonction de trois catégories de sol.

Hauteur d'eau maximale

Dans un premier temps, l'analyse se porte sur les hauteurs d'eau maximales simulées. Pour les trois simulations, le pic montrant une hauteur d'eau maximale arrive au même moment, soit aux environs du 15 juillet à 16h. Cependant, il est intéressant de constater une forte différence au niveau des hauteurs maximales d'un point de vue global. Les hauteurs d'eau sont illustrées aux Figures 4.11, 4.12, 4.13 pour des coefficients de Manning respectifs de 0.01 ; 0.06 et 0.1 et la Figure 4.14 pour la simulation avec le coefficient de Manning variable. Afin de comparer ces résultats les hauteurs d'eau maximales fournies par le Service Public de Wallonie [SERVICE PUBLIC DE WALLONIE 2023] sont illustrées à la Figure 4.15. L'échelle de couleur utilisée est quant à elle illustrée à la Figure 4.16.

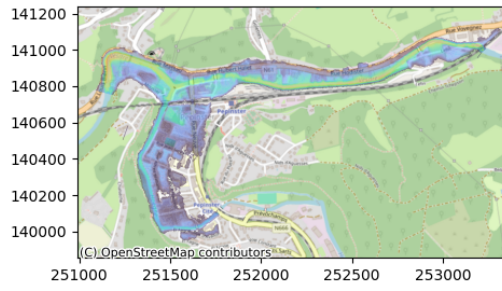


FIGURE 4.11 – Hauteurs d'eau de la simulation avec $n=0.01 \text{ s/m}^{1/3}$ le 15 juillet à 16h.

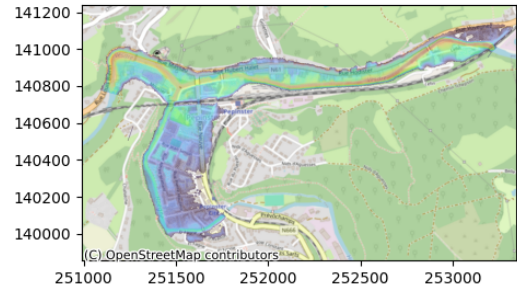


FIGURE 4.12 – Hauteurs d'eau de la simulation avec $n=0.06 \text{ s/m}^{1/3}$ le 15 juillet à 16h.

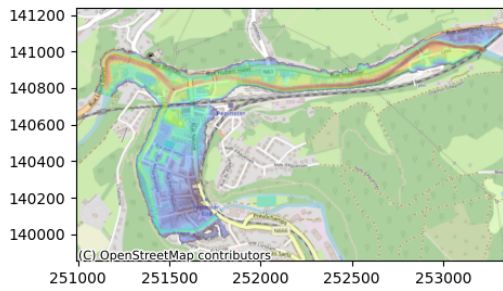


FIGURE 4.13 – Hauteurs d'eau de la simulation avec $n=0.1 \text{ s/m}^{1/3}$ le 15 juillet à 16h.

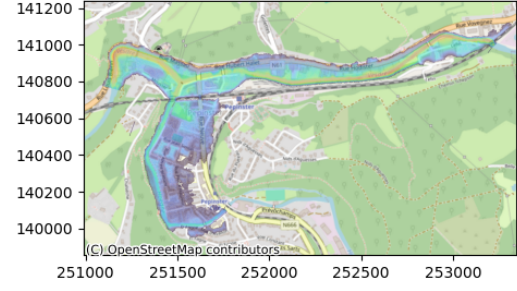


FIGURE 4.14 – Hauteurs d'eau de la simulation avec n variable le 15 juillet à 16h.

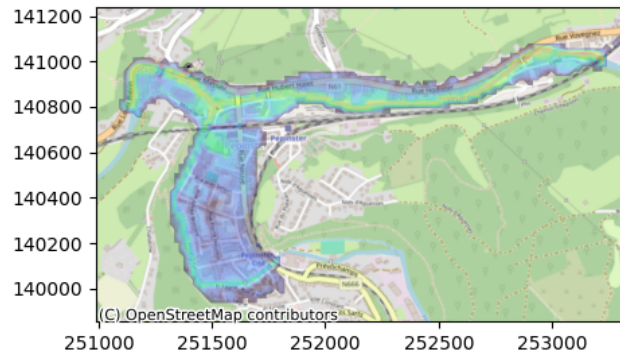


FIGURE 4.15 – Hauteurs d'eau fournies par le SPW [SERVICE PUBLIC DE WALLONIE 2022] (à une autre échelle).

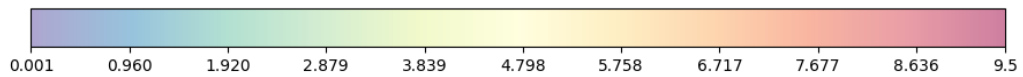


FIGURE 4.16 – Légende des hauteurs d'eau [m].

Sur base d'une comparaison visuelle des hauteurs d'eau obtenues par les simulations avec celles fournies par le SPW [SERVICE PUBLIC DE WALLONIE 2023], il semblerait que la simulation utilisant

le coefficient de Manning le plus élevé soit la plus fidèle à la réalité. Cette première impression visuelle peut être trompeuse.

Pour valider plus rigoureusement les simulations, une coupe le long du talweg de la Vesdre a été effectuée afin de comparer les hauteurs d'eau. Le talweg est la ligne de plus grande profondeur le long de la rivière, la coupe effectuée est illustrée en rouge à la Figure 4.17. Sur cette carte se trouve également la position de l'amont et l'aval du domaine étudié ainsi que de la confluence de la Vesdre et la Hoëgne.



FIGURE 4.17 – Talweg de la Vesdre.

La Figure 4.18 illustre les hauteurs d'eau le long de ce talweg. Les différentes courbes représentent les résultats de simulations avec les différents coefficients de Manning : n variable, 0.01, 0.06, et 0.1 [$s/m^{1/3}$]. Il est habituel de représenter ce genre de coupe de l'amont vers l'aval, l'amont, soit l'entrée de la Vesdre est à gauche du graphique et l'aval, soit l'exutoire du domaine, sur la droite.

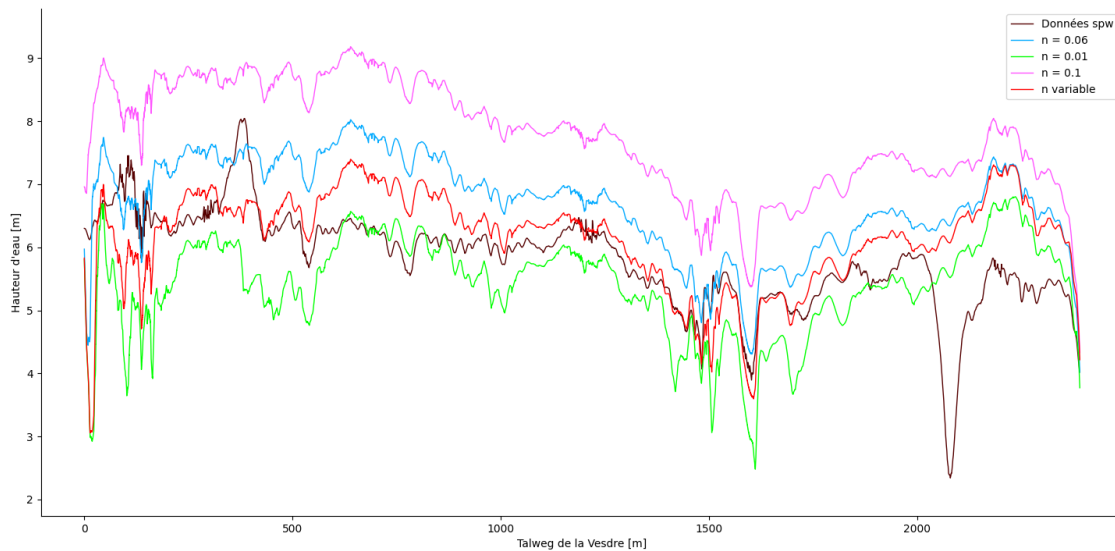


FIGURE 4.18 – Comparaison des résultats d'élévation de l'eau le long du talweg de la Vesdre.

Pour commencer, des différences se remarquent dans les fluctuations par rapport aux données du SPW dans les 200 premiers et derniers mètres de la coupe. Ces divergences peuvent toutefois être facilement interprétées. Elles surviennent à l'approche des conditions frontières ; étant donné que la simulation ne peut parfaitement représenter ces conditions, il semble logique d'observer un comportement différent de la réalité.

À l'amont, la courbe SPW oscille légèrement vers le haut, alors que les simulations montrent plutôt une chute du niveau d'eau. Cette chute s'explique par la nature transitoire de l'écoulement : les débits évoluent avec le temps et sont par conséquent susceptibles de varier. Cette variation des débits entraîne des fluctuations du niveau d'eau qui ne sont pas toujours capturées de manière optimale par les conditions de frontière imposées dans le modèle de simulation. Les conditions initiales et les hypothèses simplificatrices peuvent être la cause de ces variations observées.

À l'aval, en revanche, l'eau a tendance à stagner dans les simulations. Cela pourrait être dû à la sortie au niveau de la condition frontière transmissive qui ne serait pas suffisamment large, ce qui entrave l'écoulement à ce point. Si la condition frontière ne permet pas une libération adéquate du flux, cela peut créer une zone de stagnation où l'eau ne s'écoule pas librement, conduisant à des accumulations et des niveaux d'eau plus élevés que prévu. Ces zones de stagnation peuvent aussi être le résultat de contraintes géométriques ou de propriétés du sol non prises en compte avec précision dans le modèle.

Une fois ces différences écartées de l'analyse, c'est la simulation avec le coefficient de Manning variable qui semble produire les résultats les plus fidèles aux données récoltées. Cette fidélité peut être attribuée à la capacité du coefficient de Manning variable à mieux représenter la diversité des conditions de surface et des écoulements présents sur le domaine. En ajustant le coefficient de Manning pour refléter les variations locales de rugosité et de végétation, le modèle parvient à simuler de manière plus précise les niveaux d'eau observés sur le terrain.

Ensuite, la simulation avec le coefficient de Manning le plus petit produit des valeurs semblables bien que globalement inférieures à la réalité. Les deux dernières simulations, quant à elles, surestiment la hauteur d'eau sur tout le talweg de la Vesdre. Un coefficient de Manning trop élevé ralenti artificiellement la vitesse de l'écoulement dans le modèle et conduit à des niveaux d'eau plus élevés. Cette surestimation indique que ces coefficients ne représentent pas adéquatement les conditions réelles du lit de la rivière, ce qui réduit la précision des simulations.

Pour ce qui est de l'impact global de cette variation, l'augmentation globale du coefficient de Manning a pour conséquence de remonter le niveau d'eau sur le talweg. Cette augmentation de la résistance ralentit la vitesse de l'eau et provoque une accumulation plus importante en amont, élevant ainsi le niveau d'eau sur le talweg. Cette conséquence est particulièrement évidente dans la simulation avec $n=0.1$, qui conduit à des hauteurs d'eau surestimées par rapport aux mesures réelles. Par conséquent, il est important de choisir un coefficient de Manning approprié qui reflète fidèlement les conditions du terrain pour obtenir des simulations précises et exploitables dans la gestion des ressources en eau et la prévention des inondations.

Trois coupes transversales supplémentaires ont ensuite été effectuées afin de comparer les hauteurs produites par les différentes simulations. Les emplacements de ces coupes se trouvent à la Figure 4.19 et les coupes sont à la Figure 4.20. Ces emplacements ont été choisis en dehors des zones problématiques identifiées sur la coupe du talweg afin d'évaluer la fiabilité des simulations avec une vue plus globale que simplement le talweg de la Vesdre.

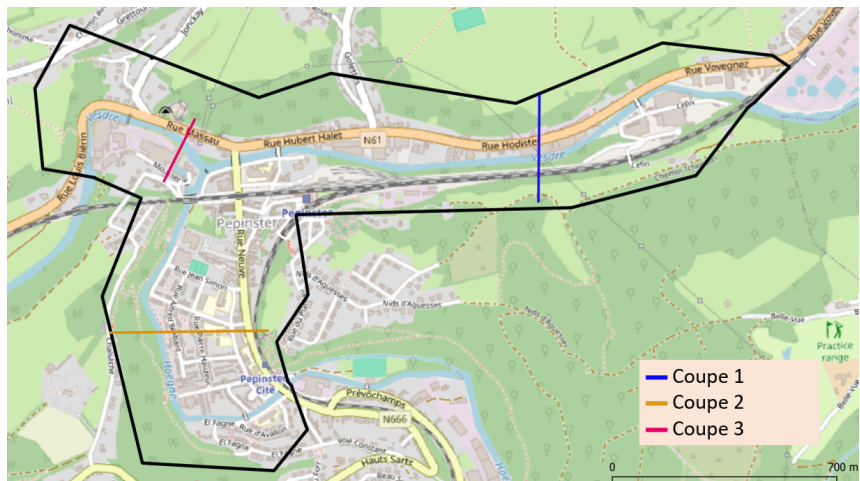


FIGURE 4.19 – Emplacement des coupes transversales.

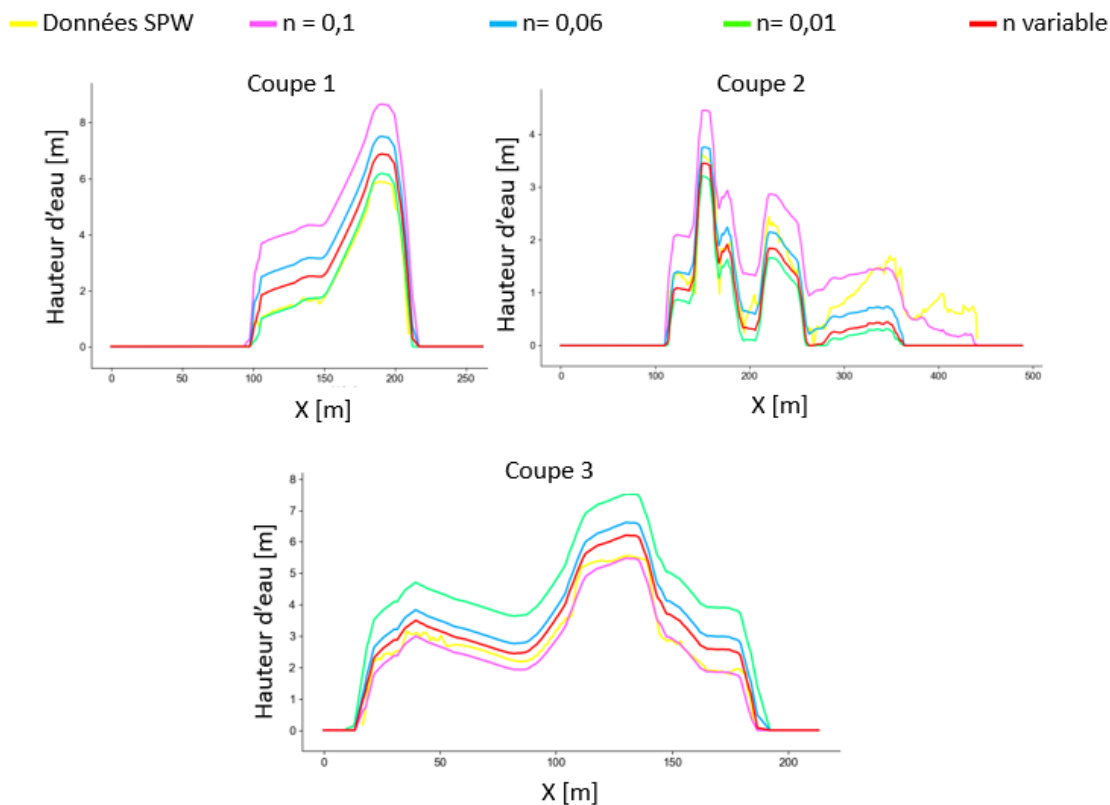


FIGURE 4.20 – Coupes transversales de la Vesdre et de la Hoegne pour les simulations avec les différents coefficients de Manning.

Il est intéressant de constater sur la Figure 4.20 que les courbes des quatre simulations présentent une grande similarité. La variation du coefficient de Manning, qu'elle soit locale ou globale, entraîne systématiquement une translation des profils de hauteurs d'eau, soit vers le haut, soit vers le bas.

Deux comportements distincts se dégagent de ces observations. D'une part, les coupes 1 et 2 révèlent une concordance notable entre la courbe jaune des données

SPW et la courbe verte, représentant les hauteurs d'eau simulées avec un coefficient de Manning de $0.01 [s/m^{1/3}]$. Cette proximité n'est pas surprenante, étant donné que ces coupes sont réalisées sur la Vesdre, c'est une tendance qui est déjà observée le long du talweg.

D'autre part, la coupe 3, qui est transversale à la Hoëgne, met en évidence que les hauteurs d'eau les plus proches des données du SPW proviennent de la simulation utilisant un coefficient de Manning de $0.1 [s/m^{1/3}]$. Quant à la simulation avec un coefficient de Manning de $0.06 [s/m^{1/3}]$, elle se distingue par sa constance, présentant des écarts relativement uniformes sur les trois coupes étudiées.

Ces résultats viennent corroborer les observations antérieures : la valeur du coefficient de Manning constitue un facteur déterminant pour obtenir des simulations fiables. En définitive, il apparaît que la configuration la plus simple, utilisant un coefficient moyen, fournit les résultats les plus constants en terme d'erreur.

Étendue de la zone inondée

Pour le deuxième point de comparaison, c'est la zone sur laquelle l'inondation se propage, l'étendue, qui est étudiée. C'est un facteur important dans le cas où il faut prévoir les impacts que peut avoir une forte crue dans une zone urbaine. Sur les Figures 4.21, 4.22, 4.23 et 4.24 sont représentées les comparaisons entre l'étendue simulée et les données du SPW.

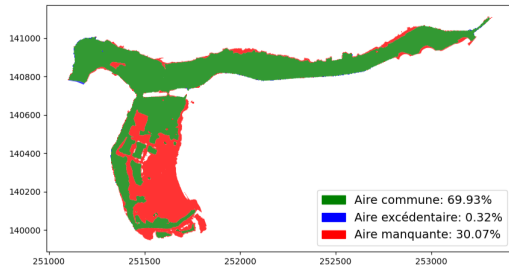


FIGURE 4.21 – Comparaison des étendues pour la simulation avec $n = 0.01$ et les données SPW.

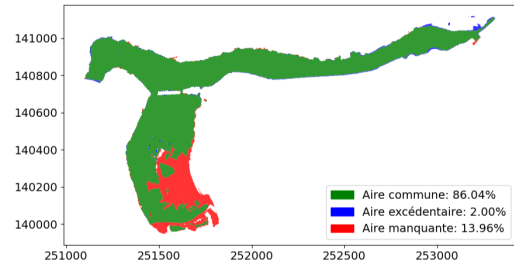


FIGURE 4.22 – Comparaison des étendues pour la simulation avec $n = 0.06$ et les données SPW.

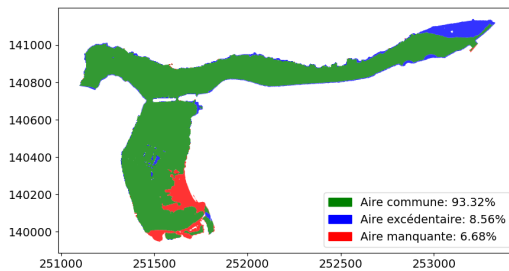


FIGURE 4.23 – Comparaison des étendues pour la simulation avec $n = 0.1$ et les données SPW.

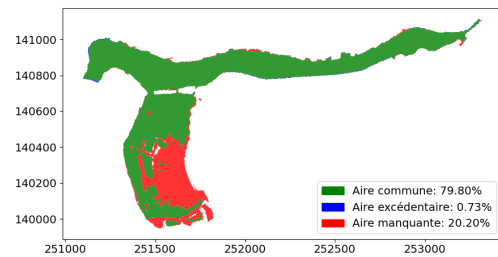


FIGURE 4.24 – Comparaison des étendues pour la simulation avec n variable et les données SPW.

Pour une analyse quantitative de ces zones, le tableau 4.2 reprend différents résultats. Pour chacune des simulations sont calculés : l'aire totale de l'étendue simulée, puis l'indice (en pourcentage) des zones inondées qui sont correctement identifiées, ensuite un indice pour les zones inondées qui sont reconnues et enfin le dernier indice représente les zones qui apparaissent inondées sur la simulation mais qui ne le sont pas dans la réalité.

À nouveau, des divergences émergent globalement à deux endroits spécifiques : à l'entrée de la Hoëgne et à l'entrée de la Vesdre. Comme dans les observations précédentes, ces différences surviennent à l'abord des conditions frontières. Ces divergences peuvent être attribuées aux défis

Simulation	A (m ²)	$A_{identifiées}$ (%)	$A_{nonreconnues}$ (%)	$A_{excédentaire}$ (%)
Données idw	522592.28	/	/	/
n = 0.01	364557.23	69.93	30.07	0.32
n = 0.06	457022	86.04	13.96	2.00
n = 0.1	528357.43	93.32	6.68	8.56
n variable	518609.0	79.08	20.20	0.73

TABLE 4.2 – Tableau des indices des zones inondées pour chaque simulation.

inhérents à la modélisation numérique des écoulements et des interactions à ces points critiques.

À l'entrée de la Hoëgne, les variations observées peuvent être dues à la difficulté de capturer avec précision les conditions initiales et les caractéristiques spécifiques de l'écoulement dans cette zone. La complexité des interactions entre les débits, la topographie locale et les propriétés du lit de la rivière peuvent entraîner des écarts entre les simulations numériques et les données réelles. Par exemple, des phénomènes tels que les turbulences ou les variations rapides de débit peuvent ne pas être parfaitement représentées par le modèle numérique utilisé.

À l'entrée de la Vesdre, des divergences similaires sont observées. Ici aussi, les conditions frontières jouent un rôle crucial. Les modèles numériques doivent simplifier les conditions aux limites pour les rendre calculables, ce qui peut entraîner des imprécisions. Les écarts observés à cet endroit peuvent être dus à des approximations nécessaires dans la définition des conditions de frontière ou à des simplifications dans la représentation des interactions entre les différents flux d'eau.

Ces différences peuvent à nouveau être attribuées au caractère imparfait du traitement de la simulation numérique. Les simulations numériques reposent sur des modèles mathématiques qui doivent simplifier la réalité pour être traitables par la numérisation. Ces simplifications, bien que nécessaires, peuvent entraîner des écarts par rapport aux observations réelles, surtout dans des zones complexes ou à proximité des frontières du modèle.

En terme d'étendue simulée, c'est la simulation avec le coefficient de Manning de 0.1 [$s/m^{1/3}$] qui se démarque, l'erreur (zones non reconnues + excédentaires) est de 15.24%. La simulation avec le coefficient de 0.06 propose également des résultats assez corrects, avec une erreur très légèrement plus élevée de 15,96 %. Le classement suit avec la simulation avec le coefficient variable, puis celle avec le coefficient le plus bas.

Les hauteurs d'eau et l'étendue sont gérées de façon différentes par chacun des modèles. Au final la simulation de référence (coefficient de 0.06 [$s/m^{1/3}$]) semble montrer un équilibre en terme de hauteurs d'eau simulées et étendue.

4.6.2 Influence du maillage

Pour les simulations suivantes, un coefficient de Manning uniforme de 0.06 [$s/m^{1/3}$] a été utilisé sur tout le domaine étudié. De la même façon que pour étudier l'influence de la variation du coefficient de Manning, les résultats étudiés sont les hauteurs d'eau maximales le 15 juillet à 16h ainsi que la superficie totale de l'étendue d'eau.

Maillage détaillé

Pour ce qui est du maillage détaillé, les résultats sont illustrés à la Figure 4.25. Afin de comparer avec les résultats du maillage de référence est illustré à la Figure 4.33 ainsi que les données du SPW à la Figure 4.27. La légende se trouve à la Figure 4.28.

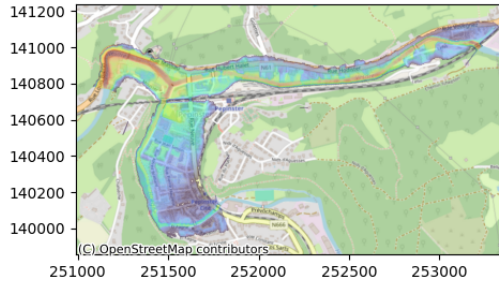


FIGURE 4.25 – Hauteurs d’eau de la simulation avec le maillage détaillé le 15 juillet à 16h.

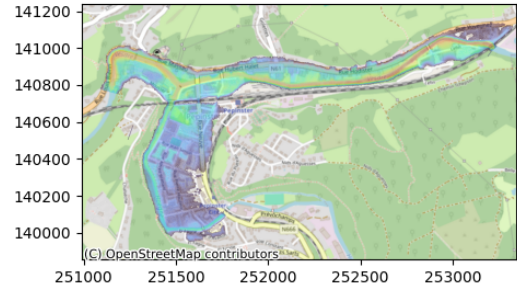


FIGURE 4.26 – Hauteurs d’eau du maillage de référence le 15 juillet à 16h.

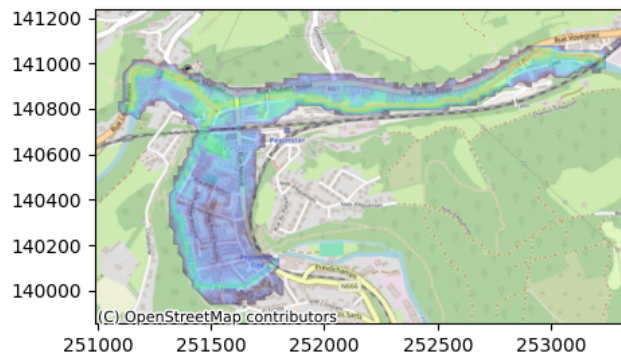


FIGURE 4.27 – Hauteurs d’eau fournies par le SPW [SERVICE PUBLIC DE WALLONIE 2022].

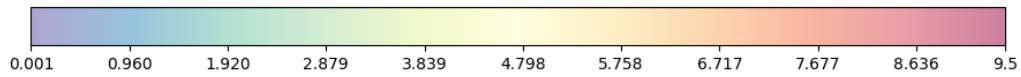


FIGURE 4.28 – Légende des hauteurs d’eau [m].

Visuellement, pour les hauteurs, une augmentation locale se démarque au niveau de la sortie aval lorsque le maillage détaillé est comparé avec le maillage de référence. Cette remontée commence à hauteur de la confluence et est potentiellement due à une modélisation de la condition aval trop étroite. Cette question est étudiée plus tard à la section. 4.6.3. En dehors de cette caractéristique, les hauteurs ont l’air similaires avec le maillage de référence et les hauteurs du SPW.

La coupe le long du talweg de la Vesdre est également réalisée afin d’approfondir l’étude de ces résultats. La Figure 4.29 illustre cette coupe et permet de remarquer que la forme du profil de hauteur est assez différent de celui de la simulation de référence ainsi que des données du SPW. Les pics sont bien plus marqués ainsi qu’une forte accumulation de l’eau au niveau de l’aval (à droite du graphique).

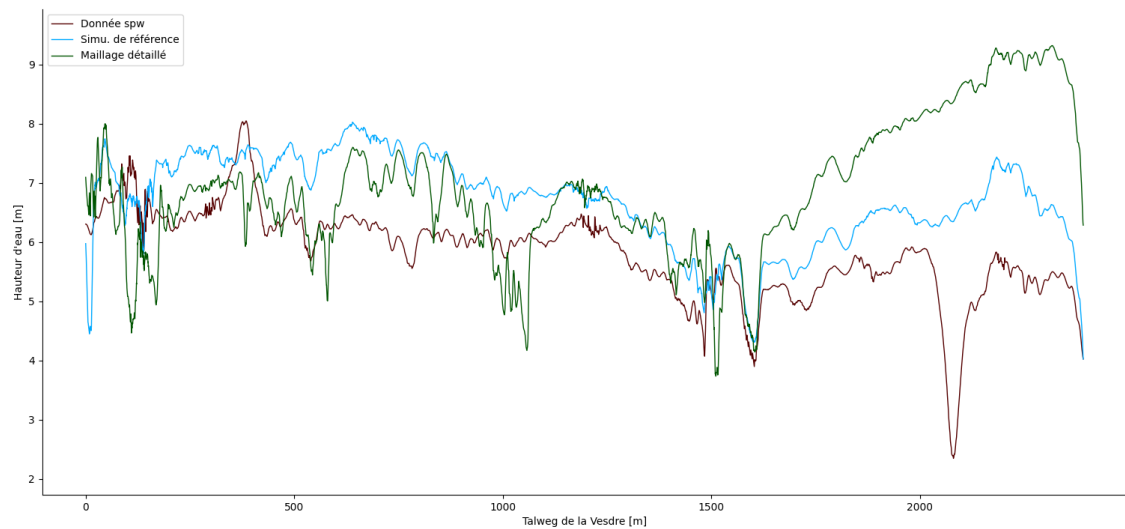


FIGURE 4.29 – Comparaison des résultats de hauteur d’eau le long du talweg de la Vesdre pour le maillage détaillé.

Les coupes transversales analysées pour la variation du coefficient de Manning sont reprises dans ce cas et sont illustrées à la Figure 4.30. À l’exception de la coupe 1, la simulation de référence semble fournir des résultats globalement plus proches des données SPW. Pour ce qui concerne la forme globale du profil, la simulation de référence et la simulation détaillée semblent produire des profils assez similaires.

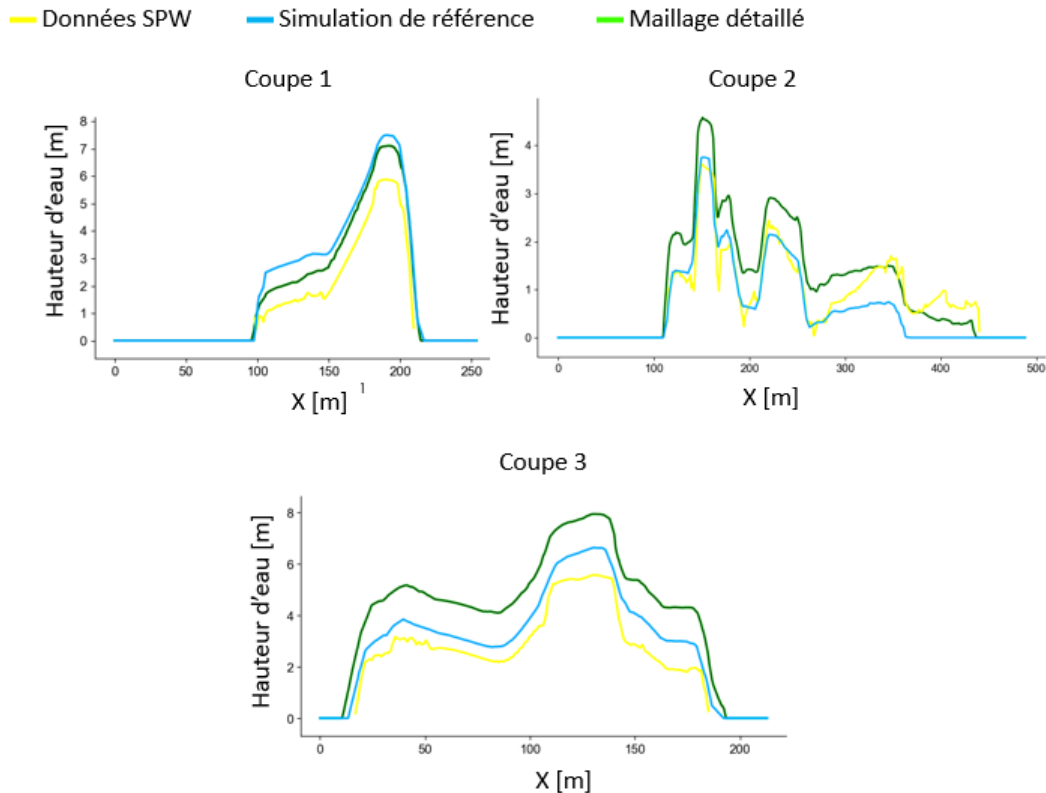


FIGURE 4.30 – Coupes transversales de la Vesdre et de la Hoegne pour le maillage détaillé.

En outre, l'étendue obtenue avec cette simulation est représentée le graphique détaillé à la Figure 4.31 et les données numériques sont dans la Table 4.3.

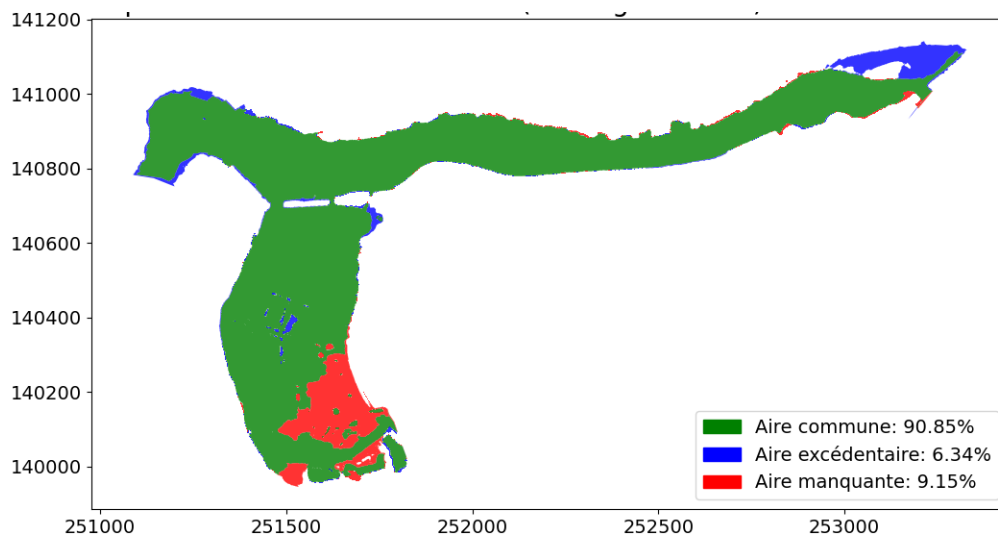


FIGURE 4.31 – Comparaison des étendues pour la simulation avec un maillage détaillé et les données SPW.

Simulation	A (m ²)	$A_{identifiées}$ (%)	$A_{nonreconnues}$ (%)	$A_{excédente}$ (%)
Données idw	522592.28	/	/	/
Maillage détaillé	518609.0	90.85	9.15	6.3
Maillage de référence	457022	86.04	13.96	2.00

TABLE 4.3 – Tableau des indices des zones inondées pour le maillage détaillé.

Au niveau de l'étendue, le pourcentage de superficie des zones identifiées reconnues est plus élevé que la simulation de référence. Le pourcentage d'aire excédentaire lui aussi est supérieur dans le cas du maillage détaillé. La tranche d'erreur est toutefois similaire à celle de la simulation de référence avec 15.45% d'erreur au total.

En conclusion, le maillage détaillé n'apporte pas de résultats beaucoup plus précis dans ce cas-ci, avec les mêmes conditions initiales et frontières.

Maillage découpé

Les simulations utilisant un maillage où les bâtiments ont été découpés révèlent des hauteurs d'eau maximales significativement plus élevées que prévu, atteignant jusqu'à 16 mètres, comme c'est illustré sur la Figure 4.32.

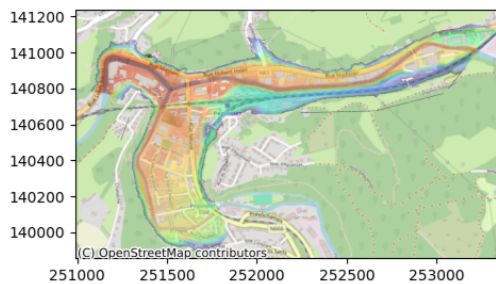


FIGURE 4.32 – Hauteurs d’eau de la simulation avec le maillage découpé le 15 juillet à 16h.

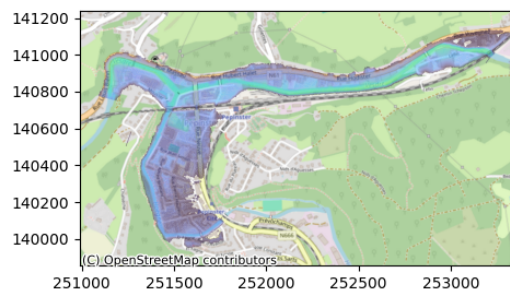


FIGURE 4.33 – Hauteurs d’eau du maillage de référence le 15 juillet à 16h.

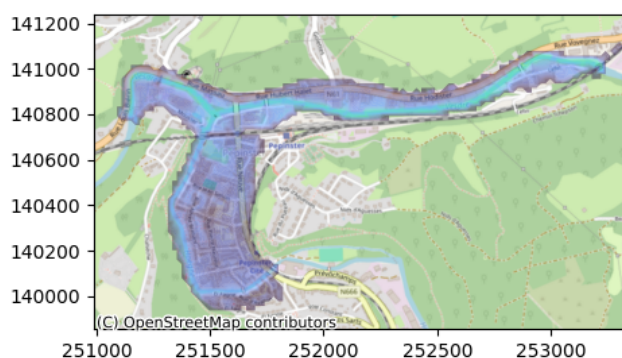


FIGURE 4.34 – Hauteurs d’eau fournies par le SPW [SERVICE PUBLIC DE WALLONIE 2022].

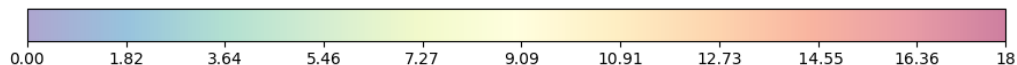


FIGURE 4.35 – Légende des hauteurs d’eau [m].

Étant donné cette surévaluation globale du niveau d’eau, les coupes longitudinale et transversale de ces résultats se trouvent à la Section 4.6.3, où elles sont comparées avec une version améliorée du modèle.

Enfin, les résultats concernant l’étendue d’eau sont illustrés à la Figure 4.36 et détaillés au Tableau 4.4. La zone identifiée comme inondée dans cette simulation est bien trop importante sur tout le domaine. Il y a, en effet, un total de plus de 50% de l’aire totale de zones inondées en trop, ce qui n’est vraiment pas exploitable.

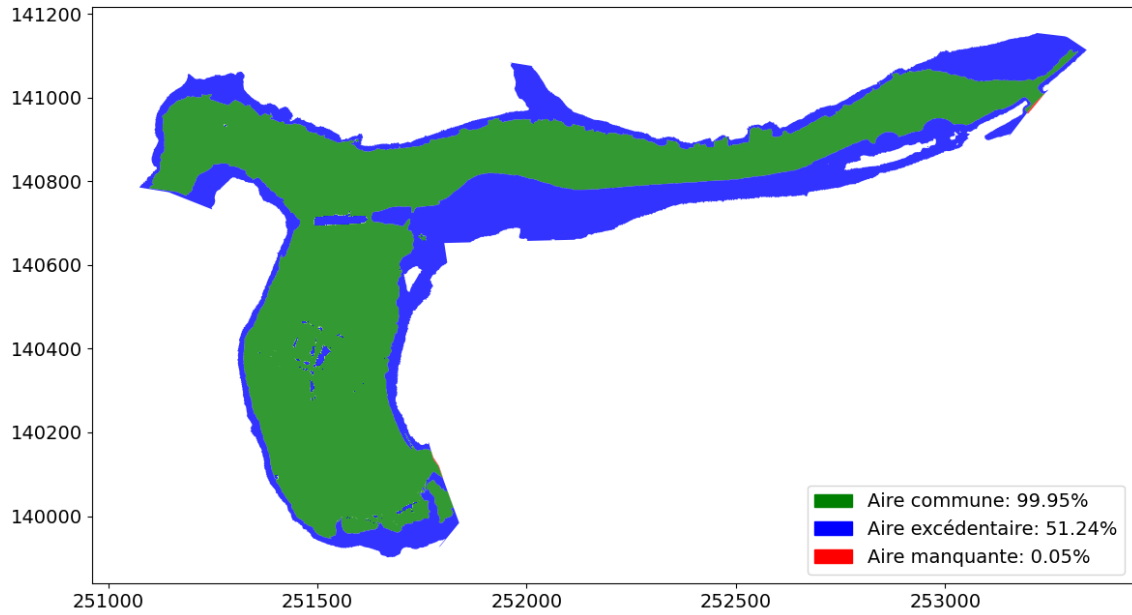


FIGURE 4.36 – Comparaison des étendues pour la simulation avec un maillage découpé et les données du SPW.

Simulation	A (m ²)	$A_{identifiées}$ (%)	$A_{nonreconnues}$ (%)	$A_{excédentaire}$ (%)
Données idw	522592.28	/	/	/
Maillage découpé	784098.67	99.95	0.05	51.24
Maillage de référence	457022	86.04	13.96	2.00

TABLE 4.4 – Tableau des indices des zones inondées pour le maillage découpé.

Il est possible que l'explication de ces résultats erronés se retrouve en partie dans les conditions aux frontières du maillage. Jusqu'à présent, il y a de l'eau stagnante au niveau de la sortie, la condition frontière n'est donc peut-être pas assez large pour que toute l'eau s'évacue sans encombre.

4.6.3 Modifications du modèle

Afin d'améliorer les résultats obtenus précédemment, deux modifications au modèle de base ont été étudiées. D'une part, comme le souligne la section 4.6.2 mais aussi la section 4.6.1, la condition à l'aval est probablement insuffisante et cause une retenue d'eau à la sortie. Alors que l'exutoire considéré jusqu'à présent n'atteignait même pas une trentaine de mètres de large, deux simulations supplémentaires vont être étudiées avec un exutoire considérablement plus large.

Ensuite, une autre approche afin de modéliser les bâtiments sera évaluée. L'étude de [BELLOS et al. 2022] propose une approche avec un coefficient de Manning particulièrement élevé sur la zone des bâtiments qui a inspiré cette piste d'amélioration.

Modification de l'exutoire

Le maillage utilisé pour évaluer l'impact de l'agrandissement de l'exutoire est celui qui vient d'être étudié, le maillage découpé de la Figure 4.6.2.

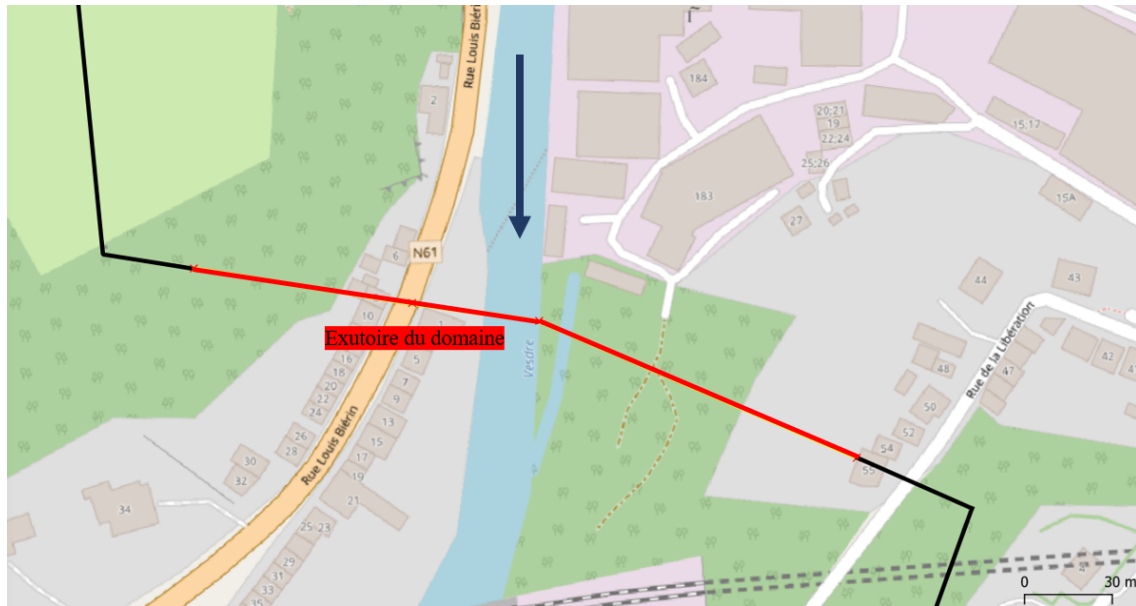


FIGURE 4.37 – Nouvelle géométrie de l'exutoire du domaine.

Avec les mêmes conditions frontière à l'amont de la Vesdre et la Hoëgne ainsi qu'un coefficient de Manning de $0.06 [s/m^{1/3}]$ uniforme les résultats de la Figure 4.38 sont obtenus.

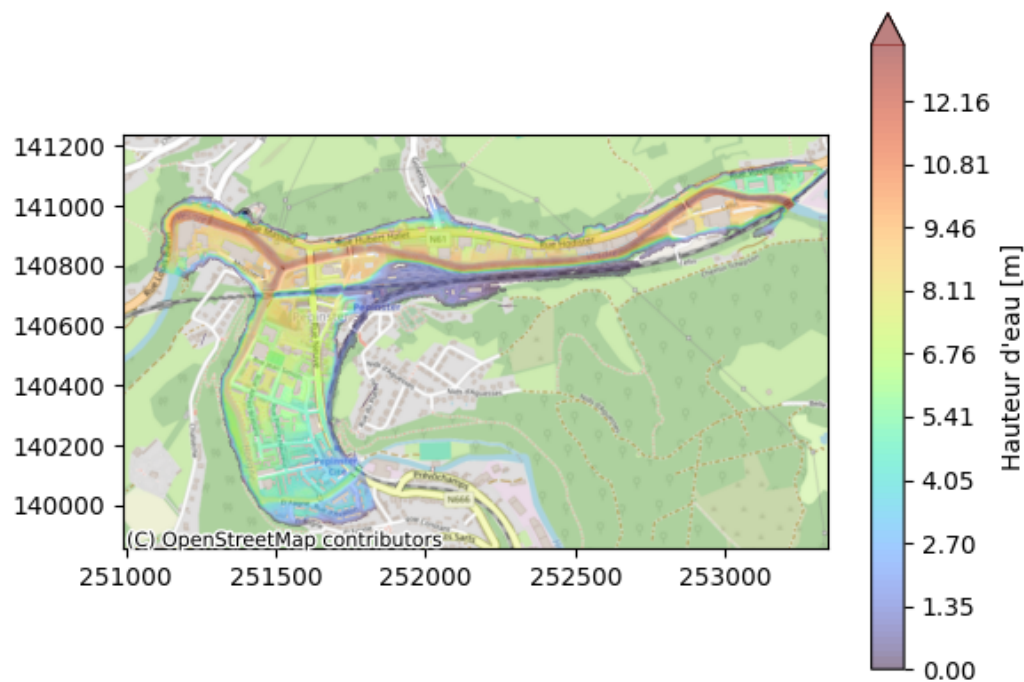


FIGURE 4.38 – Hauteurs d'eau pour le maillage découpé et un exutoire large.

La hauteur d'eau maximale a significativement diminué par rapport à celle présentée dans la Figure 4.32, atteignant 12 mètres de hauteur. De plus, la répartition des hauteurs d'eau s'est

améliorée, avec une réduction de la rétention d'eau à la sortie du domaine. Cela suggère que les résultats de cette simulation sont probablement plus fiables que ceux de la simulation précédente. Néanmoins, le niveau d'eau reste encore élevé par rapport aux données fournies par le SPW, en particulier autour de la Vesdre et dans ses environs.

En ce qui concerne l'étendue simulée, une amélioration est également observée. L'aire excédentaire a diminué de 50 % à 30 %, comme illustré à la Figure 4.39.

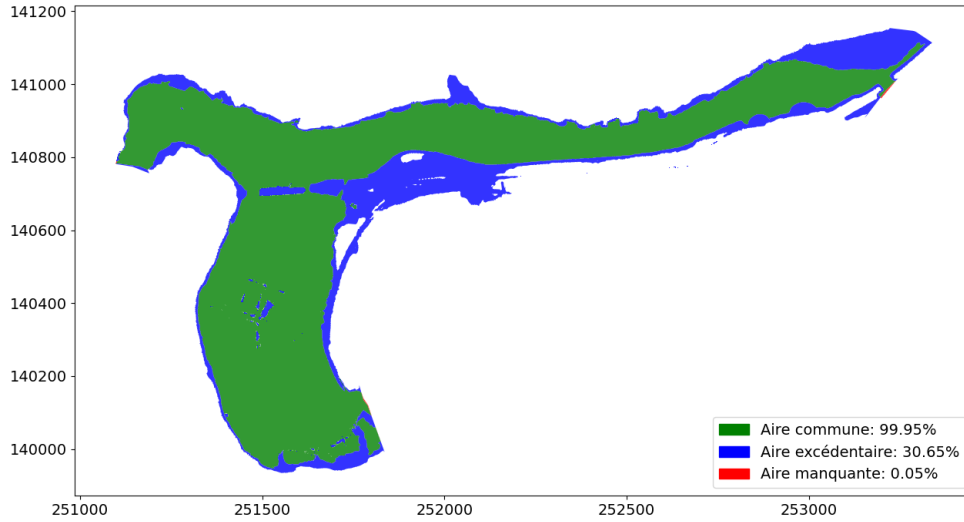


FIGURE 4.39 – Comparaison des étendues pour la simulation avec le maillage découpé et l'exutoire large et les données SPW.

Modification de la modélisation des bâtiments

La largeur de l'exutoire joue donc un rôle crucial dans la qualité des résultats de la simulation. Mais ce n'est pas la seule source d'erreur. Une autre piste testée est en rapport avec la modélisation des bâtiments. En effet, en intégrant des bâtiments dans le maillage, ces derniers créent des obstacles physiques qui entravent l'écoulement de l'eau. Cela peut entraîner la formation de zones d'accumulation d'eau en amont de ces obstacles, car l'eau ne peut pas facilement contourner les bâtiments ni s'y infiltrer. Cet effet de barrage peut conduire à des hauteurs d'eau exagérées et irréalistes, particulièrement dans des zones urbaines denses.

Étant donné que l'augmentation locale du coefficient de Manning, observée à la Section 4.6.1, a montré une amélioration dans la représentation du sol et que les résultats précédents restaient encore éloignés de la réalité, une dernière simulation a été lancée. Cette simulation utilise le même maillage que celui de la simulation de référence et intègre l'élargissement de l'exutoire illustré à la Figure 4.37. Cependant, le coefficient de Manning a été localement augmenté à $20 [s/m^{1/3}]$, suivant la méthodologie de l'étude de [BELLOS et al. 2022] pour les délimitations des bâtiments.

Les résultats obtenus sont présentés à la Figure 4.40. Cette augmentation du coefficient de Manning vise à simuler une résistance hydraulique importante, reflétant les effets de friction et d'obstruction des bâtiments sur l'écoulement de l'eau. En ralentissant le flux d'eau dans ces zones, cette approche permet de réduire les hauteurs d'eau locales et favorise une meilleure dissipation de l'énergie hydraulique.

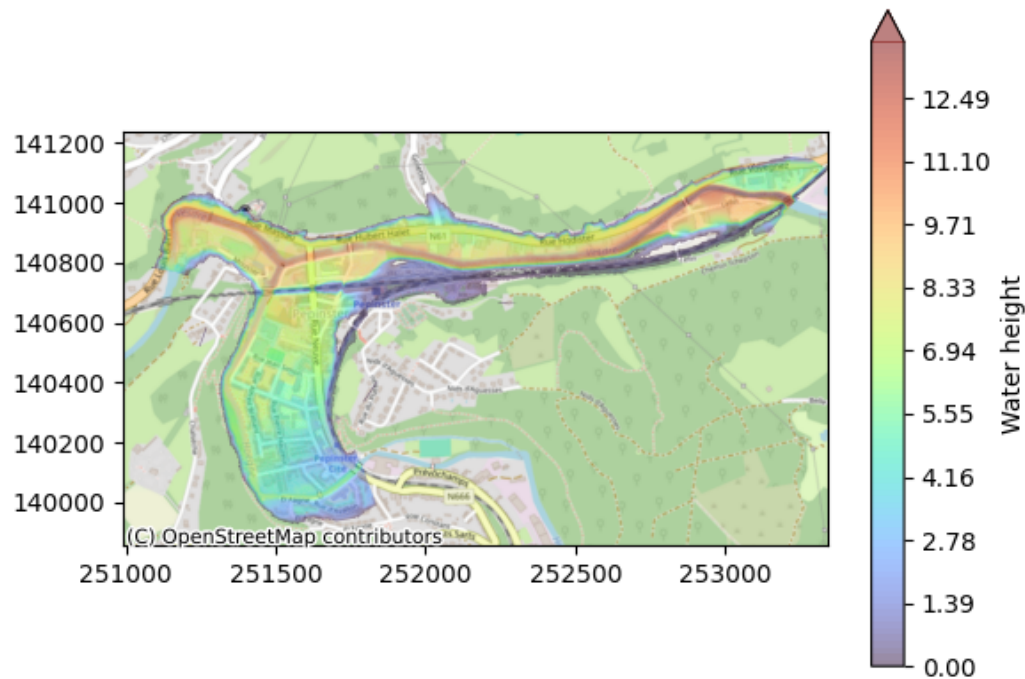


FIGURE 4.40 – Hauteurs d’eau pour le maillage découpé et un exutoire large.

Les hauteurs d’eau observées montrent des résultats assez similaires à ceux du cas précédent, avec des niveaux encore élevés aux environs de la Vesdre.

Quant à l’étendue de l’eau, elle est illustrée à la Figure 4.41.

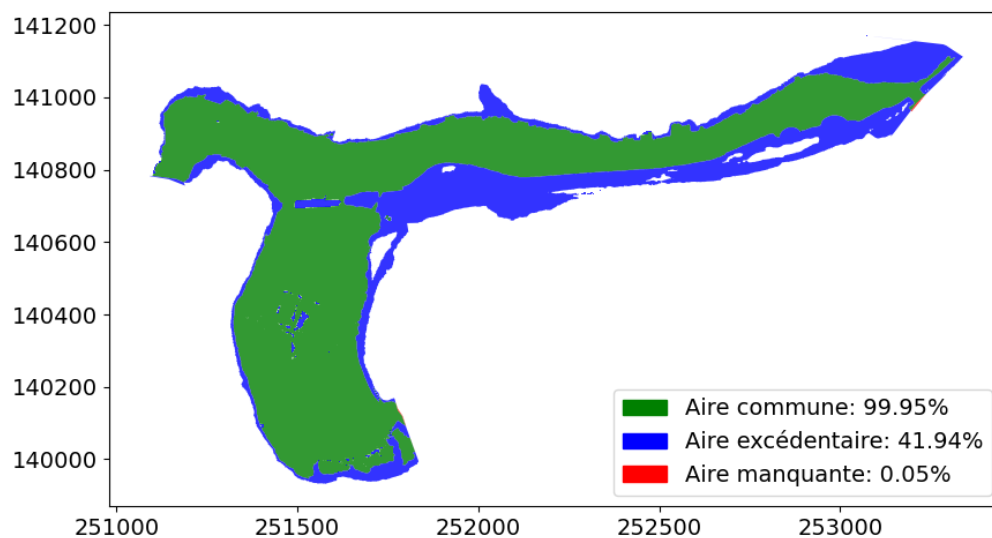


FIGURE 4.41 – Comparaison des étendues pour la simulation avec le coefficient de Manning à 20 sur les bâtiments et l’exutoire large et les données SPW.

L'étendue des inondations est cependant encore trop large par rapport aux données réelles, avec une erreur d'environ 40%. Cette marge d'erreur indique que cette modélisation des bâtiments n'est pas plus précise que celle testée auparavant.

Coupes

Différentes coupes sont une fois de plus analysées afin de mieux comprendre l'impact des modifications apportées au modèle. La Figure 4.42 présente en détail la coupe le long du talweg de la Vesdre. L'agrandissement de l'exutoire semble avoir un effet significatif sur le comportement du niveau d'eau. On observe ainsi une baisse notable du niveau d'eau environ 1 km après cette entrée, ce qui témoigne de l'efficacité de cette modification structurelle. Cependant, malgré cette amélioration, le niveau d'eau reste relativement élevé sur le premier kilomètre, suggérant que d'autres facteurs pourraient également influencer cette zone spécifique.

En parallèle, la simulation qui intègre une augmentation des coefficients de Manning appliqués aux bâtiments ne parvient pas à reproduire les résultats avec la même précision. Comparée au maillage découpé, cette approche se montre moins efficace pour représenter fidèlement les variations de hauteur d'eau le long du talweg.

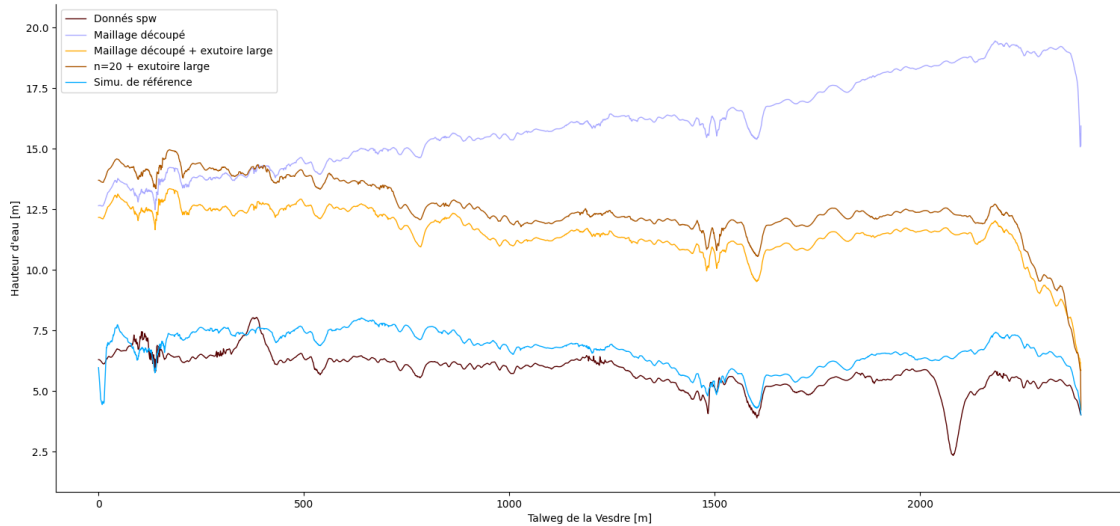


FIGURE 4.42 – Comparaison des résultats de hauteurs d'eau le long du talweg de la Vesdre pour les cas prenant en compte la présence des bâtiments.

Ensuite, la Figure 4.43 illustre les coupes transversales selon la géométrie de la Figure 4.19.

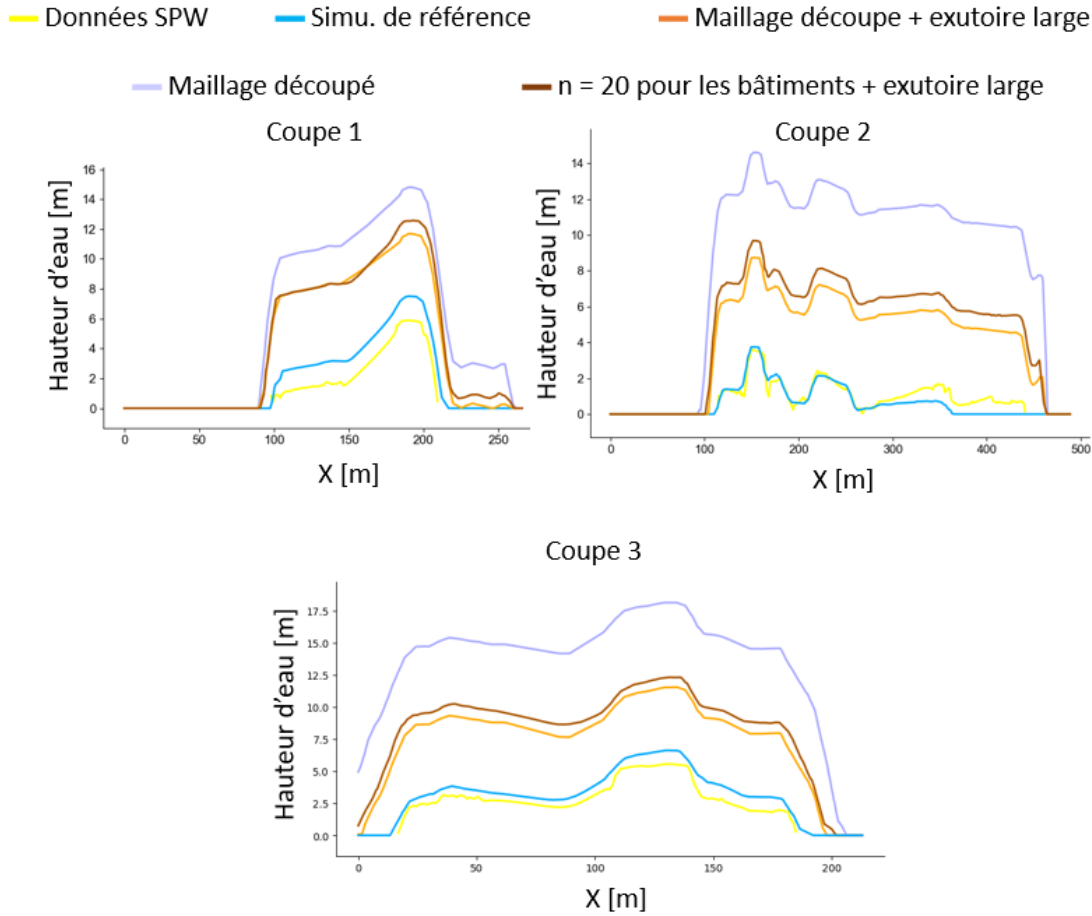


FIGURE 4.43 – Coupes transversales de la Vesdre et de la Hoegne pour les simulations prenant en compte les bâtiments.

Sur la Figure 4.43 le modèle le plus représentatif est toujours la simulation de référence. Toutefois, la modification de la taille de l'exutoire a conduit à une amélioration des résultats sur chaque coupe, y compris sur la coupe 1, qui se trouve pourtant la plus éloignée de l'exutoire. En revanche, la modélisation basée sur l'ajustement du coefficient de Manning se révèle toujours moins performante à tous les niveaux, suggérant que ce paramètre n'a pas eu l'effet escompté pour affiner la précision des simulations dans ce contexte particulier.

Il en ressort que la modification de l'exutoire est pertinente, car elle réduit l'erreur totale des résultats. En revanche, la modélisation des bâtiments en utilisant le coefficient de Manning avec les mêmes données d'entrée ne semble pas être la meilleure configuration, à tous les niveaux.

Autre piste

Bien que la modification de l'exutoire ait permis de produire de meilleurs résultats, le modèle peut encore être amélioré. D'autres pistes peuvent être explorées pour améliorer la précision des simulations.

Une approche intéressante pourrait consister à examiner les données d'entrée des hydrogrammes. Tester une situation avec des hydrogrammes d'entrée plus fiables pourrait aider à mieux comprendre les exigences en matière de modélisation. Étant donné que les hydrogrammes pour le cas de Pepinster ont été calculés plutôt que simplement mesurés, il est possible que des erreurs dans les

données entravent la fiabilité totale de la simulation.

4.6.4 Conclusion

L'analyse des simulations d'inondation dans le contexte des inondations de Pepinster révèle plusieurs enseignements importants sur l'influence des paramètres de modélisation hydrologique.

Une observation importante concerne le coefficient de Manning. Les résultats des simulations montrent que la variation de ce coefficient a un impact majeur sur les prévisions. Les simulations utilisant un coefficient de Manning variable, ajusté selon les catégories de sol, se sont révélées les plus précises en termes de hauteur d'eau. En revanche, pour l'étendue des inondations, les simulations avec des coefficients globaux ont donné les meilleurs résultats. Cette constatation souligne l'importance d'une représentation précise de la rugosité du terrain pour obtenir des prévisions fiables, en fonction des objectifs visés.

Concernant la complexité du maillage, il apparaît que le maillage plus simple a produit les résultats les plus fiables. Le maillage détaillé n'a pas significativement amélioré la précision des résultats tout en nécessitant davantage de ressources computationnelles. Le maillage découpé, quant à lui, semble encore trop complexe et sensible aux données d'entrée, ce qui peut affecter la fiabilité des résultats.

Dans le cas spécifique de Pepinster, les données utilisées reposent sur des témoignages, des observations et des calculs, ce qui les rend moins fiables. Il pourrait être plus judicieux d'utiliser des modèles plus simples comme celui employé en référence dans ce mémoire. Les modèles complexes sont davantage influencés par les erreurs dans les données d'entrée, compromettant ainsi la fiabilité des simulations.

En résumé, bien que les simulations détaillées et complexes puissent offrir une représentation plus fine des phénomènes hydrologiques, elles nécessitent des données d'entrée précises et des ajustements constants pour garantir leur fiabilité. Le cas de Pepinster illustre les défis et les limites de ces approches, suggérant qu'un équilibre doit être trouvé entre la complexité du modèle et la précision des données disponibles pour obtenir des résultats à la fois fiables et utilisables.

Chapitre 5

Étude des forces

Cette section présente une étude des forces agissant sur les façades de bâtiments, en se basant sur les résultats de deux simulations précédemment obtenues. La première simulation, désignée comme la simulation 1, utilise un maillage uniforme avec un coefficient de Manning de $0.06 [s/m^{1/3}]$. La seconde simulation, appelée simulation 2, implique un maillage découpé des bâtiments, un coefficient de Manning à $0.06 [s/m^{1/3}]$ et un exutoire élargi.

Il est important de noter que la deuxième simulation tend à surévaluer les hauteurs d'eau ainsi que leur étendue. Cependant, l'analyse des différences dans la forme de la force totale – telles que les moments de croissance et de décroissance, ainsi que le moment des pics – reste pertinente pour comprendre l'impact de la découpe des bâtiments.

5.1 Détermination des forces

Comme présenté à la Section 2.3.4, la plupart des formules existantes pour évaluer la force sur une façade sont très similaires. C'est pourquoi seulement deux formules seront étudiées ici. La première est l'expression des forces hydrostatiques et hydrodynamiques présentée dans les normes américaine et australienne des sections 2.3.1 et 2.3.2. Cette formule est utilisée pour les résultats de la première simulation et sera désignée comme la force 1.

Les forces agissant sur les façades des bâtiments seront donc évaluées comme suit :

$$F_1 = F_{stat} + F_{dyn} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \Delta y + C_d \rho_w \frac{V^2}{2} A [N]. \quad (5.1)$$

Pour rappel, les variables dans cette formulation sont : γ_w le poids spécifique de l'eau $[N/m^3]$, H est la hauteur de l'eau $[m]$, Δy la variation de la position horizontale $[m]$, C_d le coefficient de traînée $[-]$, ρ_w la densité de l'eau $[kg/m^3]$, V la vitesse de l'eau $[m/s]$, et A l'aire submergée par l'eau $[m^2]$.

La seconde formule est utilisée avec les résultats de la seconde simulation. Ce choix a été fait de part l'absence du terme C_d . En effet, dans le maillage où les bâtiments sont découpés, la vitesse au droit de ces limites a tendance à diminuer et la force hydrodynamique se transforme alors en force hydrostatique.

$$F_2 = F_{stat} + F_{dyn} = \frac{\rho g H^2}{2} \Delta y + \rho \frac{(VH)^2}{H} \Delta y [N]. \quad (5.2)$$

Pour rappel, les variables dans cette formulation sont : H , la hauteur d'eau $[m]$, V , la vitesse de l'écoulement $[m/s]$, Δy , un petit élément de longueur dans la direction y $[m]$.

5.2 Méthodologie

Afin d'étudier les forces agissant sur les façades des bâtiments à l'aide de la formule présentée à la Section 5.1, l'analyse se base sur les résultats de deux simulations. La première simulation utilise un maillage uniforme avec un coefficient de Manning uniforme de $0.06 [s/m^{1/3}]$, tandis que la seconde simulation emploie un maillage découpé, avec également un coefficient de Manning de 0.06 partout.

La méthodologie de cette étude se déroule comme suit :

- **Étape 1** : Découpage des façades en tronçons.

Chaque façade est divisée en segments de 5 m (Δy). Cette séparation permet une analyse des forces le long de chaque façade. Pour chaque segment, caractérisé par l'indice i , les données suivantes sont récupérées : la hauteur de l'eau (h_i) ainsi que les débits spécifiques dans les directions x et y ($q_{x,i}$ et $q_{y,i}$).

- **Étape 2** : Évaluation de l'aire submergée.

Pour chaque segment, l'aire submergée (A_i) est calculée en utilisant la hauteur de l'eau mesurée et la largeur du segment (Δy) :

$$A_i = h_i \Delta y [m^2]. \quad (5.3)$$

Cette évaluation quantifie la surface de la façade directement exposée à la force de l'eau.

- **Étape 3** : Calcul des vitesses dans les directions x et y . Les vitesses de l'eau dans les directions x ($v_{x,i}$) et y ($v_{y,i}$) sont déterminées à partir des débits spécifiques et des hauteurs d'eau :

$$v_{x,i} = \frac{q_{x,i}}{h_i} \text{ et } v_{y,i} = \frac{q_{y,i}}{h_i} [m/s]. \quad (5.4)$$

Ces vitesses sont essentielles pour évaluer la valeur de la force hydrodynamique agissant sur les façades.

- **Étape 4** : Détermination des composantes de vitesse perpendiculaires à la façade.

Une fois les composantes de la vitesse en x et y connues, une transformation trigonométrique est appliquée pour obtenir les composantes de la vitesse perpendiculaires à chaque façade, en fonction de l'orientation de la façade par rapport aux directions de l'écoulement :

$$v_{\perp,i} = v_{x,i} \cos(\theta) + v_{y,i} \sin(\theta) [m/s]. \quad (5.5)$$

où θ est l'angle entre la direction x et la normale à la façade.

- **Étape 5** : Définition du coefficient de traînée C_d pour la première formule.

En fonction de la géométrie de chaque tronçon de façade et des caractéristiques de l'écoulement, la valeur du coefficient de traînée est déterminée.

- **Étape 6** : Calcul et étude des forces hydrostatiques et hydrodynamiques.

Avec tous les paramètres connus, collectés et calculés, l'évaluation des forces agissant sur la façade est effectuée.

- **Étape 7** : Réalisation des graphiques.

Sur chaque graphique seront représentées les forces hydrodynamique, hydrostatique et totale respectivement pour la Force F1 et F2.

5.3 Présentation des bâtiments, de leur situation et évaluation des forces

Afin d'étudier les forces qui entrent en jeu lors d'une inondation, trois bâtiments spécifiques ainsi qu'un lot de bâtiments sont étudiés afin d'estimer au mieux les forces agissant sur un bâtiment

en fonction de sa localisation et sa composition. Les bâtiments qui ont été choisis se retrouvent sur la Figure 5.1.



FIGURE 5.1 – Localisation des bâtiments.

5.3.1 Bâtiment 1

Le bâtiment numéro 1 se situe juste à côté de la Hoëgne, il est illustré à la Figure 5.2. Visiblement il n'a connu aucun dégât important. Une trace du niveau d'eau est toutefois visible sur la façade.

Dans cette section, c'est une seule façade qui est étudiée, celle qui se trouve le plus perpendiculaire à l'écoulement.

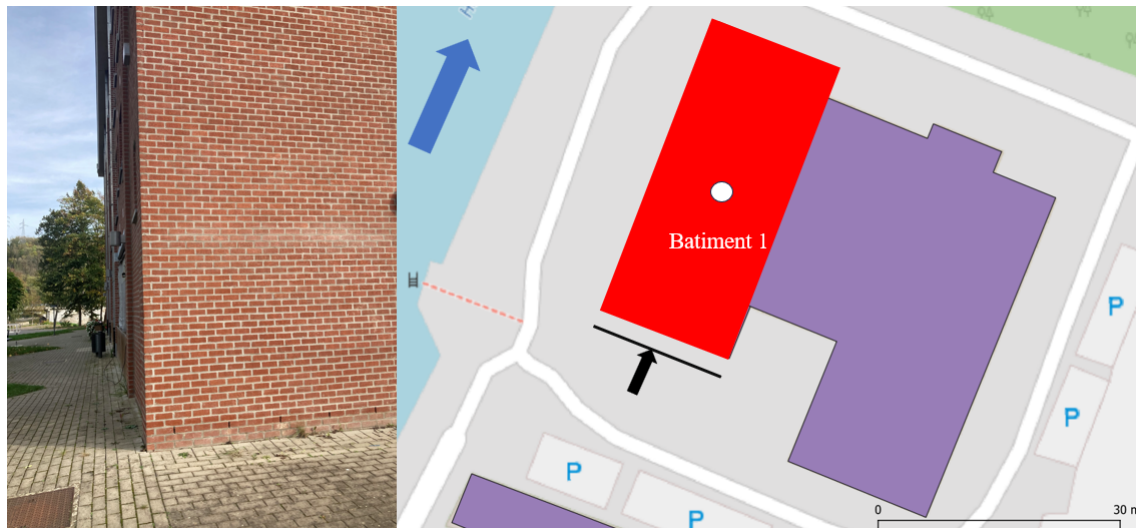


FIGURE 5.2 – Prise de vue du bâtiment 1 en octobre 2022 [RYCKMANS 2022] et localisation de l'étude des résultats de simulation.

5.3.2 Simulation 1 – Force 1

La façade considérée ayant une longueur de 12 mètres, le coefficient de frottement C_D [/], est déterminé en se basant sur la Table 2.1 et sur le rapport entre la largeur b de la façade et la hauteur d'eau h . Avec une hauteur moyenne de 1,20 m, le rapport $b/h = 10$, correspond à un coefficient de traînée C_D de 1,25.

En évaluant les forces hydrostatiques et dynamiques de manière linéique, les résultats obtenus au cours du temps sont illustrés dans la Figure 5.3.

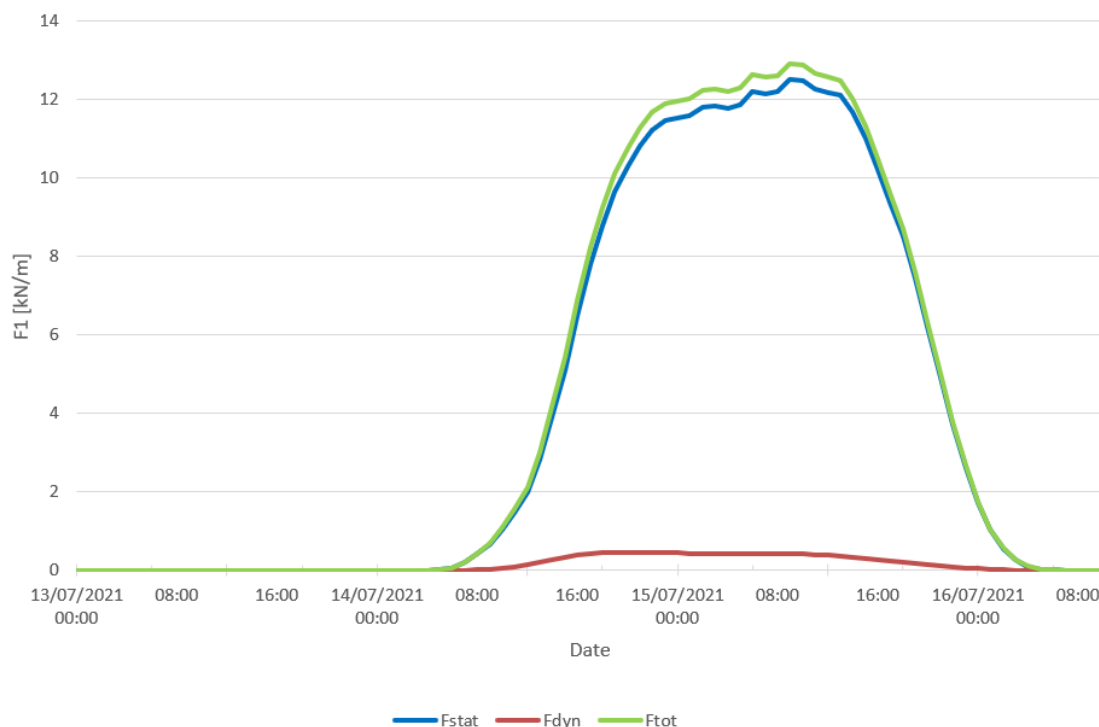


FIGURE 5.3 – Forces linéiques sur le bâtiment 1 sur base de la simulation 1.

Pour la première simulation appliquée au premier bâtiment, l'analyse du graphique révèle des caractéristiques spécifiques de la force exercée sur la façade au cours de l'inondation. La force maximale est atteinte le 15 juillet aux alentours de 9h, bien que l'augmentation de cette force ait commencé dès le 14 juillet vers midi. Ce décalage indique que le pic de force ne coïncide pas avec les pics de hauteur d'eau observés précédemment, lesquels se produisent le 15 juillet à 16h. À ce moment-là, une diminution de l'intensité de la force peut être observée, soulignant une dynamique distincte entre les variations de hauteur d'eau et les forces exercées sur la structure.

Le graphique montre également que la force totale exercée sur le bâtiment est principalement déterminée par la force hydrostatique, qui constitue la contribution la plus significative. Cependant, une montée simultanée de la force hydrodynamique est observée au moment du pic hydrostatique.

En termes d'ordre de grandeur, la force totale atteint un maximum légèrement supérieur à 12 $[\text{kN/m}]$, exerçant une pression sur le bâtiment pendant une période prolongée d'environ 16 heures.

5.3.3 Simulation 2 – Force 2

Le graphique 5.4 montre le résultat des forces calculées sur la façade du bâtiment 1 sur base de la simulation 2.

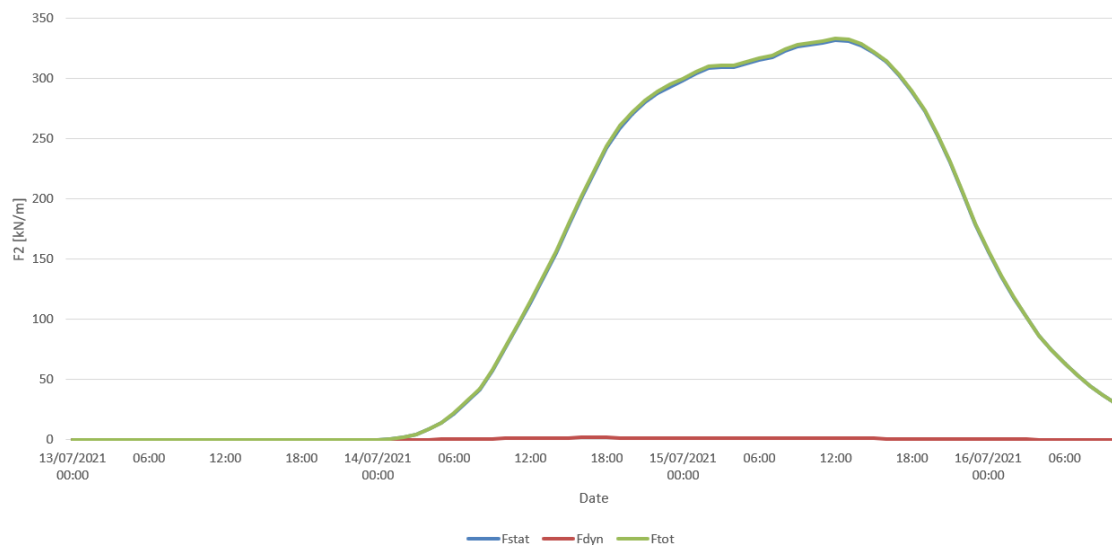


FIGURE 5.4 – Forces linéiques sur le bâtiment 1 sur base de la simulation 2.

L'analyse du graphique révèle que l'intensité de la force commence à augmenter le 14 juillet, peu après minuit, avec une montée rapide et marquée. À partir du 15 juillet à minuit, une diminution de la pente de cette intensité est observée, qui se poursuit jusqu'aux environs de 16h le même jour. Cette phase de décroissance est suivie d'une réduction rapide des charges exercées sur la façade du bâtiment.

En ce qui concerne la force hydrodynamique, celle-ci demeure proche de zéro tout au long de la période examinée. La force totale est donc essentiellement due à la force hydrostatique.

Pour ce qui est de l'intensité maximale observée, à savoir 333.25 [kN/m], est une valeur très élevée. Ce résultat semble être la conséquence de la surévaluation significative des paramètres dans la simulation. Cette surévaluation conduit à une surestimation des forces et des effets simulés. Pour les bâtiments suivant, l'analyse se porte donc essentiellement sur la forme du graphique ainsi que les temps auxquels les croissances, décroissances et pics sont observés pour la force F_2 .

5.4 Bâtiment 2

Le second bâtiment considéré se trouve à gauche de la confluence de la Vesdre et la Hoëgne. Comme illustré sur la Figure 5.5, ce bâtiment a subi plus de dégâts. En effet, deux de ses façades ont cédé sous les effets de l'inondation.

Pour ce bâtiment les forces sont également évaluées sur la façade perpendiculaire à l'écoulement. Cette façade est l'une des deux façades qui ont été fortement dégradées suite aux inondations.

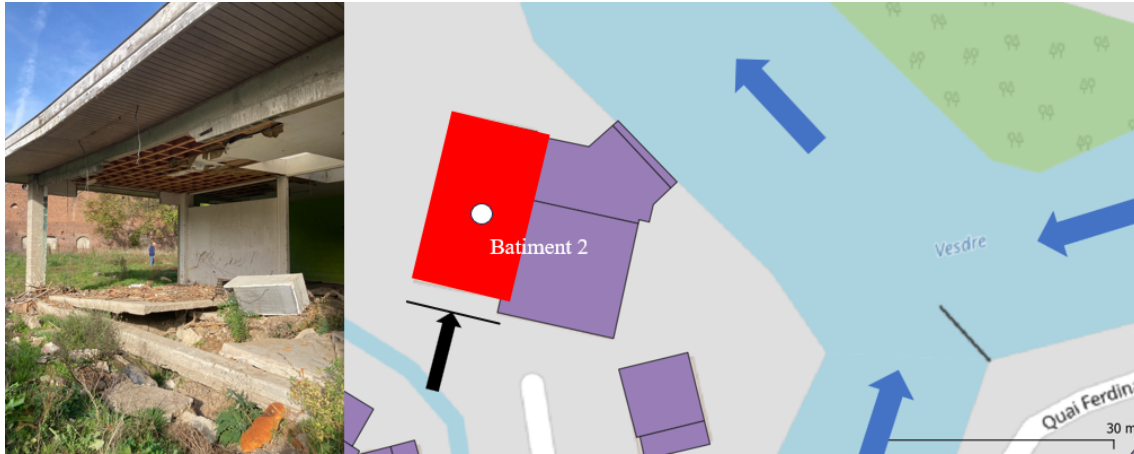


FIGURE 5.5 – Prise de vue du bâtiment 2 en octobre 2022 [RYCKMANS 2022] et localisation de l'étude des résultats de simulation.

5.4.1 Simulation 1 – Force 1

La hauteur moyenne déterminée par la première simulation est de 3.70 mètres. Ces hauteurs d'eau sont considérablement plus élevées par rapport à ce que le bâtiment 1 a pu connaître. La façade faisant une largeur d'environ 11 mètres, le rapport b/h a une valeur de 2.97 et donc le coefficient de traînée vaut, selon la Table 2.1, 1.25 [/-].

Les forces linéiques qui s'appliquent sur cette façade dans le temps sont illustrées à la Figure 5.6

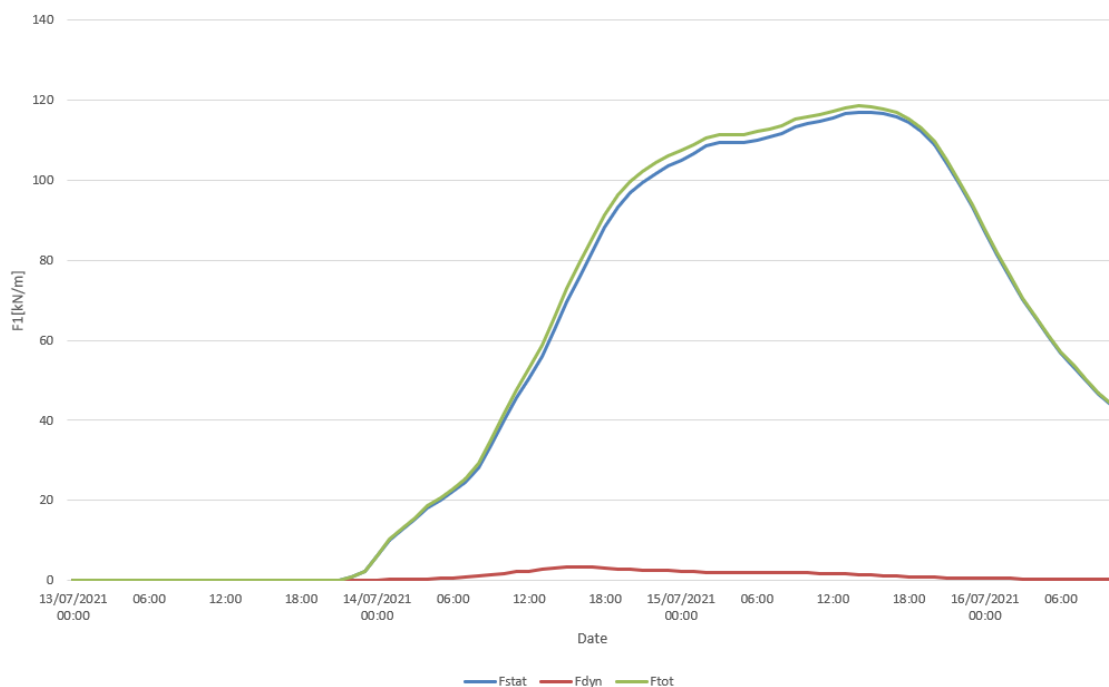


FIGURE 5.6 – Forces linéiques sur le bâtiment 2 sur base de la simulation 1.

Ce graphique montre que les forces exercées sur la façade de ce bâtiment durant l'inondation sont nettement plus élevées que celles observées sur le bâtiment 1, atteignant un pic proche de 120 [kN/m]. Cette valeur est environ dix fois supérieure aux forces évaluées sur le bâtiment 1, ce qui explique pourquoi les dégâts subis par cette structure sont bien plus importants.

En analysant la chronologie des événements, il apparaît que la montée en force débute le 14 juillet, peu avant minuit. La force augmente rapidement, atteignant un plateau de croissance plus douce vers la fin de journée du 14. Cette pression continue ensuite à progresser, bien que plus lentement, jusqu'à atteindre son maximum le 15 juillet en soirée. La descente de la force commence alors, mais il est important de noter que la façade du bâtiment subit plus de 24 heures de pression intense.

Les forces hydrodynamiques restent négligeables, n'apparaissant de manière non-nulles qu'au moment du début du plateau.

Ces observations mettent en évidence non seulement l'intensité des forces hydrostatiques exercées sur ce bâtiment, mais aussi la durée prolongée de cette pression. Cette double caractéristique, en termes d'amplitude et de temporalité, est sans doute un facteur clé des dommages importants observés sur la structure.

5.4.2 Simulation 2 – Force 2

Les forces linéiques calculées sur base de la simulation 2 sont présentées au graphique 5.7.

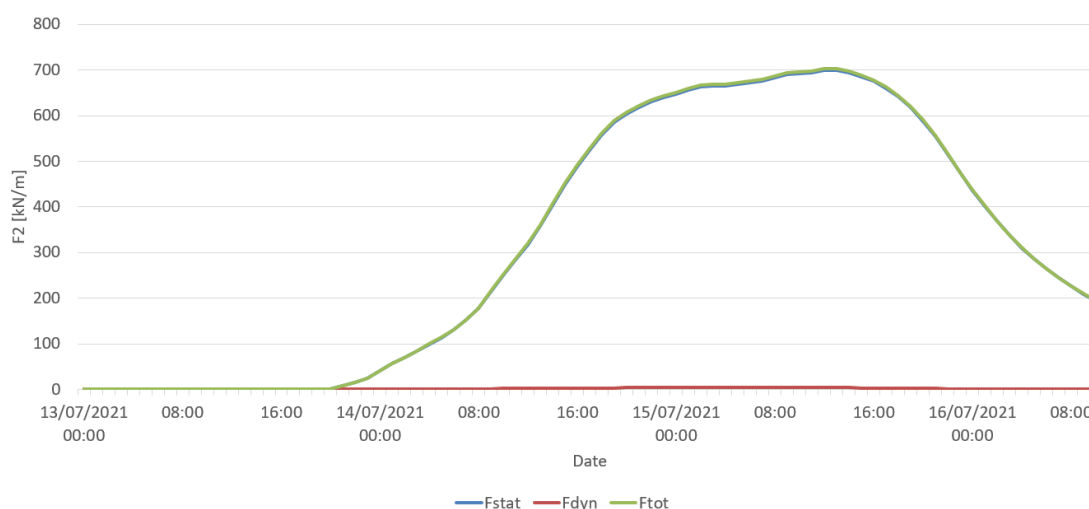


FIGURE 5.7 – Forces linéiques sur le bâtiment 2 sur base de la simulation 2.

A partir du 14 juillet, un peu avant minuit, la force hydrodynamique commence à augmenter, présentant une pente relativement douce. Cette montée initiale se renforce significativement à partir de 10 h du matin, continuant de manière accélérée jusqu'à 18 h. Après cette période, la force augmente de nouveau mais à un rythme plus modéré jusqu'au lendemain, 15 juillet, à 18 h. Ainsi, le bâtiment subit des efforts particulièrement intenses pendant une durée prolongée de 24 heures. La pente de décroissance de la force est également prolongée, puisque le 16 juillet au matin, la force appliquée représente encore environ un tiers de la force maximale enregistrée.

En revanche, la force hydrodynamique demeure nulle tout au long de l'inondation, malgré les variations significatives dans la force globale.

5.5 Bâtiment 3

Le bâtiment 3, en réalité composé de deux maisons mitoyennes, se trouve dans une zone qui a connu de gros dégâts. Il est illustré à la Figure 5.8 et n'a pas eu autant de chance que les deux premiers étant donné qu'il a dû être détruit suite aux dégâts trop importants causés par les inondations. C'est donc une photo datant de 2020 qui est présentée pour illustrer cet exemple. Ce bâtiment se trouvait sur la rive gauche de la Vesdre. Comme pour les deux cas précédents, c'est la façade perpendiculaire à l'écoulement qui est étudiée.



FIGURE 5.8 – Photo du bâtiment avant inondations [GOOGLE STREET VIEW 2020] et localisation de l'étude des résultats de simulation.

5.5.1 Simulation 1 – Force 1

La façade considérée a une longueur d'environ 12 mètres. Avec une hauteur d'eau moyenne de 3.5 mètres, le coefficient de traînée de 1.25. Les forces s'exerçant le long de la façade se retrouvent sur la Figure 5.9.

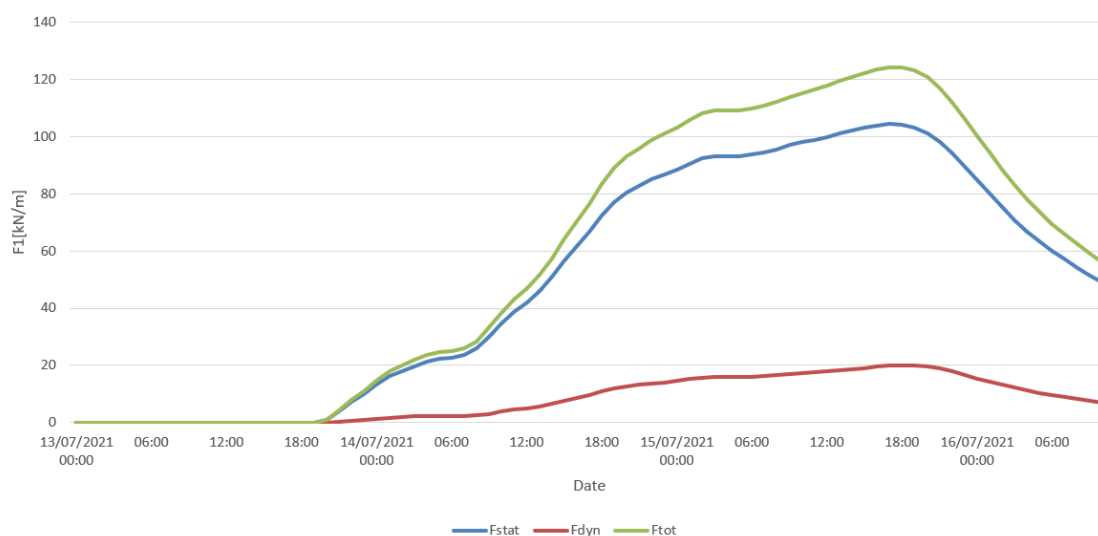


FIGURE 5.9 – Forces linéiques sur le Bâtiment 3 sur base de la simulation 1.

Sur le graphique 5.9, un pic d'intensité légèrement supérieur à 120 [kN/m] est observé. L'évolution de la force débute le 13 juillet, quelques heures avant minuit, et continue de croître de manière soutenue jusqu'au 15 juillet, atteignant son maximum aux alentours de 18h.

En ce qui concerne la force hydrodynamique, celle-ci devient plus significative dans cette configuration. Le positionnement du bâtiment sur la rive de la Vesdre, combiné à l'orientation perpendiculaire de sa façade, contribue à l'augmentation de cette force. Le choc frontal avec le courant de la rivière semble amplifier l'impact, rendant la force hydrodynamique moins négligeable par rapport à celle des deux bâtiments précédemment étudiés. Malgré cette augmentation, la force

hydrostatique continue d'apporter la contribution majeure à la force totale exercée sur la façade.

Il est également important de noter que, bien que la force commence à décroître après avoir atteint son pic, cette diminution reste relativement modérée. En effet, le 16 juillet à 8h du matin, la force se maintient à un niveau élevé, avoisinant les 80 [kN/m]. Cette observation suggère que la façade a été soumise à une forte pression sur une période prolongée.

Cette exposition prolongée à une force importante est probablement à nouveau un facteur déterminant dans les dégâts subis par le bâtiment. Même si la force maximale a été atteinte sur un laps de temps relativement court, c'est la durée pendant laquelle la structure a dû supporter une pression intense qui pourrait avoir causé des dommages structurels importants. L'accumulation de stress sur une longue période pourrait ainsi expliquer l'étendue des dégradations observées.

5.5.2 Simulation 2 – Force 2

Le graphique illustré à la Figure 5.10 illustre les forces exercées sur le bâtiment 3 selon les informations de la simulation 2.

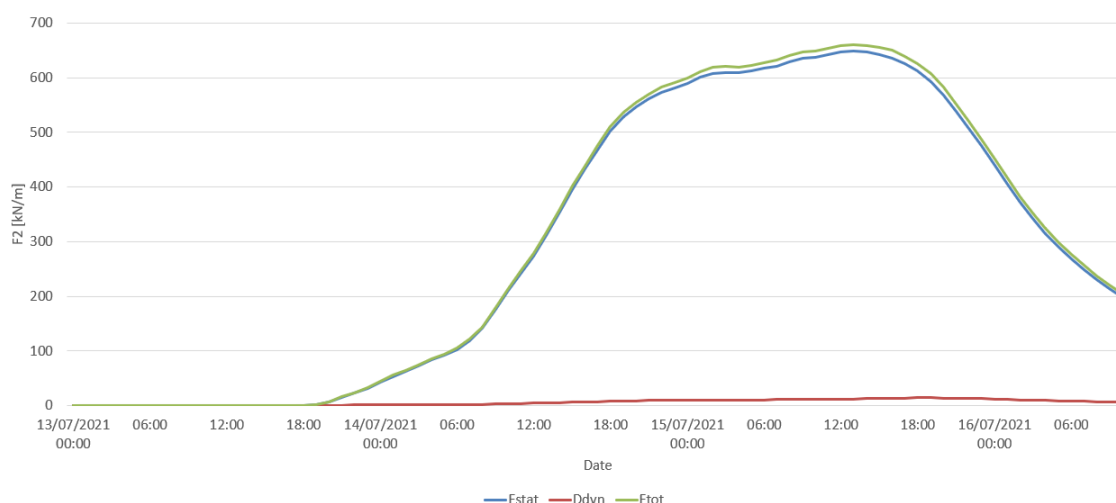


FIGURE 5.10 – Forces linéiques sur le bâtiment 3 sur base de la simulation 2.

Le graphique montre un comportement comparable à celui observé pour la force 2 exercée sur le bâtiment 2. La force hydrodynamique commence à évoluer le 13 juillet vers 20h de manière progressive, avec une croissance plus marquée jusqu'au 15 juillet à 18h. À ce moment-là, la pente de la courbe devient moins prononcée, et une charge significative continue d'affecter la façade du bâtiment 3 jusqu'au même jour à 18h.

Contrairement aux cas des bâtiments 1 et 2, la force hydrodynamique pour le bâtiment 3 n'est pas nulle. Elle augmente légèrement entre le 14 juillet à 18h et le 16 juillet à minuit, bien que cette force reste relativement faible en comparaison avec la force hydrostatique.

L'exposition à une charge prolongée et élevée sur ce bâtiment semble être une explication plausible pour l'ampleur des dégâts observés.

5.6 Lot 4

Dans cette section, un lot de bâtiments est étudié plutôt qu'un bâtiment unique, étant donné que ces bâtiments étaient collés les uns aux autres. Sur la rive gauche de la Vesdre, en amont du bâtiment 3, ce lot d'habitations a connu le même sort que le bâtiment 3 en raison des dégâts

critiques subis.

Étant donné la configuration spatiale de ces bâtiments, les forces sont étudiées sur la façade parallèle à l'écoulement du bâtiment de gauche ainsi que les forces sur une ligne parallèle à la façade perpendiculaire à la Vesdre de ce bâtiment, mais décalée, étant donné la présence des autres bâtiments. Cette configuration est représentée par les lignes noires sur la Figure 5.11.

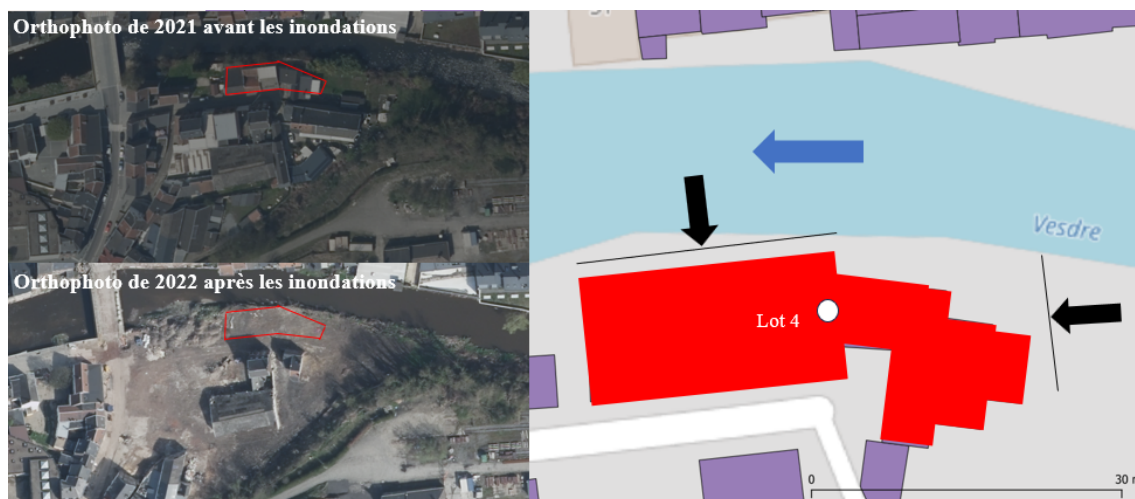


FIGURE 5.11 – Avant/Après du lot 4 [GEOPORTAIL DE WALLONIE 2024] et localisation de l'étude des résultats de simulation.

5.6.1 Simulation 1 – Force 1

Les tracés étudiés ont une longueur de 23.5 mètres pour celui de gauche et 19 mètres pour celui de droite. La hauteur moyenne de respectivement de 4.20 et 3.20 mètres. Les rapports b/h de 5.59 et 5.93 sont alors obtenus, et les coefficients de traînée sont égaux à 1.25 [/] pour les deux tracés.

Les graphiques des forces se trouvent sur les Figures 5.12 et 5.13.

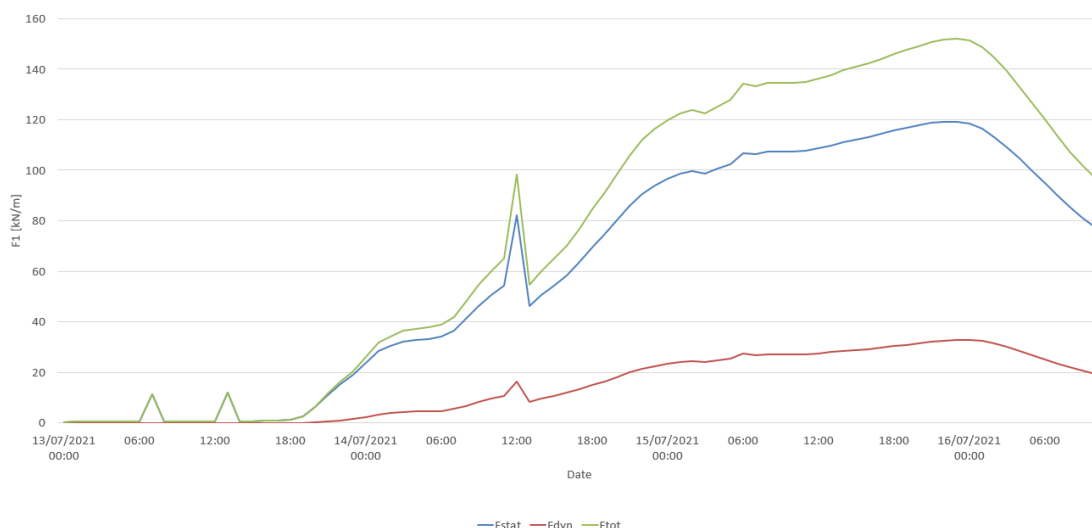


FIGURE 5.12 – Forces linéiques sur le lot de bâtiments 4 sur base de la simulation 1, coupe perpendiculaire.

Sur la coupe perpendiculaire à l'écoulement, plusieurs observations importantes émergent. Tout d'abord, la montée de la force débute dès la nuit du 13 au 14 juillet, marquée par une première

augmentation de la force totale. Ce phénomène est suivi par un pic inattendu le 14 juillet aux alentours de 14h, soulevant des interrogations quant à la validité des résultats de la simulation. Ce pic pourrait résulter d'une anomalie liée à des erreurs de modélisation ou à des conditions spécifiques imprévues, telles qu'une onde de crue ou une perturbation temporaire dans l'écoulement. Une investigation plus approfondie serait nécessaire pour déterminer si ce pic provient d'un phénomène naturel ou d'un artefact de simulation.

Par la suite, la force continue à croître de manière régulière jusqu'à atteindre son maximum le 15 juillet, aux alentours de minuit, avec une valeur dépassant les 150 [kN/m]. Cette croissance soutenue peut être attribuée à l'élévation continue du niveau d'eau et à la pression croissante exercée sur le bâtiment en raison de l'inondation prolongée. Après avoir atteint ce pic, la pente de décroissance reste relativement douce, indiquant que les bâtiments demeurent sous une pression importante pendant encore plusieurs heures. En effet, le 16 juillet à 10h du matin, la force mesurée se situe encore autour de 90 [kN/m], montrant que la structure reste soumise à une force conséquente sur une période prolongée.

Dans cette configuration, il est également pertinent de noter que la force hydrodynamique présente une contribution non négligeable. Contrairement aux attentes, la force hydrodynamique évolue de manière similaire à la force hydrostatique. Cela suggère que l'écoulement perpendiculaire exerce une pression dynamique additionnelle significative sur la façade, en plus de la pression statique due au poids de l'eau.

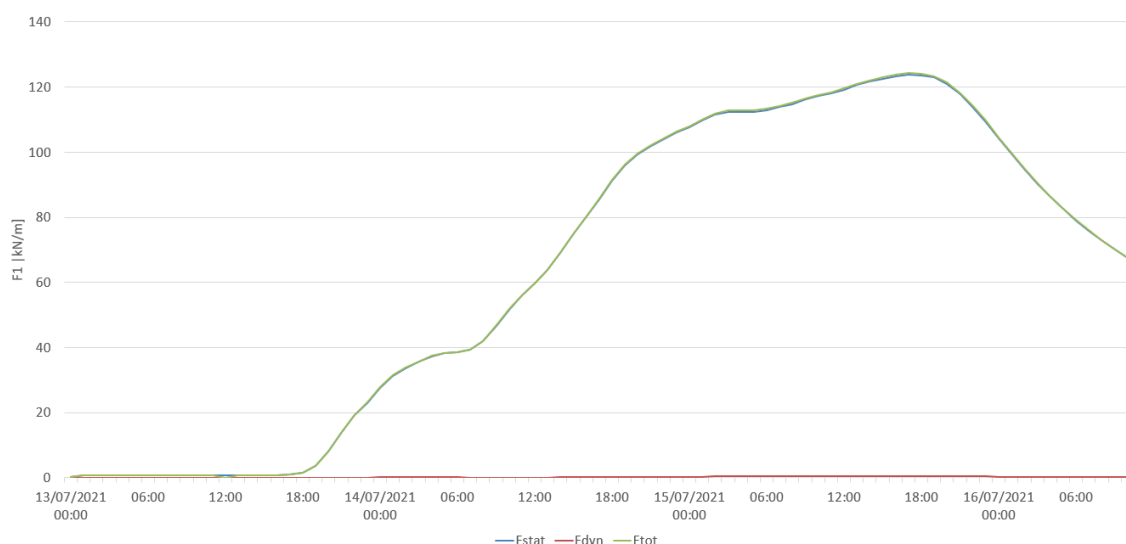


FIGURE 5.13 – Forces linéiques sur le lot de bâtiments 4 sur base de la simulation 1, façade parallèle.

Pour ce qui est de la façade parallèle, un comportement assez similaire à celui de la façade perpendiculaire est observé à la Figure 5.13, avec un pic d'intensité survenant plus tôt, le 15 juillet vers 20h, soit peu de temps après les pics de hauteurs d'eau précédemment relevés. Ce pic atteint environ 120 [kN/m], une valeur légèrement inférieure à celle de la façade perpendiculaire, mais néanmoins significative. Cette montée rapide des forces sur la façade parallèle pourrait être liée à la dynamique de l'écoulement de l'eau le long du bâtiment, qui semble avoir exercé une pression importante dans un délai relativement étendu.

Cependant le comportement de la force hydrodynamique reste proche de zéro tout au long de la période d'observation. Cela peut paraître surprenant, car il serait légitime de s'attendre à ce que l'écoulement parallèle à cette façade génère une force hydrodynamique plus conséquente. Cette absence d'une force hydrodynamique pourrait indiquer plusieurs choses : soit une erreur dans les mesures ou les simulations, soit une configuration spécifique du bâtiment et de l'écoulement qui a

atténué l'impact de cette force.

En résumé, il est clair que, de manière globale, ces bâtiments ont subi des forces importantes sur une longue durée, tout comme le Bâtiment 3. Cette exposition prolongée à des forces intenses semble être un facteur déterminant dans l'ampleur des dégâts observés. L'accumulation de contraintes sur une période étendue, combinée aux variations des forces en fonction des orientations des façades, suggère que c'est bien la durée pendant laquelle ces structures ont été soumises à des pressions élevées qui pourrait expliquer la sévérité des dommages. Il est probable que cette sollicitation prolongée, associée à des variations dans l'intensité des forces en fonction de la position et de l'orientation des bâtiments, ait conduit à une fatigue structurelle accrue, amplifiant ainsi l'étendue des dégradations.

5.6.2 Simulation 2 – Force 2

Les forces exercées sur les deux tracés considérés dans l'étude des forces sur le lot de bâtiments 4 est illustrées aux Figure 5.14 et 5.15.

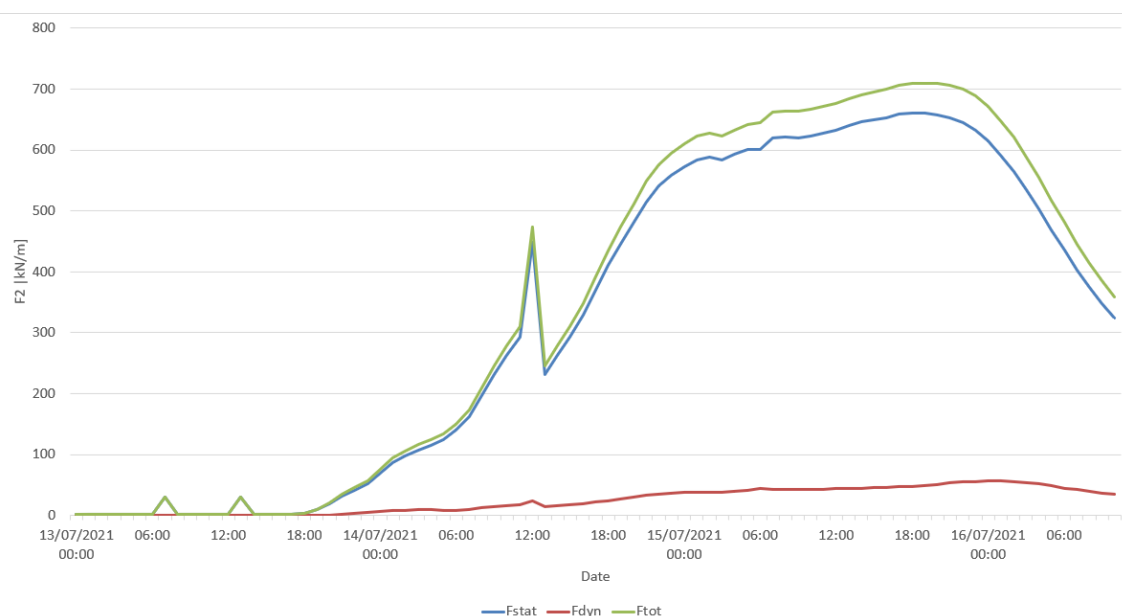


FIGURE 5.14 – Forces linéiques sur le lot de bâtiments 4 sur base de la simulation 2, coupe perpendiculaire.

Sur le graphique présenté en Figure 5.14, l'évolution des forces agissant sur le tracé perpendiculaire à la Vedre révèle plusieurs phases distinctes. Un premier pic significatif apparaît le 14 juillet vers 10h, suivi d'un retour rapide à la pression observée avant cette augmentation soudaine.

Après ce premier pic, les forces augmentent rapidement jusqu'au 14 juillet à 22h. Ensuite, une croissance plus modérée est constatée le long de ce tracé, se poursuivant jusqu'au 15 juillet à 22h. Durant cette période, la force reste élevée sur une durée prolongée.

Cette analyse semble confirmer que l'exposition prolongée à une force importante est un facteur déterminant dans la gravité des dégâts observés. L'intensité élevée et la durée prolongée de la force appliquée sont ainsi des éléments clés expliquant les dommages majeurs subis par la structure.

Contrairement aux observations faites pour les autres bâtiments dans l'étude de la force 2, et similaire à ce qui a été constaté avec la Force 1 pour le même tracé, la force hydrodynamique devient ici moins négligeable. Elle suit l'évolution de la force hydrostatique, bien que son impact reste modeste.

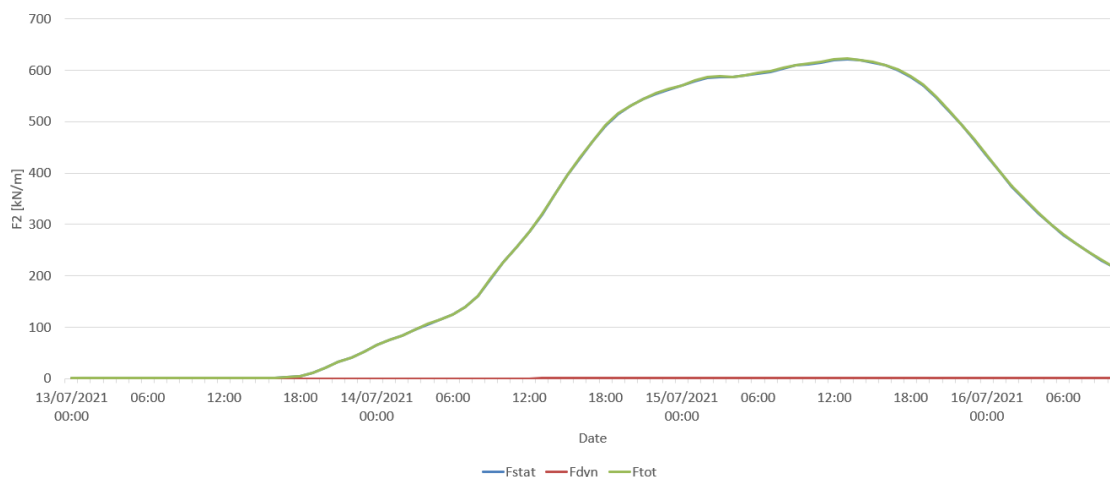


FIGURE 5.15 – Forces linéiques sur le lot de bâtiments 4 sur base de la simulation 2, façade perpendiculaire.

Pour la façade parallèle à l'écoulement, l'analyse révèle une croissance de la force en trois étapes distinctes. La montée des forces débute le 13 juillet à 18h, avec une première phase de faible augmentation qui se poursuit jusqu'à 10h le 14 juillet. Cette période initiale est suivie d'une accélération de la croissance, atteignant un plateau de faible croissance vers 20h le même jour, la force continue de croître mais à un rythme plus modéré jusqu'à 16h le 15 juillet. Enfin, une décroissance graduelle est observée, réduisant la force à environ un tiers de sa valeur maximale le 16 juillet à 10h.

En ce qui concerne la force hydrodynamique, le comportement est similaire à celui observé pour les bâtiments 1 et 2. Tout au long de cette période d'évolution de la force, la contribution de la force hydrodynamique reste nulle.

5.7 Comparaison des deux forces

L'analyse comparative des forces hydrodynamiques (F_1 et F_2) exercées sur les quatre lots de bâtiments a révélé des distinctions et similarités importantes dans la répartition et les caractéristiques des forces appliquées, indépendamment des valeurs précises des forces, qui ne constituent pas l'objet principal de cette analyse en raison de la surévaluation des paramètres hydrauliques dans la simulation 2.

Pour le bâtiment 1, la force F_2 se manifeste plus tôt et persiste plus longtemps que F_1 , tout en conservant une évolution similaire. Concernant le bâtiment 2, bien que les deux forces suivent des trajectoires et des timings similaires, une légère augmentation de la force hydrodynamique est observée sous F_{12} , bien que cette variation reste négligeable.

Le bâtiment 3 présente une contribution moindre de la force hydrodynamique sous la force F_2 , bien que l'évolution de la force totale reste similaire pour F_1 et F_2 . Cette différence pourrait être attribuée à une réduction de la vitesse à proximité du bâtiment, causée par le trou dans le maillage, transformant ainsi l'énergie cinétique en énergie potentielle. De même, pour les bâtiments 4, sur le tracé perpendiculaire, la contribution de la force hydrodynamique est réduite, mais l'évolution de la force totale reste semblable en termes de forme et d'étendue temporelle, avec un pic inattendu présent pour les deux simulations, dont l'origine pourrait résulter d'une anomalie de modélisation ou de conditions spécifiques imprévues, telles qu'une onde de crue.

Pour les bâtiments 4 selon le tracé parallèle, la forme générale de la force est similaire pour F_1 et F_2 , bien que quelques différences géométriques soient présentes. La force F_1 se distingue par une courbe plus marquée, accompagnée d'une décroissance plus progressive par rapport à F_2 .

L'analyse comparative des forces hydrodynamiques (F1 et F2) exercées sur les quatre lots de bâtiments a révélé des distinctions et similarités importantes dans la répartition et les caractéristiques des forces appliquées. Les valeurs précises des forces ne sont pas l'objet principal de cette analyse en raison de la surévaluation des paramètres hydrauliques dans la simulation 2.

Enfin, en se concentrant non pas sur les valeurs d'intensité maximale des forces mais plutôt sur les ratios F1/F2 présentés dans le tableau 5.1, il est observé que les rapports sont similaires pour les bâtiments 2, 3 et 4. Les forces appliquées au bâtiment 1 apparaissent comme une exception notable. Cette disparité pourrait être due au fait que ce bâtiment est situé le long de la Hoegne, tandis que les trois autres se trouvent le long de la Vesdre. Il est possible que les surévaluations de hauteur de l'eau ne soient pas identiques entre les deux rivières, ce qui pourrait entraîner des différences dans les temps de croissance des forces pour le bâtiment 1. Cette hypothèse suggère que les variations dans les conditions locales des cours d'eau pourraient avoir un impact significatif sur l'étude des forces.

Bâtiment	$F1_{max} [kN/m]$	$F2_{max} [kN/m]$	$F1_{max}/F2_{max}$
Bâtiment 1	12.98	333.25	0.04
Bâtiment 2	118.55	702.13	0.17
Bâtiment 3	124.17	660.78	0.18
Bâtiment 4 (perpendiculaire)	151.95	709.60	0.21
Bâtiment 4 (parallèle)	124.36	622.25	0.20

TABLE 5.1 – Comparaison des valeurs de F1, F2, et du rapport F1/F2 pour les différents bâtiments.

5.8 Comparaison des ordres de grandeurs et exposition

Dans cette section, les ordres de grandeur des forces exercées sur les bâtiments seront d'abord étudiés, ainsi que le temps d'exposition des bâtiments à ces forces.

Des paliers de faible croissance sont observés dans chacun des graphiques de forces qui concernent la force F1. L'analyse de ces paliers durant une période de 24 heures met en évidence des différences entre la résistance des bâtiments en fonction de l'intensité des forces et de leur évolution.

Pour le bâtiment 1, la force atteint un ordre de grandeur d'environ $10 [kN/m]$ au niveau du palier. Ce niveau de force n'a provoqué aucun dommage significatif sur la structure. Le bâtiment semble donc résilient face à cette intensité de force, et aucune défaillance structurelle n'a été observée.

En revanche, le bâtiment 2 subit une force de l'ordre de $110 [kN/m]$. Bien que cette force atteigne également un palier similaire à celui observé pour le bâtiment 3, l'évolution de la force présente des caractéristiques différentes. Pour le bâtiment 2, la force décroît rapidement après avoir atteint son maximum. Les dégâts subis par le bâtiment sont conséquents, mais ce bâtiment a pu être conservé. La décroissance rapide a sûrement permis au bâtiment de conserver son intégrité malgré les dommages.

Le bâtiment 3, également soumis à une force moyenne d'environ $110 [kN/m]$, subit une décroissance plus lente après le palier de force. La lente décroissance, combinée à l'intensité élevée et prolongée de la force, a conduit à des dégâts trop importants pour que le bâtiment puisse résister. C'est sans doute pourquoi la structure du bâtiment a finalement été abattue en raison de l'ampleur des dommages accumulés.

Pour le bâtiment 4, selon le tracé perpendiculaire, le bâtiment est soumis à une force d'environ $140 [kN/m]$ avec une décroissance lente, tandis que pour le tracé parallèle, la force moyenne du palier est d'environ $120 [kN/m]$, également avec une décroissance lente. Dans les deux cas, la lente

décroissance des forces a probablement contribué aux dommages importants, et la résistance des structures a été mise à l'épreuve.

En conclusion, les ordres de grandeur des forces ont des impacts significatifs sur la durabilité et les dommages subis par les bâtiments. Les différences dans l'intensité des forces et leur évolution au fil du temps déterminent la gravité des dégâts et la résistance des structures. Une intensité de force plus élevée combinée à une décroissance lente entraîne des dommages plus graves, pouvant certainement aller jusqu'à l'effondrement complet du bâtiment. La compréhension de ces effets est cruciale pour la conception de bâtiments résilients face aux forces causées par l'eau lors d'inondations.

5.8.1 Comparaison avec les forces du vent

Sur la base des résultats obtenus pour la force F1, un parallèle avec la formule de la force du vent, présentée dans l'équation 2.19, permet d'identifier la vitesse du vent susceptible de générer des efforts similaires sur la structure.

La force du vent définie par l'équation 2.19 s'exprime ainsi, avec le paramètre q_p développé par l'expression 2.16 :

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} [N] = c_s c_d \cdot c_f \cdot \frac{1}{2} \rho v^2 \cdot A_{ref} [N]. \quad (5.6)$$

Où les facteurs sont, pour rappel : ρ la masse volumique du vent $1.225 [kg/m^3]$, $c_s c_d$ [/] le coefficient structurel, c_f le coefficient de force [/] et A_{ref} l'aire de référence de la structure $[m^2]$. Conformément aux recommandations de l'Annexe Nationale Belge (ANB) à l'Eurocode [COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION 2005], les coefficients structurels et de force sont évalués à 1. En considérant la force linéique, la force par unité de longueur appliquée sur la hauteur du bâtiment, la formule simplifiée devient :

$$F_w = \frac{1}{2} \rho v^2 \cdot h [N/m]. \quad (5.7)$$

L'hypothèse posée ici considère h comme étant la hauteur moyenne de l'eau, puisque la force est localisée et non distribuée sur l'ensemble de la hauteur.

Il convient désormais de prendre en compte la force maximale appliquée sur la façade du bâtiment 2, choisi en raison de dégâts réparables. Pour déterminer la vitesse du vent équivalente à une force de cette ampleur, la formulation suivante est utilisée :

$$v = \sqrt{\frac{2F_w}{\rho_w h}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 118550 [N]}{1,225 [kg/m^3] \cdot 3.70 [m]}}. \quad (5.8)$$

Cette expression, où la force maximale est de 118550 N et la hauteur d'eau moyenne est de 3,70 [m], donne une vitesse moyenne du vent de 228,72 [m/s]. À titre de comparaison, les normes belges fixent une vitesse moyenne de 26 [m/s] à la côte [EUROCODES TOOLS 2024]. La force exercée par l'eau dépasse de manière significative les valeurs moyennes des forces causées par les vents observés en Belgique. De plus, un vent de cette intensité n'est pas pris en compte dans le Tableau 2.2, qui présente une équivalence entre les vitesses du vent et les vitesses des écoulements. Il serait donc pertinent d'examiner plus en détail cette disparité.

Intéressons nous désormais au cas du bâtiment 1, pour voir si le bâtiment a pu être désigné pour résister à cette force, la hauteur moyenne est de 1.20 [m].

$$v = \sqrt{\frac{12980 [N] \cdot 2}{1.225 \cdot 1.20}} = 132.89 [m/s]. \quad (5.9)$$

On obtient ici la vitesse de 132.89 [m/s], ce qui reste considérablement élevé par rapport au 26 [m/s] de l'ANB. La rupture de la façade n'aurait pas été une surprise. Cependant, il est possible que d'autres contraintes telles qu'une structure interne spécifique ou d'autres renforcements particuliers, aient pu être présents pour compenser cette différence. Une analyse plus détaillée des matériaux utilisés, ainsi que des techniques de construction appliquées, serait nécessaire pour évaluer avec précision la capacité du bâtiment à résister à de telles forces.

Chapitre 6

Conclusion

Pour conclure ce travail, il est essentiel de revenir sur les résultats obtenus et d'en tirer les enseignements clés. Ce mémoire a pour objectif d'identifier les paramètres importants d'une simulation numérique ainsi que leur calibration, dans le but de reproduire au mieux les événements des inondations de Pepinster. Cette recherche s'inscrit dans le cadre du projet FLOOD, mené par [BUILDWISE 2024] afin d'établir un cadre normatif pour la construction en zone inondable en Belgique.

Les conclusions tirées de ces simulations s'inscrivent en cohérence avec les documents présentés dans le chapitre dédiée à l'état de l'art. L'analyse a confirmé l'importance cruciale du coefficient de Manning dans la précision des simulations hydrodynamiques. Ce paramètre, qui exprime la rugosité du sol, s'avère déterminant pour la fiabilité des résultats obtenus.

Cependant, comme souligné dans l'article de [COSTABILE et al. 2020], il n'existe pas de modèle de simulation parfait. Chaque modèle implique des compromis entre la précision des résultats et les ressources computationnelles disponibles. Il est donc fondamental de trouver un équilibre judicieux dans la configuration du maillage utilisé.

Un maillage très détaillé peut fournir des résultats extrêmement précis, mais uniquement si les conditions aux limites, les conditions d'entrée, et tous les paramètres, tels que le coefficient de rugosité, sont rigoureusement adaptés à la situation. Cependant, un tel niveau de détail peut également entraîner des instabilités, en fonction de l'interface utilisée pour résoudre les équations du modèle. De plus, une modélisation aussi complexe exige des ressources computationnelles importantes, allongeant considérablement le temps de calcul.

À l'inverse, une approche plus simplifiée peut parfois offrir des résultats acceptables. Comme observé avec le maillage de référence, il est possible d'ajuster le coefficient de Manning pour rapprocher les résultats de la réalité, comme l'ont démontré les études de [COSTABILE et al. 2020] et [ABDERREZZAK, PAQUIER et MIGNOT 2009]. Le choix du maillage et des paramètres dépend en grande partie des objectifs spécifiques de la simulation, par exemple, si l'objectif est de déterminer l'étendue la plus probable de l'inondation.

En ce qui concerne les forces dues à l'écoulement sur les bâtiments, il a été constaté qu'elles peuvent être exprimées à l'aide de formules similaires à celles des normes américaines et australiennes. L'orientation du bâtiment ainsi que sa position par rapport au passage de l'eau influencent significativement la durée et l'intensité des forces exercées. Cela souligne l'importance de ces paramètres pour une évaluation précise des impacts hydrodynamiques.

L'analyse a également révélé que la gravité des dégâts causés par les inondations dépend non seulement de l'intensité de la force exercée par l'eau, mais aussi de la durée d'exposition à ces forces. Un temps d'exposition prolongé peut ainsi amplifier les dommages, ce qui en fait un facteur critique dans l'évaluation des risques.

Il a été démontré que la force hydrostatique joue un rôle prépondérant dans la force totale appliquée sur une façade perpendiculaire à l'écoulement, ce qui est particulièrement évident pour la majorité des bâtiments étudiés. Cette observation est essentielle pour la modélisation des forces structurelles en situation d'inondation.

En outre, il semble possible d'utiliser l'Eurocode, qui régit les efforts dûs au vent, pour développer une formule applicable à l'intensité des forces hydrodynamiques. Une étude comparative entre les forces exercées par le vent et celles générées par l'eau pourrait offrir une perspective intéressante pour l'élaboration de nouvelles normes adaptées aux zones inondables.

En réponse aux questions de recherche, il apparaît donc que la simulation numérique est un outils précieux pour anticiper les forces exercées sur les bâtiments lors d'événements de crues, en particulier lorsqu'elle est combinée à des normes existantes. Toutefois, la précision des résultats dépend fortement de la qualité des paramètres et du raffinement du maillage utilisé. Un maillage détaillé offre des résultats précis si les paramètres sont fiables, mais une approche simplifiée peut être plus appropriée en l'absence de données précises.

Pour les recherches futures, il serait pertinent d'étendre cette étude à d'autres cas d'inondation, afin d'obtenir une vision plus globale des effets de la variation des paramètres étudiés. De plus, une analyse basée sur un maillage détaillé appliqué à une inondation avec des données d'entrée plus fiables pourrait apporter des informations supplémentaires. Enfin, une étude expérimentale représentant la ville de Pepinster sous forme de maquette pourrait permettre de comparer les résultats observés dans un environnement contrôlé avec ceux obtenus par simulation.

Cette étude continue ainsi de poser les bases pour contribuer à l'élaboration d'un cadre normatif pour la construction en zones inondables, tout en ouvrant la voie à de futures recherches pour affiner les méthodes de simulation et adapter les normes aux défis posés par les inondations.

Bibliographie

- ABDERREZZAK, Kamal El Kadi, André PAQUIER et Emmanuel MIGNOT (2009). "Modelling flash flood propagation in urban areas using a two-dimensional numerical model". In : *Natural Hazards* 50, p. 433-460. DOI : 10.1007/s11069-008-9300-0.
- ADYNS, Lisa et Delphine ADRIAENS (2023). "Etude expérimentale de la résistance des bâtiments en cas de crue". Prom. : Soares Frazao, Sandra ; Bousmar, Didier. Master's Thesis. Ecole polytechnique de Louvain, Université catholique de Louvain. URL : <http://hdl.handle.net/2078.1/thesis:40658>.
- AURELI, Francesca et al. (2014). "Experimental and numerical evaluation of the force due to the impact of a dam-break wave on a structure". In : *Journal of Hydraulic Research*. DOI : 10.1080/00221686.2014.979916.
- BARCELLONI-CORTE, M. et al. (oct. 2022). *Schéma stratégique multidisciplinaire du bassin versant de la Vesdre. Diagnostic approfondi et multithématique. Contributions de la TEAM Vesdre – ULiège*. Université de Liège.
- BBC NEWS (2022). *London flooding: Homes and roads hit after heavy rain*. URL : <https://www.bbc.com/news/uk-england-london-63289948> (visité le 21/07/2024).
- BELLOS, Vasileios et al. (2022). "Identifying Modelling Issues through the Use of an Open Real-World Flood Dataset". In : *Hydrology* 9.11, p. 194. DOI : 10.3390/hydrology9110194. URL : <https://doi.org/10.3390/hydrology9110194>.
- BUILDWISE (2024). *Recherche Flood*. URL : <https://www.buildwise.be/fr/recherche-innovation/showroom-des-projets/construire-et-renover-en-zones-inondables-flood/recherche/recherche-flood/> (visité le 17/02/2024).
- CALVIN, K. et al. (2023). *IPCC, 2023: Climate Change 2023: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. Sous la dir. de H. Lee CORE WRITING TEAM et J. Romero (EDS.) Geneva, Switzerland : IPCC. URL : <https://doi.org/10.59327/ipcc/ar6-9789291691647>.
- COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (2005). *Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 1-4 : Actions générales - Actions du vent et ANB*.
- CONTRIBUTEURS DE WIKIPÉDIA (2021). *Inondations de juillet 2021 en Belgique*. https://fr.wikipedia.org/wiki/Inondations_de_juillet_2021_en_Belgique. (Visité le 14/05/2024).
- COSTABILE, P. et al. (2020). "Is local flood hazard assessment in urban areas significantly influenced by the physical complexity of the hydrodynamic inundation model?" In : *Journal of Hydrology*. DOI : 10.1016/j.jhydrol.2019.124231.
- DHI GROUP (2024). *MIKE+ User Manual*. <https://manuals.mikepoweredbydhi.help/latest/MIKEPlus.htm>. Accessed: 2024-08-15.
- EUROCODES TOOLS (2024). *Carte des zones de vent en Belgique*. <https://eurocodes-tools.com/fr/carte-zones-de-vent-belgique>. Consulté le: 14 août 2024.
- FEMA (jan. 2012). *Engineering Principles and Practices for Retrofitting Flood-Prone Residential Structures (Third Edition)*. Third. FEMA.
- GEOPORTAIL DE WALLONIE (2024). *Capture d'écran à Pepinster*. URL : <https://geoportail.wallonie.be/walonmap#BB0X=251500.2501471557,252307.2309277839,140536.25370090173,140931.14511568457> (visité le 27/06/2024).
- GOOGLE STREET VIEW (2020). *Capture d'écran à pepinster*. URL : https://www.google.fr/maps/@50.5691977,5.8052166,3a,75y,33.54h,90t/data=!3m7!1e1!3m5!1scW0Y4aeahyr1JlXudTOEFw!2e0!6shhttps:%2F%2Fstreetviewpixels-pa.googleapis.com%2Fv1%2Fthumbnail%3Fpanoid%3DcW0Y4aeahyr1JlXudTOEFw%26cb_client%3Dmaps_sv.share%26w%3D900%26h%3D600%

- 26yaw%3D33.53642346779832%26pitch%3D0%26thumbfov%3D90!7i16384!8i8192?coh=205410&entry=ttu (visité le 27/06/2024).
- HARISH, S. et al. (2021). "Tsunami-like flow induced force on the structure: Prediction formulae for the horizontal force in quasi-steady flow phase". In : *Coastal Engineering*.
- HAWKESBURY-NEPEAN FLOODPLAIN MANAGEMENT STEERING COMMITTEE (2006). *Reducing vulnerability of buildings to flood damage*. ISBN : 0 7347 5614 3.
- KANG, Boosik et al. (juin 2016). "A Study on Urban Inundation Prediction Using Urban Runoff Model and Flood Inundation Model". In : *Journal of the Korean Society of Civil Engineers* 36.3, p. 395-406. DOI : 10.12652/Ksce.2016.36.3.0395. URL : <https://www.researchgate.net/publication/304374970>.
- LABO GCE D'HYDRAULIQUE (2023). *Available solvers — Watlab 0.1.0 documentation*. URL : <https://sites.uclouvain.be/hydraulics-group/watlab/users/solvers.html> (visité le 30/05/2024).
- LE MONDE (2022). *De graves inondations en Corée du Sud font sept morts et plusieurs disparus*. URL : https://www.lemonde.fr/international/article/2022/08/09/de-graves-inondations-en-coree-du-sud-font-sept-morts-et-plusieurs-disparus_6137567_3210.html (visité le 21/07/2024).
- LE SOIR (2021). *Une façade de maison touchée par les inondations s'écroule à Pepinster (vidéo)*. URL : <https://www.lesoir.be/392063/article/2021-08-30/une-facade-de-maison-touchee-par-les-inondations-secoule-pepinster-video> (visité le 21/07/2024).
- LE VERT (2019). *Inondations : après Venise, Florence et Pise en alerte*. URL : <https://levert.ma/inondations-apres-venise-florence-et-pise-en-alerte/> (visité le 21/07/2024).
- MÉTÉO BELGIQUE (2021). *2021: une année humide et des précipitations extrêmes*. <https://www.meteo.be/fr/infos/actualite/2021-une-annee-humide-et-des-precipitations-extremes>. (Visité le 17/02/2024).
- MÉTÉO EXPRESS (2022). *Nîmes inondée par des orages diluviens dans la nuit du 6 au 7 septembre*. URL : <https://meteo-express.com/article/nimes-inondee-par-des-orages-diluviens-dans-la-nuit-du-6-au-7-septembre> (visité le 21/07/2024).
- OBSERVATOIRE DE L'EUROPE (2023). *Un barrage en Norvège éclate partiellement après des jours de fortes pluies, d'inondations et d'évacuations*. URL : https://www.observatoiredeleurope.com/un-barrage-en-norvege-eclate-partiellement-apres-des-jours-de-fortes-pluies-dinondations-et-devacuations_a4983.html (visité le 21/07/2024).
- OPENAI (2024). *ChatGPT, modèle de traitement du langage*. Utilisé pour la reformulation de certains textes dans ce mémoire. URL : <https://www.openai.com/chatgpt>.
- RTBF (2021). *Inondations en Belgique : 12 personnes sont décédées à Pepinster, il reste 20 personnes portées disparues*. <https://www.rtbf.be/article/inondations-en-belgique-12-personnes-sont-decedees-a-pepinster-il-reste-20-personnes-portees-disparues-10806547>. (Visité le 14/05/2024).
- RYCKMANS, C. (2022). *Présentation de la visite de pepinster*.
- SERVICE PUBLIC DE WALLONIE (2022). *Cartographie des zones inondées - juillet 2021*. URL : <https://geoportail.wallonie.be/catalogue/5fa27752-74a6-4cf5-bfb9-d0d5d7e9d35c.html>.
- (2023). *Observation des hauteurs d'eau*. URL : <https://hydrometrie.wallonie.be/home/observations/debit.html>.
- SHAFIEI, Seyedreza, Bruce W. MELVILLE et Asaad Y. SHAMSELDIN (2016). "Experimental investigation of tsunami bore impact force and pressure on a square prism". In : *Coastal Engineering*. ISSN : 0378-3839. DOI : <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2015.12.006>. URL : <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0378383915002227>.
- SOARES FRAZÃO, S. (2002). "Dam-break induced flows in complex topographies: theoretical, numerical and experimental approaches". Thèse de doct. UCL-Université Catholique de Louvain.
- SOARES-FRAZAO, Sandra (2024). *Note de cours - LGCIV2054 - Numerical simulation of transient flows*.
- STATISTA (2024). *Vers une amplification des phénomènes météo extrêmes ?* URL : <https://fr.statista.com/infographie/30249/nombre-catastrophes-naturelles-evenements-meteo-extremes-recenses-par-dans-le-monde-par-type/> (visité le 08/08/2024).

- TORO, Eleuterio F. (1999). “The Riemann Solver of Roe”. In : *Riemann Solvers and Numerical Methods for Fluid Dynamics*. Berlin, Heidelberg : Springer, p. 499-521. DOI : 10.1007/978-3-662-03915-1_11. URL : https://doi.org/10.1007/978-3-662-03915-1_11.
- (2019). “The HLLC Riemann Solver”. In : *Shock Waves* 29, p. 1065-1082. DOI : 10.1007/s00193-019-00912-4. URL : <https://doi.org/10.1007/s00193-019-00912-4>.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (2024). *HEC-RAS Documentation and Resources*. <https://www.hec.usace.army.mil/confluence/rasdocs>.
- UNION DES VILLES ET COMMUNES DE WALLONIE (2024). *Fiches locales: 63058*. <https://www.uvcw.be/fiches-locales/63058>. (Visité le 14/05/2024).
- WEBBER, James L. et al. (2021). “Targeting property flood resilience in flood risk management”. In : *Journal of Flood Risk Management*. DOI : 10.1111/jfr3.12723.

Annexe A

Coefficients relatifs aux charges causées par les débris

Coefficients relatifs aux charges causées par les débris

Zone de risque d'inondation et profondeur de l'eau	C_D
Zones côtières à haut risque	1.0
Zone A ¹ , profondeur d'eau au repos > 1,52 m	1.0
Zone A, profondeur d'eau au repos = 1,22 m	0.75
Zone A, profondeur d'eau au repos = 0,91 m	0.5
Zone A, profondeur d'eau au repos = 0,61 m	0.25
Zone A, profondeur d'eau au repos < 0,30 m	0.0

TABLE A.1 – Coefficient de profondeur (C_D) par zone de risque d'inondation et profondeur de l'eau.

¹ La zone A peut être assimilée à une Zone de Construction et Conception Conforme aux Normes d'Inondation selon les normes aux États Unis

Degré de blocage à moins de 30,48 m en amont	C_B
Aucun blocage en amont, chemin d'écoulement de plus de 9,14 m de large	1.0
Blocage limité en amont, chemin d'écoulement de 6,10 m de large	0.6
Blocage modéré en amont, chemin d'écoulement de 3,05 m de large	0.2
Blocage dense en amont, chemin d'écoulement de moins de 1,52 m de large	0.0

TABLE A.2 – Valeurs du coefficient de blocage (C_B).

Type de structure	C_{Str}
Structures supportées par des pieux en bois ou des colonnes en maçonnerie	0.2
Structures supportées par des pieux en béton ou des cadres résistant aux moments en béton ou en acier	0.4
Murs de fondation en béton armé (y compris en béton isolé) et maçonnerie renforcée	0.8

TABLE A.3 – Coefficient de structure (C_{Str}) en fonction du type de structure.

Annexe B

Démonstration de la continuité de mouvement et de la conservation de la masse

B.1 Conservation de la masse

Pour exprimer cette première propriété, on effectue un bilan de masse sur un volume de contrôle illustré à la figure B.1

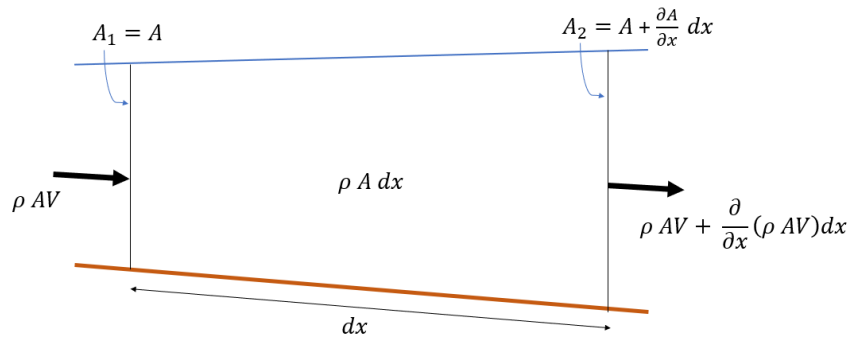


FIGURE B.1 – Volume de référence.

On l'exprime de la façon suivante :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho A dx) = \rho AV - \left(\rho AV + \frac{\partial}{\partial x}(\rho AV) dx \right) \quad (\text{B.1})$$

En se rappelant l'hypothèse d'incompressibilité et que le débit Q est le produit de l'aire et de la vitesse, on peut réécrire l'équation B.1 de telle sorte :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (\text{B.2})$$

B.2 Conservation de la quantité de mouvement

Comme nous avons exprimé la conservation de la masse sur base d'un volume de contrôle, nous allons également exprimer la conservation de la quantité de mouvement sur ce même volume. Pour ce faire il nous suffit d'évaluer la variation temporelle de la quantité de mouvement et de l'égaliser

aux forces appliquées sur ce volume. On retrouve donc l'équation suivante :

$$\frac{D(m\vec{V})}{Dt} = \sum \vec{F} \quad (\text{B.3})$$

Les forces à prendre en considération sont la force de gravité, la force de pression et la force de frottement. Ces forces sont illustrées à la Figure B.2

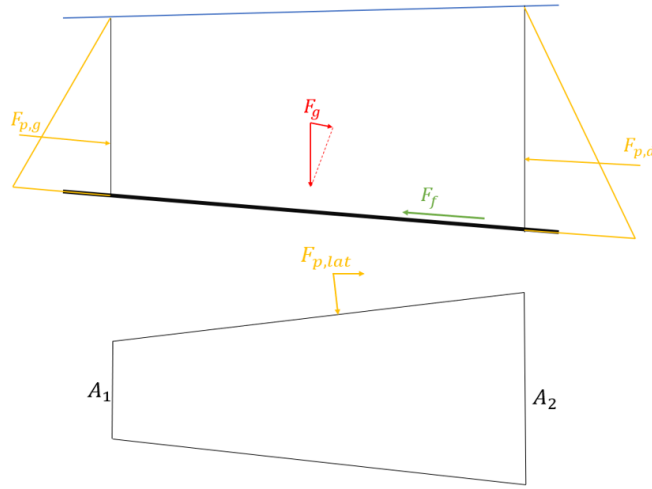


FIGURE B.2 – Forces agissant sur le volume de contrôle.

La force de gravité, avec γ le poids volumique de l'eau [N/m^3] et S_0 la pente de fond [$]$:

$$F_g = \gamma A dx S_0 \quad (\text{B.4})$$

La force de frottement, avec τ la contrainte de cisaillement [Pa] :

$$F_f = -\tau P dx \quad (\text{B.5})$$

Cependant, il est possible de réexprimer l'équation B.5 si l'on prend en compte que l'écoulement est graduellement varié en exprimant la contrainte de cisaillement avec S_f la pente de la ligne de charge :

$$\tau = \gamma \frac{A}{P} S_f \quad (\text{B.6})$$

Ainsi, on obtient pour la force de frottement :

$$F_f = -\gamma A S_f dx \quad (\text{B.7})$$

La force de pression, avec $F_{p,l}$ la résultante des pressions latérales :

$$F_p = F_{p,g} - F_{p,d} + F_{p,l} \quad (\text{B.8})$$

La force de pression quant à elle peut être réexprimée en tenant en compte la variation de hauteur pour une section complète comme à la Figure B.3.

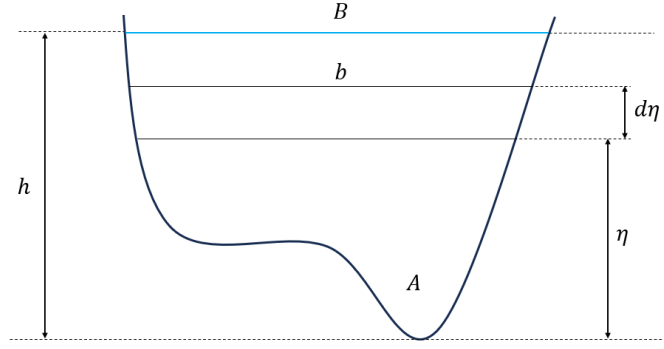


FIGURE B.3 – Variation de la hauteur pour une section A.

La différence entre les pression à droite et à gauche du système peut s'exprimer comme suit :

$$F_p = -\frac{\partial}{\partial x}(\rho g I_1) dx \quad (\text{B.9})$$

Où l'on retrouve I_1 le moment statique de la section transversale.

$$I_1 = \int_0^h (h - \eta) b(\eta) d\eta \quad (\text{B.10})$$

On peut exprimer la dérivée spatiale du moment statique avec le théorème de Leibnitz de la façon suivante :

$$\begin{aligned} \frac{\partial I_1}{\partial x} &= \int_0^h [(h - \eta) b(\eta)] + (h - h) b(h) \frac{\partial h}{\partial x} - 0 \\ &= A \frac{\partial h}{\partial x} + \int_0^h (h - \eta) \frac{\partial b}{\partial x} d\eta \\ &= A \frac{\partial h}{\partial x} + I_2 \end{aligned} \quad (\text{B.11})$$

Ici, I_2 représente l'effet d'une modification de la largeur de la section. On retrouve ce terme lorsqu'on exprime la force de pression latérale comme suit :

$$F_{p,l} = \rho g \int_0^h (z - \eta) \left(\frac{\partial b(\eta)}{\partial x} dx \right) d\eta = \rho g I_2 dx \quad (\text{B.12})$$

Ainsi, si l'on combine les équations B.9 et B.11 avec l'équation B.12 on obtient la force de pression totale :

$$F_p = -\gamma A \frac{\partial h}{\partial x} dx \quad (\text{B.13})$$

On peut dès lors exprimer la somme des forces agissant sur notre volume de contrôle.

$$\sum F = \gamma A S_0 dx - \gamma A S_f dx - \gamma A \frac{\partial h}{\partial x} dx \quad (\text{B.14})$$

Si on revient donc à notre équation de départ B.3, et qu'on l'exprime uniquement par rapport à nos composantes x (l'écoulement étant unidimensionnel) , on remarque que le terme $m\vec{V}$ devient mu et que l'on peut écrire :

$$\frac{D(mu)}{Dt} = \frac{\partial}{\partial t} \int_{V_c} \rho u dV + \int_{S_c} \rho u^2 dA = \frac{\partial}{\partial t} \rho dx \int_A u dA + \int_{S_c} \rho u^2 dA \quad (\text{B.15})$$

Ensuite, en prenant en compte que la vitesse n'est pas uniformément distribuée, on peut reformuler le dernier terme avec la vitesse moyenne $V = \frac{Q}{A}$ et β le coefficient de Boussinesq avec la relation suivante :

$$\int u^2 dA = \beta V^2 A = \beta \frac{Q^2}{A} \quad (\text{B.16})$$

Finalement, en considérant les équations B.4, B.13, B.7, B.15, l'équation du moment B.3 devient :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gA (S_0 - S_f) + I_2 \quad (\text{B.17})$$

Annexe C

Schéma des volumes finis 1D

Le volume de contrôle, nommé Ω s'exprime à travers 3 dimensions $(\Delta x, \Delta y, \Delta t)$ et est illustré à la Figure C.1.

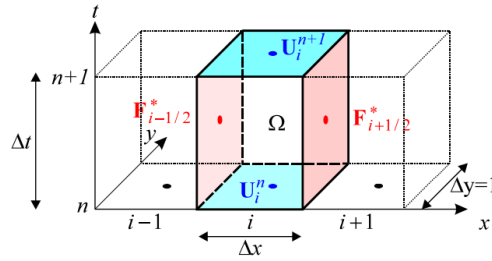


FIGURE C.1 – Volume de contrôle. [SOARES-FRAZAO 2024]

On cherche à intégrer les équations de Saint-Venant sur ce volume :

$$\int_{\Omega} \left(\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} \right) d\Omega = \int_{\Omega} S d\Omega \quad (C.1)$$

Où le terme de gauche peut être remplacé par la divergence du vecteur $R = \begin{pmatrix} F \\ 0 \\ R \end{pmatrix}$. Il est ensuite possible d'appliquer le théorème de la divergence ou le théorème de Gauss-Green [SOARES-FRAZAO 2024] avec $\mathbf{n}$ le vecteur normal à l'élément de surface dA et l'exposant "*" signifie qu'on considère une valeur moyenne pour la surface de la cellule considérée.

$$\begin{aligned} \int_{\Gamma} (\mathbf{R}|\mathbf{n}) dA &= (\mathbf{F} \quad 0 \quad \mathbf{U})_i^n \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ -1 \end{pmatrix} \Delta x + (\mathbf{F} \quad 0 \quad \mathbf{U})_{i+1/2}^* \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \Delta t \\ &+ (\mathbf{F} \quad 0 \quad \mathbf{U})_i^{n+1} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{pmatrix} \Delta x + (\mathbf{F} \quad 0 \quad \mathbf{U})_{i-1/2}^* \begin{pmatrix} -1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \Delta t \\ &+ (\mathbf{F} \quad 0 \quad \mathbf{U})_i^n \begin{pmatrix} 0 \\ -1 \\ 0 \end{pmatrix} \Delta x \Delta t + (\mathbf{F} \quad 0 \quad \mathbf{U})_i^n \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{pmatrix} \Delta x \Delta t \end{aligned} \quad (C.2)$$

On a donc :

$$\int_{\Gamma} (\mathbf{R}|\mathbf{n}) dA = -\mathbf{U}_i^n \Delta x + \mathbf{F}_{i+1/2}^* \Delta t + \mathbf{U}_i^{n+1} \Delta x - \mathbf{F}_{i-1/2}^* \Delta t \quad (C.3)$$

Le terme de gauche est simplement intégré sur le volume de contrôle, où l'on obtient $\bar{\mathbf{S}}$, la valeur moyenne du terme source pour la cellule considérée.

$$\int_{\Omega} \mathbf{S} d\Omega = \bar{\mathbf{S}} \Delta x \Delta t \quad (\text{C.4})$$

On peut ainsi réécrire l'équation C.1 en considérant les deux développements que l'on vient de faire.

$$\mathbf{U}_i^{n+1} = U_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(\mathbf{F}_{i+1/2}^* - \mathbf{F}_i^* - 1/2 \right) + \bar{\mathbf{S}}_i^* \Delta t \quad (\text{C.5})$$

On obtient donc une formule explicite qui se base sur les valeurs au temps n pour obtenir les valeurs au temps $n+1$. Pour obtenir les valeurs au temps n , on pose l'hypothèse de valeurs constantes pour chaque cellule. Par la suite ce sont les flux aux interfaces qui vont faire évoluer le système.

Annexe D

Maillage détaillé défaillant

Le premier maillage a été conçu en excluant tous les bâtiments de la zone, avec un raffinement significatif des cellules. Ce maillage comporte un total de 341092 mailles, dont la taille varie considérablement. En moyenne, les cellules mesurent 5 m^2 , mais leur taille peut fluctuer de 0.25 m^2 dans les zones très détaillées autour des bâtiments à 55 m^2 dans les zones moins complexes. Cette approche vise à obtenir une représentation très précise des caractéristiques du terrain, avec des mailles plus fines où des détails importants sont nécessaires, comme dans les interstices entre les bâtiments. La Figure D.1 illustre ce maillage complexe.

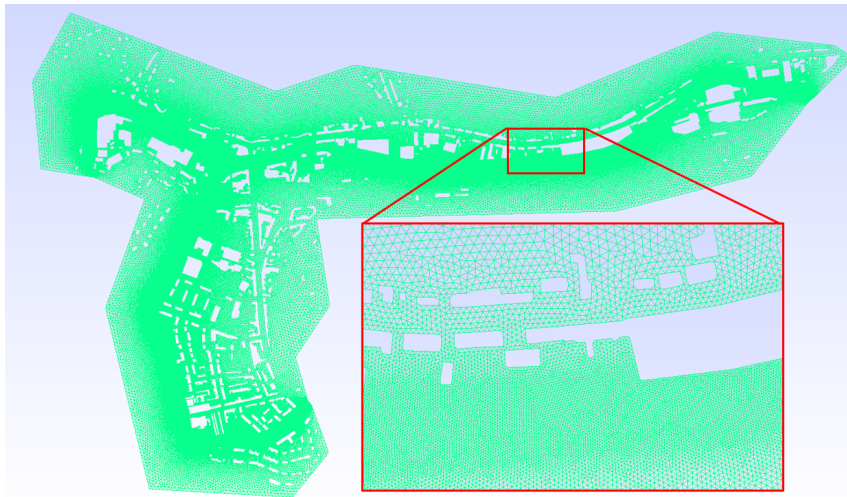


FIGURE D.1 – Maillage détaillé avec exclusion des bâtiments

Malgré l'objectif de modéliser les zones avec une précision, le raffinement élevé des maillages a entraîné plusieurs problèmes lors des simulations. En premier lieu, le temps de simulation a été considérablement allongé, nécessitant plus de 48 heures pour simuler seulement 6 heures d'événements réels. Ce temps de calcul excessif est dû à la complexité accrue des maillages fins, qui demande des ressources computationnelles importantes.

Ensuite, les résultats des simulations ont montré des anomalies importantes. Alors que les simulations de référence indiquaient des hauteurs d'eau d'environ 4 mètres après 24 heures, les simulations avec le maillage raffiné ont produit des cartes avec des pics de hauteur d'eau dépassant les dix mètres dans les premières heures simulées. Ces valeurs excessives sont irréalistes et n'ont jamais été observées dans la réalité, ce qui indique des instabilités dans le modèle causées par le raffinement excessif des mailles.

En conclusion, le problème le plus critique a été la stabilité de la simulation. Le maillage détaillé a provoqué des erreurs de calcul et des échecs complets de la simulation.

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain

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