

École polytechnique de Louvain

Analyse du réseau d'égouttage des eaux usées de Louvain-la-Neuve

Auteurs : **Clara ROGIERS**
Promoteurs : **Sandra SOARES-FRAZAO**
Lecteurs : **Catherine DONEUX, Erika LEPERS**
Année académique 2023–2024
Master [120] : ingénieur civil des constructions

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je tiens à remercier ma promotrice, Mme Soares-Frazao, qui m'a suivie durant toute cette année et qui a su me conseiller et me guider tout du long.

Merci à Masoumeh Ebrahimi et à Yves Zech qui m'ont aidée et ont répondu à mes questions respectivement sur les logiciels SWMM et QGIS.

Merci à Erika Lepers et Arnauld Morize qui ont été mes personnes de contact à l'Administration Du Patrimoine Immobilier et des Infrastructures. Merci à Olivier de Borman, le géomètre qui s'est occupé de la maintenance des capteurs durant l'année et qui a aussi pu me donner des informations sur le réseau. Merci à Zoé Hallard et aux ouvriers pour leur aide dans la réalisation des tests sur le terrain.

Merci à ma famille et mes amis qui m'ont soutenue et qui m'ont entendu parler de pluies et de réseaux d'égouttages durant une année entière.

Enfin, merci à Sandra Soares-Frazao, Erika Lepers et Catherine Doneux, mes relectrices.

RÉSUMÉ

Depuis longtemps, les eaux claires parasites dans les réseaux séparatifs représentent un problème avéré. Ces intrusions d'eau dans le réseau sont le résultat du vieillissement des installations dans le milieu urbain mais peuvent aussi être la conséquence de mauvais raccordements entre le réseau d'eau de pluie et le réseau d'eaux usées.

Il y a en effet deux catégories d'eaux claires parasites qui ont des comportements différents. Les infiltrations d'eau de nappe entrent dans le réseau par des fissures ou encore des joints de conduites disloqués, ces infiltrations dépendent de la hauteur de la nappe phréatique, il y a donc une variation saisonnière de l'apport en eau. Celles-ci provoquent une légère augmentation du débit instantané dans la conduite mais sur une longue période.

L'eau de ruissellement, quant à elle, entre dans le réseau par des mauvais raccordements (p. ex. une gouttière reliée au réseau d'eaux usées). Dans ce cas, cela peut provoquer une augmentation importante du débit instantané mais sur une durée plus courte.

Ces eaux claires parasites ont des conséquences économiques, écologiques et humaines.

Louvain-la-Neuve et son réseau séparatif ne font pas exception à la règle et nous avons pu remarquer la présence d'eau claire parasite dans le réseau d'eaux usées.

Ce mémoire a pour objectif de déterminer les zones de mauvais raccordements dans le réseau en le modélisant à l'aide du logiciel Storm Water Management Model.

Il traite aussi des différentes hypothèses qui sont émises pour faire de telles modélisations et leur impact sur les résultats obtenus.

Enfin, le travail détaille les tests qui ont été menés sur le terrain, mettant à jour des branchements illicites du réseau d'eaux de pluie sur le réseau d'eaux usées.

TABLE DES MATIÈRES

1	INTRODUCTION	5
2	ETAT DE LA LITTÉRATURE	7
2.1	CYCLE DE L'EAU	7
2.1.1	<i>Période de retour d'une pluie</i>	8
2.2	DIFFÉRENTS TYPES DE RÉSEAUX ET LEURS CARACTÉRISTIQUES	9
2.3	DIFFÉRENTS TYPES D'EAUX CLAIRES PARASITES	10
2.4	QUELS IMPACTS SUR LES RÉSEAUX SÉPARATIFS	14
2.4.1	<i>Impacts sur le réseau</i>	15
2.4.2	<i>Impacts sur la station de traitement</i>	16
2.4.3	<i>Impacts environnemental et humain</i>	16
2.5	ÉTUDES DIAGNOSTIQUES DU RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT	17
2.5.1	<i>Méthode de débit</i>	18
2.5.2	<i>Méthode des isotopes stables</i>	19
2.5.3	<i>Détection de température distribuée</i>	20
2.5.4	<i>Méthodes chimiques</i>	22
2.6	LOCALISATION D'INTRUSIONS PAR INSPECTIONS VISUELLES	29
2.7	RESTAURATION DES CONDUITES	30
3	RÉSEAU DES EAUX USÉES DE LOUVAIN-LA-NEUVE	34
3.1	INTRODUCTION	34
3.2	ANALYSE DES DONNÉES	35
3.3	CORRECTION DES DONNÉES	38
3.4	ÉTAT GÉNÉRAL DU RÉSEAU	41
4	MODÉLISATION DE RÉSEAUX	45
4.1	INTRODUCTION	45
4.2	RUISSELLEMENT DE SURFACE	45
4.3	INFILTRATION DANS LES SOLS	47
4.4	ACHEMINEMENT DES FLUX DANS LES CONDUITES	49
4.5	MODÉLISATION D'UN RÉSEAU APPLIQUÉ À MARIE D'OIGNIES	50
4.5.1	<i>Bassin versant</i>	50
4.5.2	<i>Conduites et chambres de visite</i>	53
4.5.3	<i>Débit sanitaire</i>	55
4.5.4	<i>Sélection des pluies</i>	58
4.5.5	<i>Importation des pluies</i>	59
5	INFLUENCE DES PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES DE LA CONDUITE SUR LES RÉSULTATS	61
5.1	INTRODUCTION	61
5.2	VARIATION DE LONGUEUR DE LA CONDUITE	63
5.3	VARIATION DU DIAMÈTRE DE LA CONDUITE	65
5.4	VARIATION DE LA PENTE DE LA CONDUITE	68
5.5	IMPACT DE LA RUGOSITÉ DE LA CONDUITE	72
5.6	DEUX INTRUSIONS D'EAU	73
6	SENSIBILITÉ DES MESURES ET DES RÉSULTATS	75
6.1	IMPRÉCISIONS DUES À L'INTERVALLE ET À LA TEMPORALITÉ DES MESURES	75
6.2	CARACTÉRISTIQUES ET PERFORMANCES DES CAPTEURS	76

6.3	IMPRÉCISIONS DUES À L'INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS	79
7	IMPACT DES CHOIX DE MODÉLISATION	80
7.1	FORME ET TAILLE DES SOUS-BASSINS	80
7.2	RUISSELLEMENT OU INSERTION	84
8	ETUDE DU RÉSEAU MARIE D'OIGNIES	87
8.1	PRINCIPE GÉNÉRAL	87
8.2	VARIATION DE LA LONGUEUR DE LA CONDUITE COMME POINT DE DÉPART	87
8.3	MODÉLISATION DE PLUSIEURS PLUIES	89
9	ETUDE DU RÉSEAU GEORGES LEMAÎTRE	94
9.1	INTRODUCTION	94
9.2	VARIATION DE LA LONGUEUR DE LA CONDUITE COMME POINT DE DÉPART	95
9.3	MODÉLISATION DE PLUSIEURS PLUIES	97
10	TESTS SUR LE TERRAIN : MARIE D'OIGNIES	99
11	CONCLUSION	103
	BIBLIOGRAPHIE	105
	ANNEXE A : CARTE D'OCCUPATION DES SOLS DE LOUVAIN-LA-NEUVE	109
	ANNEXE B : COEFFICIENTS DE MANNING – CONDUITES	111
	ANNEXE C : COEFFICIENTS DE MANNING – BASSIN VERSANT	112
	ANNEXE D : COEFFICIENTS POUR LA VALEUR CN	113
	ANNEXE E : SIMULATIONS DE PLUIES POUR MARIE D'OIGNIES	114
	ANNEXE F : SIMULATIONS DE PLUIES POUR GEORGES LEMAÎTRE	117

1 INTRODUCTION

Le présent mémoire se penche sur l'étude du réseau des eaux usées de Louvain-la-Neuve. En effet, le réseau collecteur est un réseau séparatif, c'est-à-dire que les eaux usées et les eaux de pluies sont récupérées par deux réseaux indépendants.

En général, dans le réseau des eaux usées, on constate une variation répétitive du débit et de la hauteur de la lame d'eau. Celle-ci dépend de l'utilisation quotidienne en eau des habitants menant à des creux et à des pics de rejets d'eaux usées. La variation de débit est supposée être indépendante du temps météorologique (temps pluvieux/sec).

Il a cependant été remarqué que la hauteur d'eau dans certains collecteurs pouvait notablement augmenter lors d'épisodes pluvieux. Ce phénomène s'explique par la pollution du réseau d'eaux usées par des intrusions directes d'eaux de pluies.

Il est important de pouvoir révéler ces lieux d'intrusions puisque le réseau d'eaux usées n'a pas été dimensionné pour recevoir de tels flux. Lors de gros épisodes pluvieux, ces conduites peuvent donc être mises en surcharge, jusqu'à potentiellement provoquer une remontée des eaux en surface. Cela peut aussi impliquer une surcharge de la station de traitement qui reçoit ces eaux. Dans ce cas, sa capacité de stockage et de traitement est atteinte et des eaux non traitées sont directement renvoyées dans les cours d'eau, provoquant une pollution de ceux-ci.

Afin de pouvoir les localiser au mieux, l'Administration Du Patrimoine Immobilier et des Infrastructures a mis un certain nombre de capteurs en place, isolant des parties du réseau et permettant de mettre en évidence les parties susceptibles d'être responsables de ces intrusions. Le but était initialement de déplacer ces capteurs afin de se rapprocher des mauvais raccordements. Cependant, il s'est révélé que ces capteurs étaient techniquement compliqués à mettre en place dans les chambres de visite, c'est pourquoi cette idée a été abandonnée.

Le but de ce mémoire est donc de pouvoir repérer le plus précisément possible les zones qui pourraient avoir des raccordements illicites dans le réseau de Louvain-la-Neuve et qui sont responsables de ces eaux claires parasites sur base des données des capteurs.

L'inspection de toutes les parties du réseaux représente une tâche importante qui demande de la main-d'œuvre, du matériel mais aussi un budget non négligeable en fonction du type de test réalisé. Le but est donc d'optimiser et de limiter le nombre d'inspections par une étude en amont qui visera à préciser la zone de recherche en se basant sur un jeu de données récoltées directement sur le site.

Le réseau étant assez étendu et ne disposant pas d'informations complètes pour son intégralité, il n'est pas possible de réaliser un modèle entier qui soit précis et exact. L'étude se fera donc sur des zones localisées où des capteurs ont pu être placés afin de relever des mesures sur site que nous pourrons comparer avec notre modèle. Le but n'est donc pas de faire l'étude entière

du site, mais bien de se limiter à des endroits bien précis et de pouvoir développer une méthodologie qui pourra ensuite être extrapolée hors du cadre de ce mémoire aux autres parties du réseau.

Ce mémoire comprend une première partie faisant l'état de la littérature afin de poser les bases et de comprendre ce qui se fait déjà dans le domaine étudié.

La seconde partie détaille le fonctionnement du réseau de Louvain-la-Neuve, fait l'inventaire des données disponibles ou non et relève les incohérences et les découvertes. Cette partie montre aussi les différentes zones du réseau qui indiquent des signes d'intrusions d'eaux claires parasites.

Ensuite, la présentation et l'explication des différents paramètres de modélisation est réalisée et est appliquée en exemple au réseau Marie d'Oignies qui est l'un des deux réseaux qui sera étudié.

La partie d'après étudie l'influence que les différents paramètres géométriques des conduites peuvent avoir sur les résultats.

Un chapitre se concentre sur les sources d'incertitudes ainsi que les sources d'erreurs qui peuvent biaiser les résultats.

Une discussion est aussi faite sur l'impact que certains choix de modélisation peuvent avoir.

Deux chapitres sont dédiés respectivement à l'analyse du réseau Marie d'Oignies et du réseau Georges Lemaître.

Le dernier chapitre détaille les tests réalisés sur le terrain à Marie d'Oignies ainsi que les résultats qui ont pu être observés.

Enfin, pour terminer, la dernière partie fera le résumé des aboutissements de ce mémoire.

2 ETAT DE LA LITTÉRATURE

2.1 CYCLE DE L'EAU

Le cycle de l'eau est un processus fondamental qui régule la distribution de l'eau sur la Terre. Ce cycle implique une série de changements physiques qui voient l'eau passer continuellement entre l'atmosphère, la surface terrestre et les océans et dont le moteur est l'énergie solaire.

L'eau est répartie selon plusieurs réservoirs : les glaciers, l'eau potable, l'eau salée et enfin l'eau atmosphérique [1].

L'océan est un grand réservoir qui joue un rôle important dans le cycle puisqu'il contient 97% de l'eau totale sur la planète et que 78% des précipitations se produisent au-dessus de celui-ci. L'évaporation de l'eau océanique représente 86% de l'évaporation globale [1].

L'eau peut rester un certain temps dans un réservoir. Cet intervalle est appelé « temps de résidence ». Celui-ci est défini comme le temps moyen qu'une molécule d'eau passera dans ce réservoir.

L'atmosphère est le réservoir qui a le plus petit temps de résidence avec un temps moyen de 9 jours, tandis que l'océan a un temps de résidence moyen de 3.200 ans et l'Antarctique de 20.000 ans [2].

L'eau bouge d'un réservoir à l'autre grâce aux processus d'évaporation, d'évapotranspiration, de condensation, de précipitation, d'infiltration et de ruissellement, faisant passer l'eau par plusieurs formes : liquide, solide et gazeuse.

L'évaporation est provoquée grâce à l'énergie thermique : le soleil réchauffe l'eau à la surface de la mer et des cours d'eau, la faisant passer de l'état liquide à l'état gazeux. C'est durant cette phase que le sel et d'autres impuretés se solidifient et sont laissées sur place [1]. À cela s'ajoute l'évapotranspiration : c'est la vapeur d'eau rejetée par les plantes lors de la respiration cellulaire.

Cette vapeur d'eau monte dans l'atmosphère et, ce faisant, la pression et la température diminuent. La vapeur d'eau se refroidit donc pour former à nouveau des petites gouttelettes qui sont à l'origine de la formation des nuages : c'est la condensation [3].

Les précipitations ont lieu lorsque la température change et que les gouttes d'eau deviennent trop lourdes. Dans ce cas, l'eau retombe au sol sous forme liquide ou solide [4].

Les précipitations vont ensuite **s'infiltrer** dans les sols perméables jusqu'à les saturer. Lorsqu'ils sont saturés ou bien que la surface est imperméable à l'eau, celle-ci va **ruisseler** vers un cours d'eau. L'eau qui s'est infiltrée dans les sols perméables va s'introduire dans les cavités et peut former à très long terme une nappe phréatique [5].

La Figure 2-1 illustre les différentes étapes décrites ci-dessus.

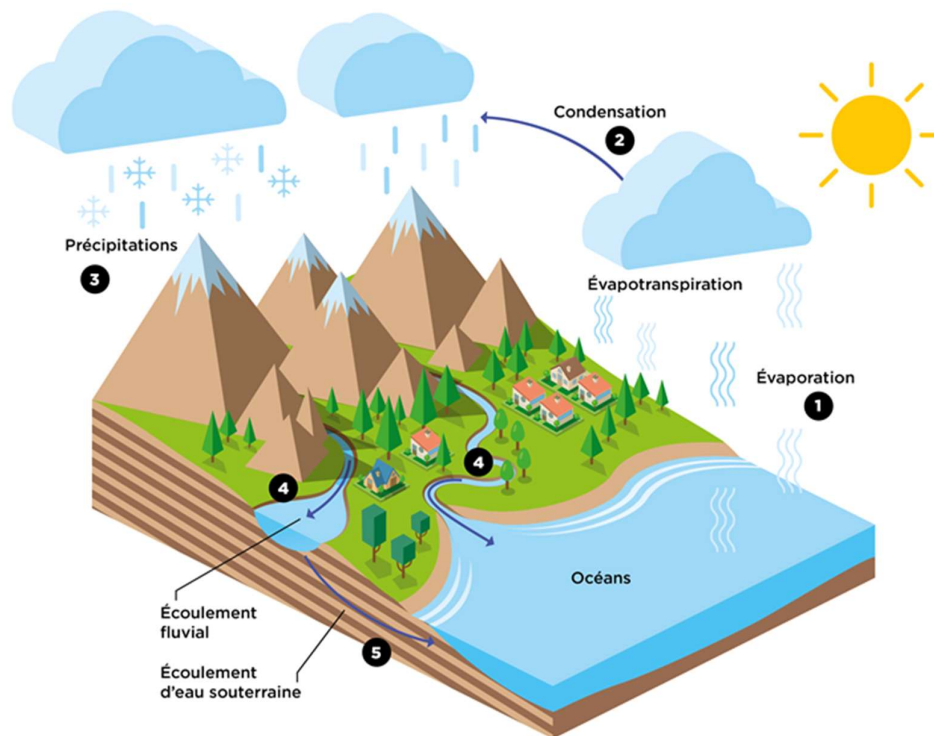


Figure 2-1: Cycle de l'eau [4].

2.1.1 PÉRIODE DE RETOUR D'UNE PLUIE

Une pluie peut être caractérisée par une **période de retour** et une durée. Cette période de retour est la fréquence à laquelle un événement d'une même intensité peut être statistiquement rencontré [6].

La période de retour d'une pluie va dépendre de l'endroit où elle survient : une même pluie survenant dans deux pays différents n'aura pas la même période de retour puisqu'elle est définie sur base des événements pluvieux précédemment connus dans la région.

La période de retour diffère en fonction de la durée que l'on considère. Prenons l'exemple des pluies qui ont provoqué les inondations de juillet 2021 en Belgique. Si l'on considère une durée de 24h, la période de retour de la pluie est de 100 ans, cependant si l'on considère une durée de 1h, la période de retour n'est que de 2 ans. En effet, ce n'est pas l'intensité de la pluie, mais plutôt sa durée prolongée qui a causé les inondations, donnant ainsi un caractère exceptionnel à cet événement pluvieux.

2.2 DIFFÉRENTS TYPES DE RÉSEAUX ET LEURS CARACTÉRISTIQUES

Il existe deux différents types de réseaux d'évacuation pour les eaux usées et pluviales. L'un est le **réseau unitaire** : les eaux de pluie et les eaux usées sont collectées au sein du même réseau de conduites et sont traitées ensemble. C'est le réseau qui était anciennement le plus utilisé.

Le second est le **réseau séparatif** : les eaux de pluie et les eaux usées sont collectées par deux réseaux de conduites différents.

Le réseau unitaire est majoritairement installé aux Pays-Bas et en Allemagne, représentant respectivement 75% et 60% du réseau. En Suède et en Finlande, c'est le réseau séparatif qui est majoritaire avec une présence de 85% et 95% respectivement [7,8].

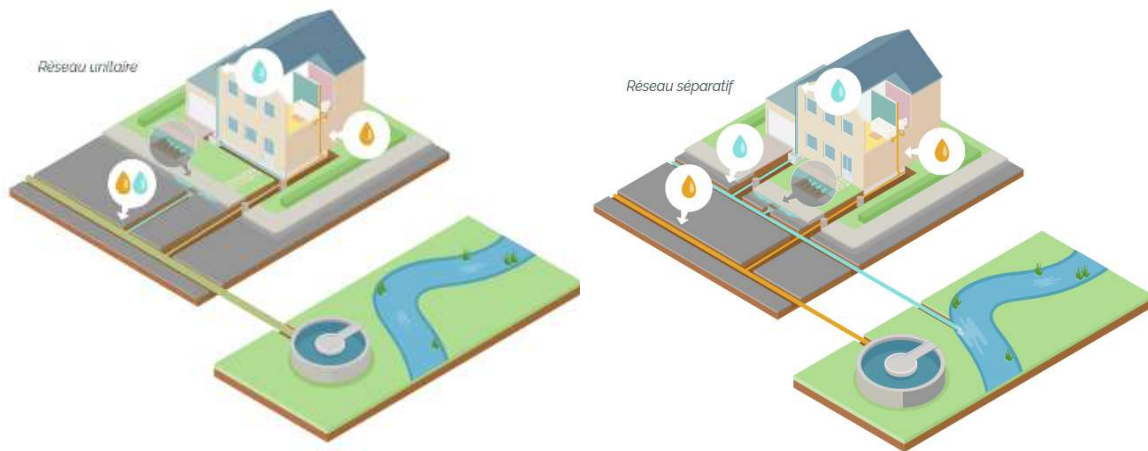


Figure 2-2: Différents types de réseaux [9].

Il existe également un **réseau mixte** qui est en réalité un mélange des deux réseaux cités précédemment. Il résulte de l'évolution historique des réseaux qui comportent un centre urbain unitaire et reçoivent des secteurs périphériques séparatifs, ce qui génère une situation intermédiaire [10,11].

L'avantage du réseau unitaire est le coût de mise en œuvre puisque, contrairement au réseau séparatif, il n'y a qu'un seul réseau de conduites à mettre en place [12]. Généralement, la dimension des conduites unitaires sera identique à celle d'une conduite d'eau pluviale dans un réseau séparatif car le débit apporté par les eaux usées a beaucoup moins d'influence et d'amplitude de variation que le débit d'eaux pluviales [13].

Comme mentionné ci-dessus, le débit des eaux usées a moins d'amplitude de variation. Dans un système séparatif, il y a donc beaucoup moins de risque de surcharge de la partie eaux usées. De même, il représente beaucoup moins de risque de saturer la station de traitement [11].

Dans le système unitaire, afin d'éviter cette surcharge des stations de traitement, des déversoirs sont prévus. Ceux-ci permettent la séparation des eaux avant la station de traitement en cas de pluie [13].

Dans le réseau unitaire, la présence d'eaux pluviales a l'avantage d'entraîner un phénomène d'auto-nettoyage puisque le débit peut considérablement augmenter, permettant de nettoyer les éventuels détritiques qui peuvent s'agglutiner à certains endroits. Ce phénomène n'est pas présent dans un réseau séparatif.

Dans le réseau séparatif, les eaux pluviales ne sont pas dirigées vers une station de traitement. Ceci représente un gain économique par rapport à un réseau unitaire puisque les eaux pluviales peuvent représenter un important volume à traiter [14].

2.3 DIFFÉRENTS TYPES D'EAUX CLAIRES PARASITES

De manière générale, les **eaux claires parasites** peuvent être définies comme les eaux qui circulent à travers un réseau d'assainissement qui n'a pas été dimensionné pour leur apport et peuvent, dès lors, entraîner des dommages pour le fonctionnement de ces ouvrages [15]. Généralement, ce sont les anciens réseaux qui souffrent le plus de ce phénomène [16].

Les eaux parasites peuvent être issues de différentes sources : on distingue les eaux de nappe des eaux de ruissellement [17].

L'**eau de ruissellement**, aussi appelée eau parasite de captage (EPC), est définie comme l'eau s'introduisant par des drains directement connectés au réseau [18]. On parlera alors d'intrusion directe d'eau dans la conduite. La Figure 2-3 illustre ce type d'erreur de connexion.

C'est la manière la plus directe pour l'eau de s'insérer dans le réseau. C'est le type d'intrusion qu'il est le plus facile de repérer sur les mesures de débit puisqu'elles offrent une réponse assez rapide dans la conduite lors d'une pluie avec un changement d'amplitude qui peut être assez important [19]. Dans nos régions, les eaux de ruissellement sont majoritairement le résultat de pluies. Cependant, dans des régions plus froides comme le Canada ou la Scandinavie, la fonte des neiges peut aussi provoquer un ruissellement important pouvant s'insérer dans le réseau et provoquer des augmentations notables de débit [20].



Figure 2-3: Illustration d'un mauvais raccordement [21].

Les infiltrations par **eau de nappe** sont associées aux défauts de la canalisation. Il peut s'agir d'une fissuration de la canalisation, de la pénétration de racines ou encore de défaut au joint entre deux conduites. La présence de ces désordres n'implique pas obligatoirement qu'il y ait des infiltrations d'eaux, mais ceux-ci créent des chemins préférentiels et augmentent considérablement le risque d'occurrence [20].



Figure 2-4: Illustration de fissuration de conduite (gauche) et pénétration de racines (droite) [20].

L'infiltration par eau de nappe est qualifiée d'apport quasi-permanent puisqu'elle dépend de la hauteur de la nappe phréatique. Elle présente cependant une réponse plus diffuse dans le temps que les eaux de ruissellement et est appelée débit de nappe [17].

Avec ce type d'infiltration, il n'est pas possible d'isoler la réponse à un seul évènement pluvieux mais plutôt la réponse à une période de fortes précipitations par rapport à une période sèche qui se traduit par une légère augmentation générale de la hauteur d'eau dans la conduite [22]. En période sèche, la nappe est plus basse, il y a donc moins d'eaux parasites. Au contraire, en période de pluie, la nappe monte, ce qui implique une augmentation des eaux parasites. La quantité d'eau induite par ce phénomène peut être calculée en comparant la hauteur d'eau dans la conduite lors d'une période de sécheresse et lors d'une période pluvieuse, ou encore en comparant le débit réel avec un débit théorique tenant compte du nombre d'habitants et de leur consommation moyenne [22].

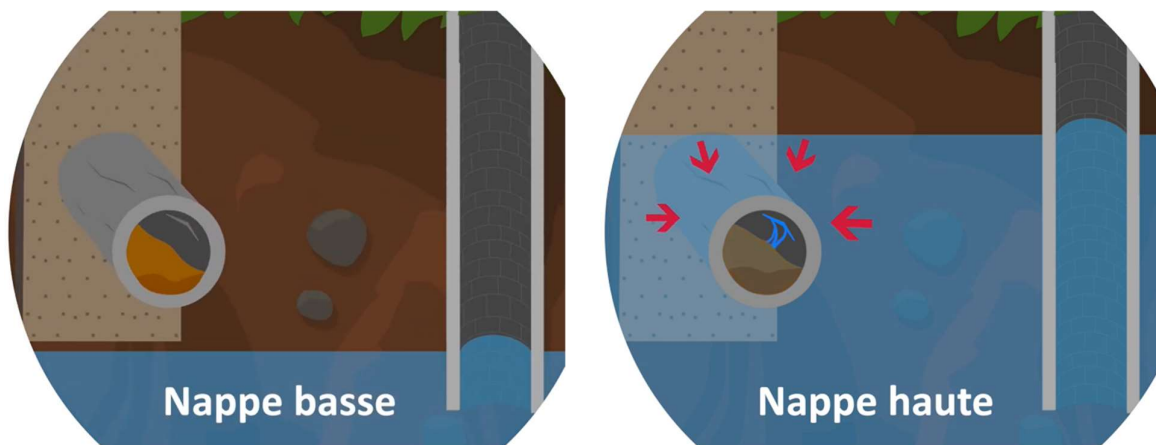


Figure 2-5: Illustration des infiltrations par eau de nappe [23].

Un dernier type d'infiltration que l'on peut rencontrer sont les **infiltrations par drainage** de tranchée. Celles-ci se manifestent lorsque la canalisation présente des fissurations et qu'elle est entourée d'un sol drainant provoquant ainsi l'infiltration de l'eau drainée [23].

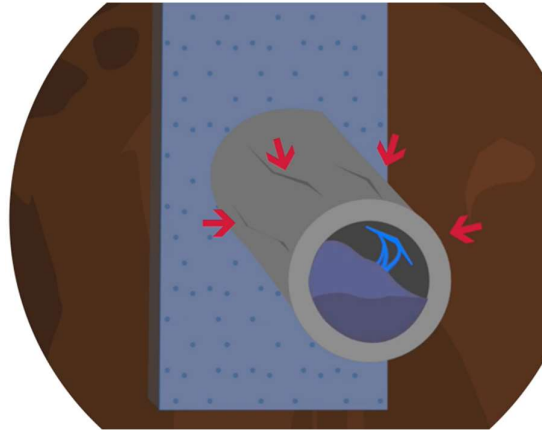


Figure 2-6: Illustration infiltration par drainage de tranchée [23].

Le graphe ci-dessous représente la façon dont ces différentes infiltrations et intrusions directes peuvent affecter le débit total en un point dans la conduite.

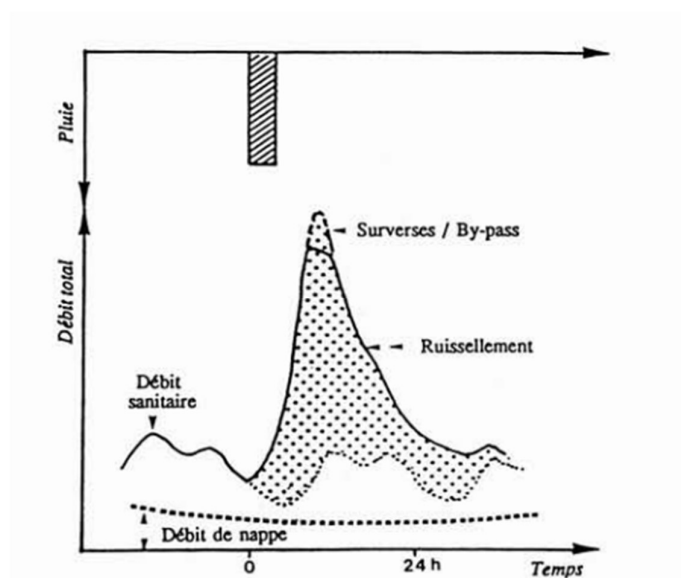


Figure 2-7: Illustration des différents types d'eaux parasites et influence sur le débit total [17].

Dans le cadre du mémoire, ce sont les eaux de ruissellement que nous ciblons puisqu'elles sont plus facilement détectables, alors que les infiltrations sont un phénomène plus complexe à isoler de la variation naturelle du débit sanitaire.

Enfin, il faut noter que tout événement pluvieux ne donne pas lieu à des intrusions dans le réseau sanitaire. Une pluie de faible intensité ou de faible durée ne provoquera peut-être pas de

ruissellement et même s'il y a du ruissellement, celui-ci ne sera peut-être pas intercepté par notre réseau [19].

2.4 QUELS IMPACTS SUR LES RÉSEAUX SÉPARATIFS

La présence de défauts dans les réseaux d'égouts peut provoquer deux phénomènes lors d'un événement pluvieux : l'infiltration d'eau claire et la remontée d'eaux usées.

Ces deux phénomènes ont des répercussions sur le réseau mais aussi sur la station de traitement et sur l'environnement.

Ces différentes répercussions sont importantes et doivent être prises en compte. En effet, il y a un accroissement des risques d'**inondations urbaines** et de **débordements d'égouts** généralisés. Ceci est dû à l'augmentation constante des espaces urbanisés qui multiplient les surfaces imperméables couplé à la hausse de la fréquence des pluies intenses [16].

La Figure 2-8 montre qu'avec le changement climatique, une pluie extrême peut avoir lieu 1,3 fois tous les 10 ans aujourd'hui par rapport à la période de référence et que celle-ci sera 6,7% plus intense. Pour les différents scénarios de réchauffement envisagés pour le futur, on voit qu'il y a une augmentation de l'intensité de la pluie ainsi que de la fréquence de celle-ci.

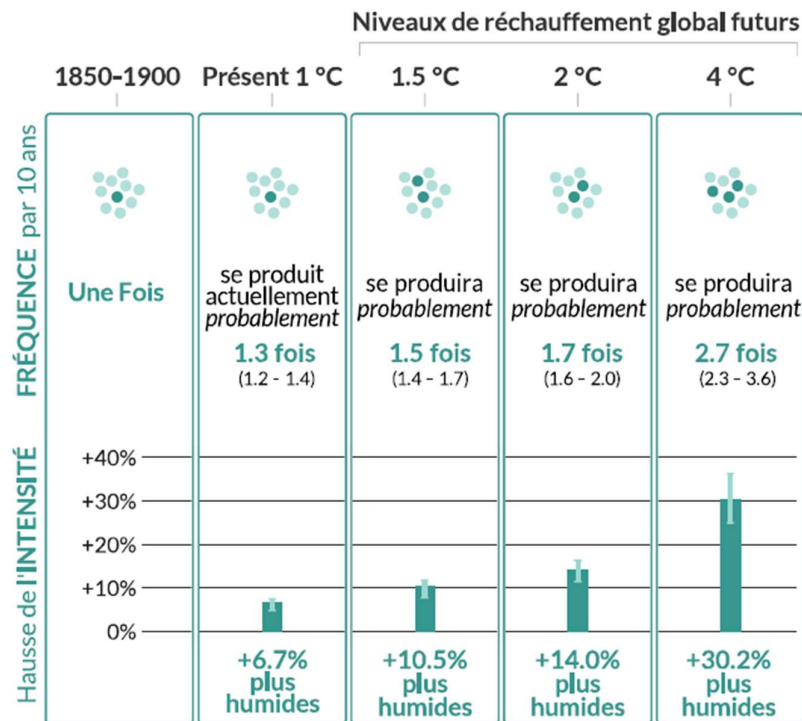


Figure 2-8: Changements projetés en intensité et fréquence des précipitations extrêmes [24].

2.4.1 IMPACTS SUR LE RÉSEAU

Les eaux de nappe et les eaux de drainage s'infiltrent au travers de fissures dans les canalisations, provoquant un flux quasi constant entre la conduite et le sol, amenant à l'ouverture progressive des fissures. Une usure prématurée du réseau est donc souvent observée à cause de ce phénomène [25,26].

En période de nappe haute, le flux d'eau est dirigé du sol extérieur vers la conduite, provoquant l'ouverture des fissures ainsi qu'un apport plus important de débit de nappe. En période de nappe basse, le flux peut être dirigé dans l'autre sens, induisant un passage des eaux usées vers le sol extérieur au droit des fissures présentes. Ceci peut avoir comme conséquence de provoquer un lavement des particules fines du sol et donc une déstabilisation de celui-ci, occasionnant par endroit, des dislocations de pavés ou encore des affaissements de sols.

La présence d'eau de ruissellement et d'infiltrations est partiellement prise en compte lors du dimensionnement des réseaux sanitaires. Cependant, lors d'un événement pluvieux intense, la quantité considérée lors du dimensionnement peut être excédée, ce qui provoque une surcharge de la conduite. La surcharge d'une conduite arrive lorsque celle-ci est entièrement remplie d'eau et qu'il n'y a pas de filet d'air. Dans ce cas, on peut observer une remontée de l'eau dans les chambres de visite. Si l'événement pluvieux est vraiment intense, il arrive que les eaux sales remontent jusqu'à la surface [16].

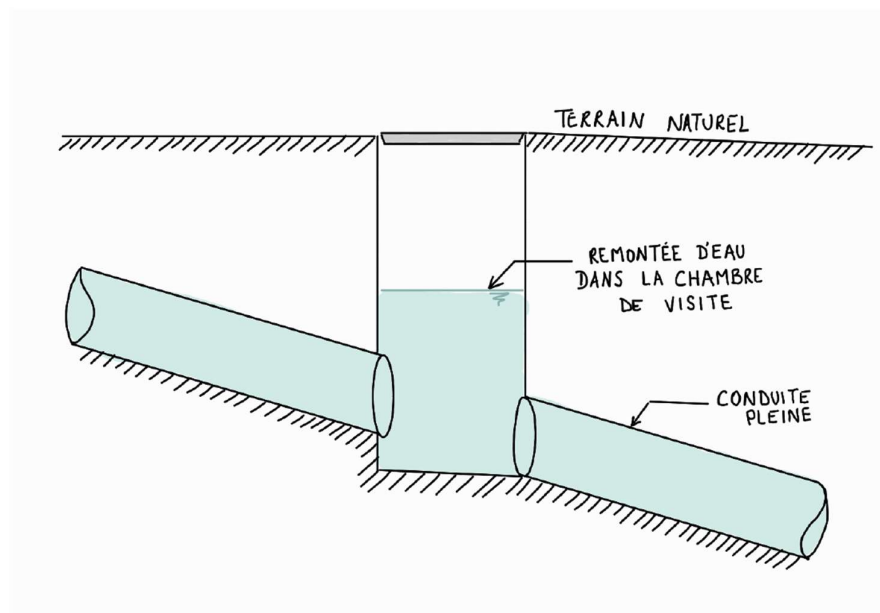


Figure 2-9: Illustration d'une conduite en surcharge.

2.4.2 IMPACTS SUR LA STATION DE TRAITEMENT

La présence d'eaux parasites peut accroître considérablement le volume d'eau à traiter. En effet, les eaux de nappes augmentent sensiblement le débit instantané mais peuvent représenter un gros volume en plus à traiter sur la durée tandis que les eaux de ruissellement amplifient notablement le débit instantané, provoquant une hausse instantanée importante du volume à traiter.

Une étude faite sur le réseau de la commune de Woensdrecht aux Pays-Bas a montré que les infiltrations représentaient 25% des apports en eaux. Des études en Allemagne montrent qu'en moyenne, les infiltrations représentent le même volume qu'aux Pays-Bas [7,8]. Dans des études faites en Finlande et en Suède, les infiltrations représentent respectivement 41% et 46% des volumes d'eaux à traiter annuellement [7].

Cette augmentation de volume à traiter implique logiquement une hausse du coût. Elle multiplie aussi la fréquence des maintenances à réaliser sur les installations, ce qui contribue à la majoration des coûts liés aux stations de traitement [22].

De plus, la présence d'eau claire parasite entraîne une dilution de l'eau sale, ce qui diminue l'efficacité de la station à la traiter [26].

Enfin, lors d'épisodes pluvieux importants, la capacité de stockage de la station peut être dépassée, avec pour résultat le relâchement d'eaux non traitées dans les cours d'eau [19].

2.4.3 IMPACTS ENVIRONNEMENTAL ET HUMAIN

Comme expliqué au point 2.4.1, la surcharge des conduites peut entraîner une remontée des eaux en surface. Ces remontées d'eau peuvent avoir des conséquences sur la santé humaine ainsi que sur l'environnement puisqu'elles peuvent contaminer les espaces résidentiels. Elles peuvent introduire des agents pathogènes ainsi que des toxines [16]. En effet, on peut y retrouver la présence de bactéries (ex : salmonelle), de virus (ex : virus de l'hépatite) et de parasites.

À cela s'ajoutent les répercussions que de telles remontées peuvent avoir sur l'environnement. En effet, les charges en azote et en phosphore contenues dans les eaux usées peuvent donner lieu à une eutrophisation. C'est une forme de pollution qui se produit lorsqu'il y a une prolifération d'algues suite à un trop grand apport de matières nutritives. Cette prolifération d'algues provoque des modifications radicales et peut conduire à la mort d'un écosystème en quelques décennies, voire en quelques années [27]. La quantité élevée de matières consommant de l'oxygène peut impliquer une baisse de la teneur en oxygène dissous ce qui, au-delà d'un certain seuil, peut porter atteinte à la survie des organismes aquatiques et participe donc à l'extinction d'un écosystème [28].

2.5 ÉTUDES DIAGNOSTIQUES DU RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT

La présence d'eau claire parasite est un fait bien connu par les gestionnaires du service des eaux usées et n'est pas un problème local. En effet, des études concernant cette problématique ont pu être réalisées à Bruxelles [29], en France [29,30], au Portugal [19], aux Etats-Unis [22]...

Avec le vieillissement et la détérioration des réseaux de conduites mis en place, beaucoup de pays essayent de contrôler les eaux parasites afin de cartographier l'état général de leur réseau. Celles-ci sont considérées comme excessives lorsque le coût lié à leur traitement et/ou à la réparation des dommages causés suite à des épisodes pluvieux intenses est plus important que le coût lié à l'étude et à l'assainissement du réseau [19].

Différentes méthodes ont été élaborées afin de détecter les parties de réseaux qui subissent des infiltrations et de les quantifier. Les phénomènes d'**infiltrations** et d'**intrusions** sont étudiés depuis les années 1985. Il existe donc une diversité de méthodes pour les mesurer, plus que ce qui est réellement utilisé en général [26]. Cela est dû à la difficulté d'appliquer certaines méthodes ou au coût des équipements requis [31].

Les méthodes présentées ici peuvent être utilisées afin de viser deux objectifs différents : la détection et la quantification d'eau parasite. La quantification se fait à l'échelle du réseau entier et est souvent exprimée en m³/h ou en pourcentage du débit total. La détection des intrusions se fait sur des sections de réseaux afin de déterminer si une inspection visuelle plus précise doit être réalisée ou non [29].

À l'exception de la méthode de détection de température distribuée détaillée au point 2.5.3, les autres méthodes présentées ci-après ne permettent pas de localiser précisément l'endroit d'une intrusion mais seulement de détecter ou non sa présence ainsi que d'en déterminer la quantité. L'estimation de la quantité d'eaux parasites peut être réalisée en analysant les hydrogrammes ou en utilisant des traceurs isotopes ou des traceurs chimiques comme nous le verrons dans les prochaines parties [19].

Aucune méthode ne s'avère idéale parce qu'elles peuvent considérer les différentes composantes des eaux parasites (infiltration et intrusion) de manière partiellement, totalement ou pas du tout distinctes [26]. Les méthodes apportent donc des incertitudes tant sur l'origine de l'eau parasite que sur la fiabilité des estimations du taux d'infiltration de par les hypothèses qu'elles formulent [26].

Généralement, lorsqu'il s'agit de localiser les zones d'infiltrations, plusieurs méthodes différentes sont couplées afin de pouvoir croiser les résultats [20].

Voici ci-dessous un tableau récapitulatif des différentes méthodes abordées dans les sections suivantes et leur champ d'application. Les méthodes de localisation visuelle y sont répertoriées même si celles-ci ne seront abordées qu'au chapitre 2.6.

Méthode	Détection & quantification infiltrations/ raccords directs	Localisation infiltrations / raccords directs
Méthode de débit	X	
Isotopes stables	X	
Détection de température distribuée	X	X
Turbidité	X	
Conductivité	X	
Ion ammonium	X	
Inspections par CCTV		X
Test à la fumée		X
Test au colorant		X

Tableau 2-1: Champ d'application des différentes méthodes abordées.

2.5.1 MÉTHODE DE DÉBIT

Cette méthode est basée sur l'analyse d'hydrogrammes journaliers dans la conduite [26]. Un **hydrogramme** est un graphique représentant la variation temporelle du débit d'écoulement d'eau [32].

Avec cette méthode, il est possible de déterminer visuellement s'il y a des intrusions puisque, comme le montrait la Figure 2-7, il est possible d'observer une réponse assez directe après une pluie sur l'hydrogramme.

Afin de mettre en évidence la présence d'infiltration d'eaux de nappe qui ont une réponse moins importante sur un hydrogramme, des campagnes de mesures nocturnes peuvent être réalisées dans les zones qui y sont le plus exposées. Ces mesures sont effectuées la nuit car c'est le moment de la journée où il y a un débit plus faible d'eaux usées, ce qui permet de mettre en évidence l'impact des infiltrations de nappes [23].

Pour déterminer la présence d'infiltrations et les quantifier, il faut connaître le débit total Q_T dans la conduite et faire une estimation du débit provenant strictement des eaux usées Q_{EU} . La différence des deux nous donne donc une estimation de la quantité d'eau infiltrée [26] :

$$Q_{INF} = Q_T - Q_{EU} \quad \text{Eq (2-a)}$$

Le débit des eaux usées peut être estimé de différentes manières : calculé comme le débit moyen journalier d'eaux usées basé sur la consommation annuelle d'eau potable sur la zone étudiée ; approximé en fonction du nombre d'habitants sur la zone et la moyenne de rejet d'eaux usées par habitant ou encore sur base de mesures de débit d'eaux usées en période sèche.

À cause de la manière dont le débit des eaux usées est approximé, cette méthode surestime souvent le débit parasite [31].

2.5.2 MÉTHODE DES ISOTOPES STABLES

La méthode des isotopes stables est utilisée pour quantifier les eaux parasites de nappes dans un réseau. Un **isotope stable** est un élément qui ne subit pas de désintégration radioactive, c'est-à-dire qu'il ne se transforme pas en un autre élément au fil du temps.

Les isotopes stables sont des traceurs conservatifs, c'est-à-dire qu'ils préservent leur signal d'origine lorsqu'il y a un mélange d'eau, indépendamment de réactions chimiques qui peuvent avoir lieu entre-temps.

Les isotopes de préférence sont les isotopes $\delta^{18}O$ et δD . L'isotope $\delta^{18}O$ est une mesure de la quantité d'oxygène 18 qui diffère de l'oxygène 16. L'oxygène 16 possède 8 protons et 8 neutrons, tandis que l'isotope 18 possède 8 protons et 10 neutrons, ce qui le rend plus lourd [33].

δD est quant à lui le rapport entre les isotopes de l'hydrogène 1H (le protium) et 2H (le deutérium) [34]. Le protium ne contient qu'un seul proton est le plus abondant, le deutérium possède un proton et un neutron et est beaucoup plus rare. Sur Terre, on le retrouve principalement sous forme d'eau deutérée [35].

La présence et l'abondance de ceux-ci dépend des processus physico-chimiques (évaporation, condensation) et des conditions climatiques auxquelles l'eau a été sujette [29]. Un des avantages est qu'ils sont présents dans tous les types d'eau, ce qui n'est pas le cas pour d'autres traceurs. Une eau potable utilisée pour les sanitaires n'aura pas spécialement la même origine qu'une eau provenant de la nappe. Il sera donc possible de déterminer la proportion relative de deux sources différentes.

Cette méthode exige cependant que l'on connaisse l'origine de chaque type d'eau faisant partie du mélange et que celles-ci soient d'origines différentes, ce qui est généralement le cas dans les villes où l'eau sanitaire est importée depuis l'extérieur du réseau urbain [30].

La **méthode de la ligne mixte** estime la proportion d'une composante dans un mélange de deux eaux de provenances différentes. S'il y a plus de deux provenances différentes ou bien si l'on ne connaît pas la provenance d'une eau, alors d'autres méthodes devraient être utilisées telles que la *End-Member Mixing Analysis*.

Une étude utilisant la méthode de la ligne mixte a été réalisée sur le réseau de Bruxelles [29]. Pour ce faire, il a tout d'abord fallu déterminer quelle était l'origine de l'eau sanitaire à Bruxelles : celle-ci est un mélange de plusieurs sources en différentes proportions et seulement 2% proviennent de l'aquifère de Bruxelles, le reste étant extrait en dehors et venant de sources naturelles, puits ou encore de galeries souterraines [29].

Pour calculer la proportion d'eau parasite dans un échantillon, les traceurs $\delta^{18}O$ et δD peuvent être utilisés. En fonction de cela, des équations différentes seront utilisées.

Si l'on utilise le traceur $\delta^{18}O$, on utilisera les expressions suivantes [29]:

$$P = \frac{100A}{A+B} \quad \text{Eq (2-b)}$$

$$A = \delta^{18}O_{mix} - \delta^{18}O_{WW} \quad \text{Eq (2-c)}$$

$$B = \delta^{18}O_{GW} - \delta^{18}O_{mix} \quad \text{Eq (2-d)}$$

Si l'on utilise le traceur δD , on utilisera les expressions suivantes [29]:

$$P = \frac{100B}{A+B} \quad \text{Eq (2-e)}$$

$$A = \delta D_{mix} - \delta D_{WW} \quad \text{Eq (2-f)}$$

$$B = \delta D_{GW} - \delta D_{mix} \quad \text{Eq (2-g)}$$

Où P est la proportion d'eau parasite [%] ;

A est la différence entre l'échantillon mesuré (mix) et la source d'eau sanitaire (WW) [‰] ;

B est la différence entre la source d'eau de nappe infiltrée (GW) et le mélange (mix) [‰].

L'utilisation de cette méthode à Bruxelles a permis de déterminer que les infiltrations représentaient 13% du volume d'eaux usées traitées en 2011 [29].

2.5.3 DÉTECTION DE TEMPÉRATURE DISTRIBUÉE

La méthode suivante est la seule méthode qui permet non seulement de détecter la présence d'infiltrations et d'intrusions, mais aussi de les localiser de manière relativement précise.

Des mesures de **températures** sont réalisées en utilisant un câble de fibre optique placé en fond de canalisation et relié à une unité de contrôle [8]. Cette technique permet de dresser un profil de température spatialement réparti sur toute la longueur de la conduite où la fibre est disposée [36]. Lorsqu'il y a une infiltration d'eau de pluie, la température du mélange diminue, ce qui permet de visualiser l'endroit de l'intrusion.

La méthode est basée sur le principe de Raman afin d'obtenir une température. En général, lorsque l'on pointe un laser vers un objet, la couleur réfléchiée par l'objet est la même que le laser. Dans ce cas, la longueur d'onde de la lumière incidente et de la lumière réfléchiée est la même. La diffusion est dite élastique.

Il existe cependant un autre phénomène : lorsqu'un faisceau lumineux interagit avec une molécule et qu'une partie de la lumière est diffusée à une fréquence différente de celle du faisceau incident, la diffusion est dite inélastique. Ce phénomène est appelé l'effet Raman [37]. Enfin, la fréquence de vibration moléculaire dépend de la température. En mesurant le décalage Raman, il est possible de connaître la différence de température entre la source et la réception.

Afin de prendre des mesures, une impulsion laser est donc lancée périodiquement dans la fibre qui est réfléchiée à certains endroits et retourne à la source où elle est analysée. La position de la mesure est calculée en mesurant le temps d'arrivée de la lumière renvoyée.

Il est possible de ramener ces mesures sur une image où la couleur d'un pixel correspond à la température mesurée, son abscisse est sa position par rapport à l'unité de contrôle et son ordonnée est le moment auquel la mesure a été prise.

La Figure 2-10 représente les résultats obtenus lors d'une étude réalisée aux Pays-Bas, utilisant la détection de température distribuée. Cette figure se lit de droite à gauche et de haut en bas. En effet, l'amont de la conduite est à droite de l'image et l'aval à gauche [8].

En pointillé, il a été représenté le moment où ils ont connu un événement pluvieux et on peut observer que quelques minutes plus tard (en dessous de la ligne), la température diminue fortement à plusieurs endroits dans la conduite, se propageant ensuite vers l'aval et provoquant ainsi une diminution générale de la température de l'eau dans la conduite [8].

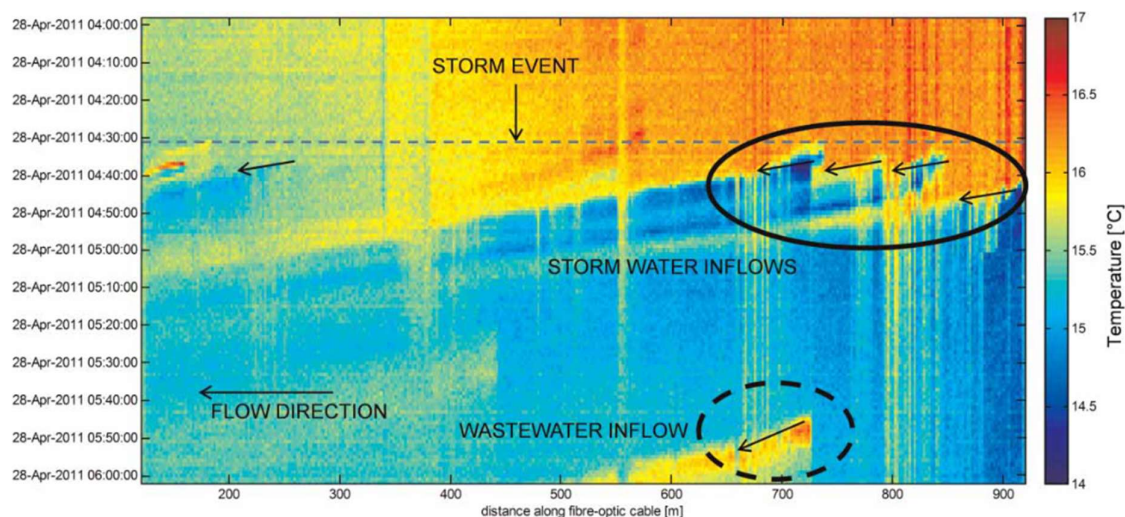


Figure 2-10: Résultats de la température distribuée le long d'une conduite [8].

L'avantage de cette méthode est que les fibres optiques peuvent couvrir plusieurs kilomètres de conduites et qu'elle est précise à quelques décimètres près. Cette méthode a aussi un intervalle de mesure court qui permet de mettre en évidence des variations rapides suite à des pluies de courtes durées.

Le désavantage de cette technique est l'étendue de l'installation à mettre en place pour pouvoir faire les mesures [20]. Enfin, le coût lié à cette méthode de détection peut être assez élevé (10-12€ /m). Pour le contrôle d'une petite section de 100 m, le coût s'élève entre 1.000 et 1.200€ (en 2013). Ce coût englobe l'installation, les équipements et l'analyse des données [8].

2.5.4 MÉTHODES CHIMIQUES

Cette méthode repose sur le principe d'un **traceur** qui différencie directement l'origine de l'eau dans le réseau. Il n'est cependant pas possible de « marquer » l'eau de pluie artificiellement pour la rendre reconnaissable. Cependant, il y a des indicateurs naturellement présents dans les eaux usées. C'est donc ceux-ci qui seront sélectionnés comme traceurs et c'est leur concentration qui sera étudiée. En effet, la présence d'eau de pluie cause une dilution des polluants dans les eaux usées et donc une concentration plus faible de ceux-ci [38].

Ces méthodes font l'hypothèse d'une concentration constante de polluants dans les eaux usées ainsi qu'une quantité constante d'infiltration au cours de la journée [38].

Certains traceurs caractéristiques de l'eau, comme la conductivité et la turbidité, ont l'avantage d'avoir un petit coût de détection et une haute fréquence de contrôle. En effet, la plupart des paramètres de pollution normalisés ne peuvent être mesurés que par des analyses en laboratoire effectuées sur des prélèvements, ce qui augmente considérablement le coût, surtout si un taux d'échantillonnage élevé est requis [10].

2.5.4.1 TURBIDITÉ DE L'EAU

La turbidité constitue en elle-même un indicateur de pollution et se prête bien à la mesure en continu pour un coût réduit [10]. La **turbidité** est le résultat de la présence de matières en suspension qui modifie la répartition de la lumière dans l'eau et qui va lui donner un aspect plus ou moins trouble [39].



Figure 2-11: Eaux de turbidité différentes [40].

Il y a deux méthodes pour mesurer la turbidité : le mesurage par rayonnement diffus aussi appelé néphélométrie et exprimé en uTN (unité de turbidité néphélométrique) ou le mesurage par l'atténuation du rayonnement aussi appelé turbidimétrie et est exprimé en FAU (unité d'atténuation formazine) [41].

La néphélométrie consiste à envoyer un rayon de lumière à travers un échantillon d'eau. Le récepteur ne se trouve pas en face de la source lumineuse, mais il fait un angle de 90° avec la direction du faisceau. Le récepteur mesure donc l'intensité diffusée par les particules dans l'eau. Pour avoir une échelle de mesure, la turbidité peut aller de -1 à 1.000 uTN. A 5 uTN l'eau est visiblement trouble. La norme pour l'eau potable est d'avoir une turbidité variant de 0,1 uTN à 1 uTN [42].

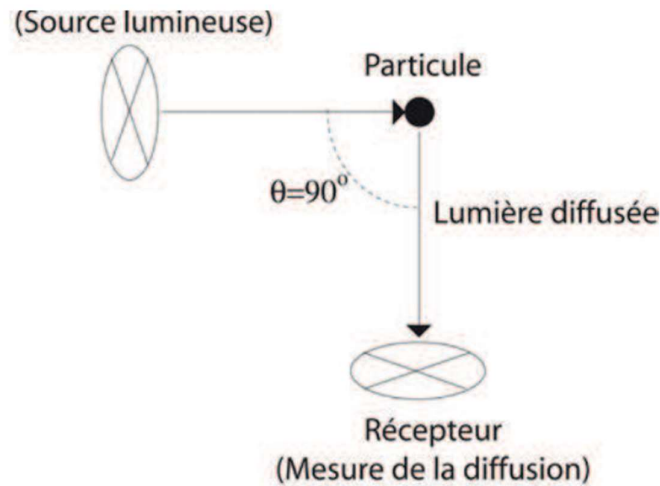


Figure 2-12: Principe du mesurage par néphélogétrie [43].

Pour le mesurage par atténuation, l'émetteur et le récepteur sont placés en face l'un de l'autre. Ce mesurage repose sur le fait que la lumière incidente est absorbée ou diffusée par des particules rencontrées sur son trajet vers le récepteur. Le récepteur reçoit une intensité lumineuse plus faible que celle émise et mesure son atténuation [43].

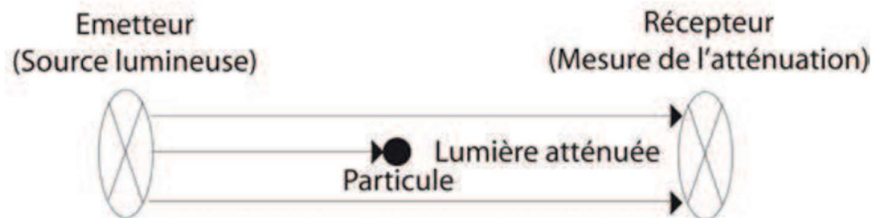


Figure 2-13: Principe du mesurage par atténuation [43].

Les deux méthodes de mesures sont sensibles à la taille, à la forme et à la nature des particules en suspension de différentes manières, rendant difficile la comparaison des résultats obtenus selon les deux types de capteurs.

Une étude recourant à des mesures continues a été menée sur un réseau séparatif en France en utilisant le mesurage par atténuation afin de voir comment la turbidité de l'eau pouvait mettre en évidence des fluctuations dues à des infiltrations /intrusions d'eaux. Des mesures de débits étaient aussi tenues en parallèle [10].

La turbidité de l'eau varie naturellement selon les activités humaines mais, dans un réseau séparatif défectueux, celle-ci peut aussi diminuer suite à l'intrusion d'eau liée à une pluie abondante [42].

Durant cette étude, les chercheurs ont décidé d'exprimer la turbidité au travers de la notion de flux polluants, qui est le résultat de la multiplication de la turbidité par le débit.

Les flux polluants sur un réseau séparatif d'eaux usées sont dus, pour l'essentiel, aux activités humaines. Il est donc naturel que ceux-ci suivent le rythme des activités, marqué par des périodes de 24 heures et de 7 jours comme l'illustre la Figure 2-14.

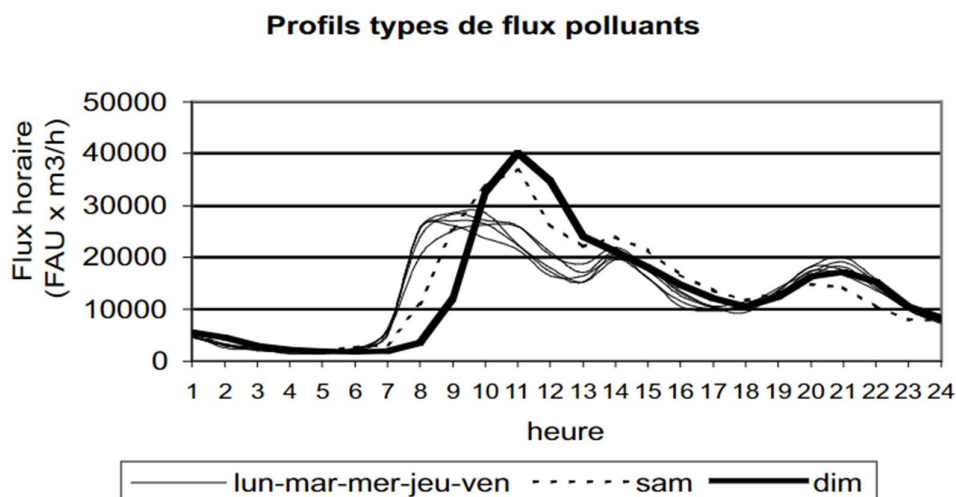


Figure 2-14: Profils journaliers types des flux polluants exprimés en FAU * m³/h [10].

Différents événements pluvieux ont eu lieu les 17, 18, 19, 24, 25 mai et 3 et 4 juin 2003.

La Figure 2-15 montre la différence entre l'hydrogramme type et l'hydrogramme mesuré ainsi que les pluies qui ont eu lieu lors de la période mesurée. On observe qu'après une pluie, il y a effectivement une hausse du débit mesuré par rapport au débit type.

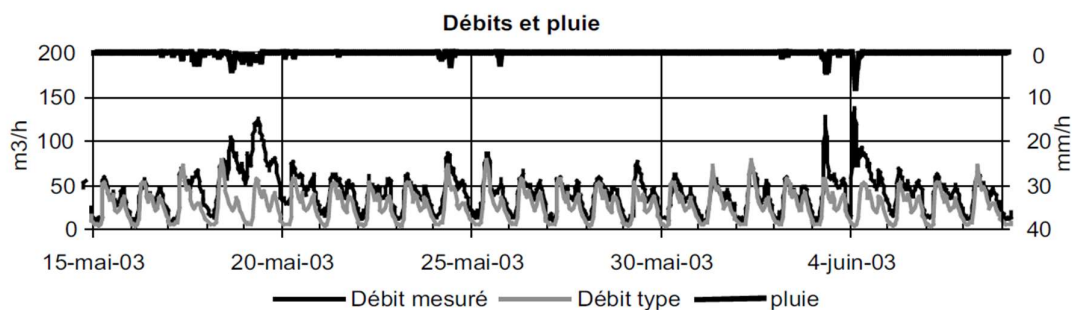


Figure 2-15: Pluie, débits mesurés et débits types [10].

La Figure 2-16 montre l'évolution de la turbidité pendant la période de contrôle. On peut voir qu'au moment de certaines pluies, notamment celles des 18 et 19 mai et celles des 3 et 4 juin, la turbidité a diminué avec la dilution des eaux usées. Cependant, on peut voir que toutes les pluies n'ont pas provoqué de réaction, contrairement à l'hydrogramme où il est facile de déceler une réponse.

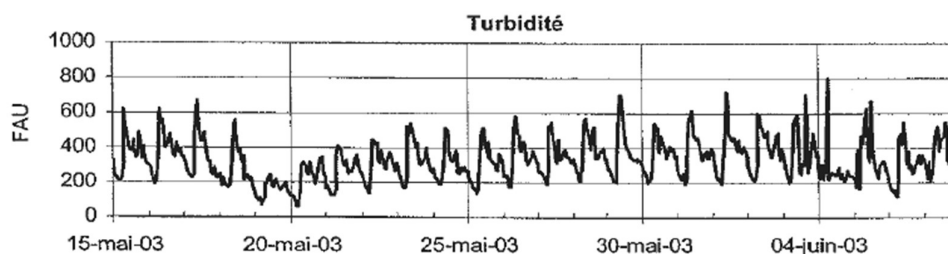


Figure 2-16: Turbidité mesurée [10].

Enfin, la Figure 2-17 montre l'évolution du flux de polluants sur cette période. Ici, il n'y a plus que la réponse à une pluie qui est visible. Cela est logique puisque, lors d'une pluie, le débit augmente et la turbidité diminue, rendant le produit des deux constant dans la majorité des cas.

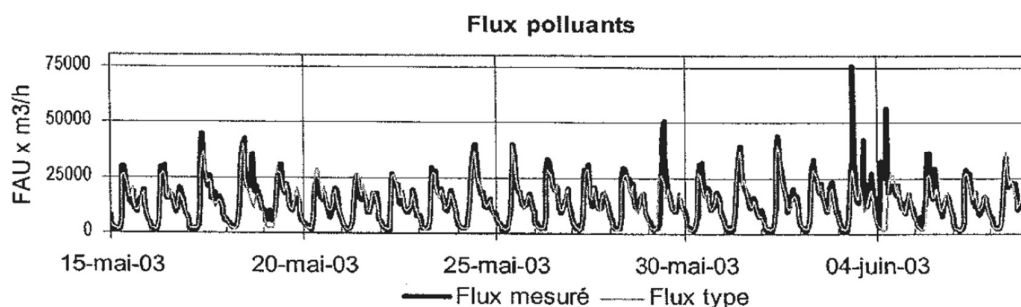


Figure 2-17: Flux polluants mesurés au pas de temps horaire et flux journaliers types [10].

En conclusion, l'étude de la turbidité ou encore des flux polluants ne permet pas de mettre en évidence les intrusions d'eau aussi bien qu'avec l'étude des hydrogrammes.

2.5.4.2 LA CONDUCTIVITÉ DE L'EAU

La **conductivité** correspond à la capacité de l'eau à conduire un courant électrique. C'est une mesure indirecte de la quantité d'ions dans l'eau [44]. Plus une eau a une grande teneur en ions, plus la conductivité mesurée sera élevée.

Si l'on perçoit des changements notables dans une eau qui est censée avoir une conductivité relativement stable, c'est qu'il y a un apport d'eau externe qui peut soit augmenter, soit diminuer la concentration d'ions en fonction de sa source.

La conductivité peut être influencée par divers facteurs qui sont naturels et anthropiques dont les plus importants sont les apports d'eau souterraine, la variation de débit des affluents (plus le débit sera élevé, moins la concentration le sera et inversement) et les apports d'eau contaminés venant d'activités anthropiques. La conductivité est mesurée en parties par millions (PPM) à l'aide d'un conductimètre pour une température normalisée de 25°C et peut aussi être exprimée en micro-Siemens par centimètre ($1PPM = 1\mu S/cm$) [45].

À titre d'exemple, une eau douce aura des valeurs qui sont inférieures à $200\mu S/cm$, une eau minérale sera entre $200\mu S/cm$ et $1.000\mu S/cm$ et une eau salée aura des valeurs supérieures à $2.000\mu S/cm$ [44].

Une étude a été réalisée dans le nord de la Suède. Il s'agissait de faire une campagne de mesures de la conductivité pour un réseau séparatif afin de voir comment celle-ci évoluait durant la période de fonte des neiges ainsi que durant différents événements pluvieux. Plusieurs sites de mesures de la conductivité ont été répartis le long de la conduite principale, la station A étant située à l'amont du réseau et E à l'aval [20].

La conductivité dépendant des activités anthropiques, elle aura une variation journalière naturelle par temps sec comme il est possible de le voir sur la partie de droite de la Figure 2-18.

Durant la période de fonte des neiges, la partie de gauche de la Figure 2-18 montre une diminution générale de la conductivité avec une forte diminution au niveau de la station B certainement due à des intrusions directes d'eau. En général, la conductivité à la station E était inférieure à la station A, signe d'infiltrations et d'intrusions dans le réseau entre ces deux points de mesure [20].

Lors de la période de pluies, il a été remarqué que les conductivités aux stations A, C, D et E étaient assez similaires et significativement plus élevées qu'à la station B. De plus, la conductivité générale durant la période de pluies était plus élevée que durant la période de la fonte des neiges, ce qui atteste qu'il y avait moins d'infiltrations. Après un épisode pluvieux, il est cependant possible d'observer que la conductivité diminue pour l'ensemble des stations, preuve qu'il y a des intrusions dans le réseau [20].

Cette étude a permis de mettre en évidence la présence d'infiltrations dans tout le réseau avec une possible intrusion directe au niveau du capteur B.

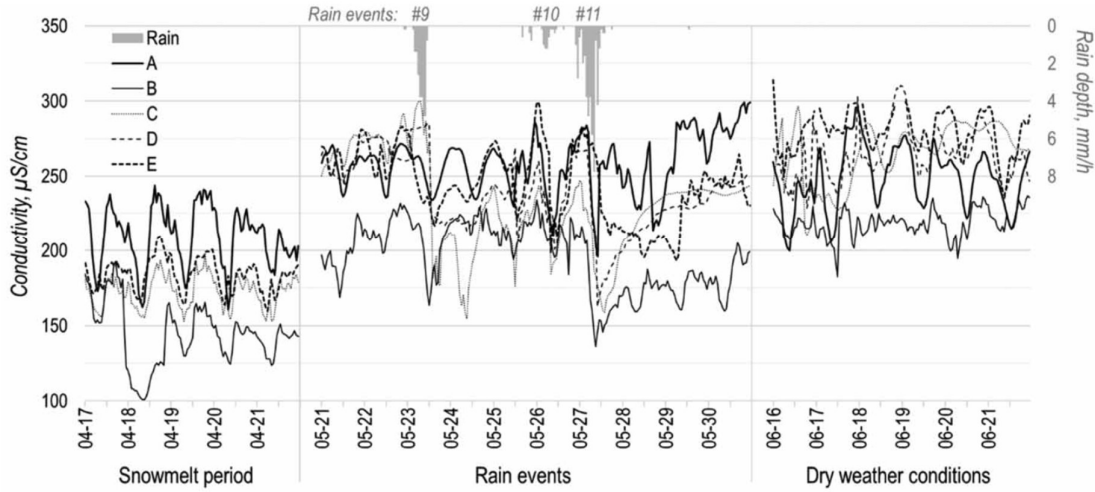
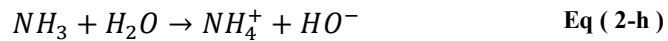


Figure 2-18: Mesures de conductivité en plusieurs points le long de la conduite principale durant la période de fonte des neiges, des événements pluvieux et par temps sec [20].

Certaines études ont montré que la conductivité a la meilleure sensibilité pour la détection des infiltrations [31].

2.5.4.3 ION AMMONIUM

À Bruxelles, une étude a été menée afin de calculer le volume d'eau claire parasite du réseau [46]. Pour cela, ils ont utilisé un traceur anthropique relevé à la sortie du système d'évacuation, à savoir l'ion ammonium NH_4^+ [46]. En effet, on retrouve une petite quantité d'ammoniac NH_3 dans les urines [47]. Dans l'eau, l'ammoniac réagit partiellement avec les molécules d'eau pour former un cation ammonium et un anion hydroxyde comme le montre la réaction suivante :



Cet ion a l'avantage de bien se conserver lorsqu'il transite par les canalisations et il permet de calculer assez précisément le volume d'eaux résiduaux produit en une journée. Ensuite, l'écart quotidien entre cette valeur et la variation des volumes d'eau courante consommés est évalué.

Le volume d'eaux infiltrées est calculé suivant l'équation suivante [46]:

$$Q_{INF} = Q_{WWT} - \frac{m_{NH_4-N_{max}}}{k_{NH_4-N}} * Q_{inh.day} * IDistr \quad \text{Eq (2-i)}$$

Où Q_{INF} = Volume quotidien des infiltrations d'eaux claires [m^3 /jour] ;

Q_{WWT} = Volume quotidien traité à la station d'épuration [m^3 /jour] ;

$m_{NH_4-N_{max}}$ = Teneur maximale en ammonium pénétrant dans la station de traitement [kg/jour] ;

k_{NH_4-N} = Production quotidienne d'ammonium par habitant et par jour [m³/h/jour] ;

$Q_{inh.day}$ = Production quotidienne d'eaux usées par habitant et par jour [m³/h/jour] ;

$IDistr$ = Indice de distribution quotidienne d'eau potable [-].

Grâce à leur étude, les chercheurs ont pu déduire qu'il y avait une variation saisonnière des volumes d'infiltrations qui confirme l'existence d'un lien entre le réseau d'assainissement et la nappe phréatique comme l'illustre la Figure 2-19. Ils ont pu calculer que les infiltrations représentent environ 24% du volume total traité chaque année par la station à Bruxelles-Nord [46].

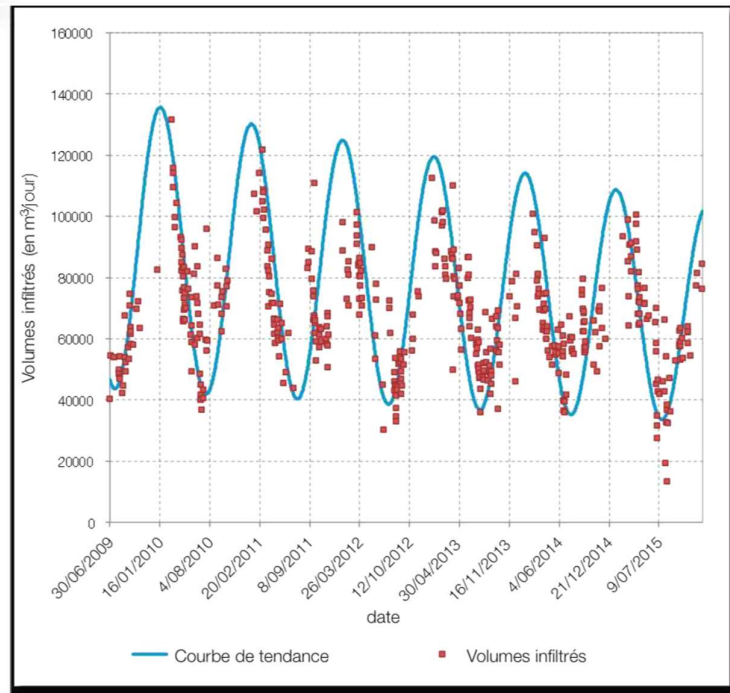


Figure 2-19: Infiltrations d'eau parasite par temps sec dans le bassin versant de Bruxelles-Nord entre 2008 et 2016 [46].

De nombreuses études ont montré que l'ammonium était un indicateur prometteur de l'existence d'infiltrations. Cependant, il a aussi été montré que cette méthode pouvait avoir des incertitudes plus ou moins élevées en fonction de la fréquence de prise d'échantillons. Une prise d'échantillons automatique toutes les 5 minutes ou bien une fois toutes les heures apportera une incertitude plus ou moins élevée dans l'interprétation des résultats [20]. Ainsi, des échantillons prélevés toutes les 5 minutes, au lieu d'une fois par heure, ont permis de diminuer les incertitudes, les faisant passer de 34,2% à 13,7% [20].

Cette méthode est plus utilisée pour localiser de manière générale la présence d'infiltrations et d'isoler les sous-bassins qui en sont responsables.

2.6 LOCALISATION D'INTRUSIONS PAR INSPECTIONS VISUELLES

Lorsque l'on essaye de situer des branchements illicites et des infiltrations, il n'y a pas de méthode numérique mise au point à l'exception de la méthode des températures distribuées décrite au point 2.5.3.

Généralement, le principe consiste à réaliser un rétrécissement progressif des secteurs d'investigation. Pour cela, on procède à un découpage du réseau en différents sous-bassins et on procède à des mesures en aval de chacun d'eux afin de préciser les branches du réseau responsables des principaux apports d'eaux claires parasites. C'est ce qu'on appelle la **hiérarchisation des apports** [15].

Dans un second temps, lorsque la zone d'intérêt a été réduite, des tests peuvent être réalisés. Les plus courants sont développés ci-après.

Le premier est le **test à la fumée**. Il consiste à insuffler dans le réseau d'eaux usées une fumée blanche non toxique. Celle-ci ressort aux endroits de mauvais raccordements (gouttières d'habitation, avaloirs...) ce qui permet de mettre en évidence les points critiques.

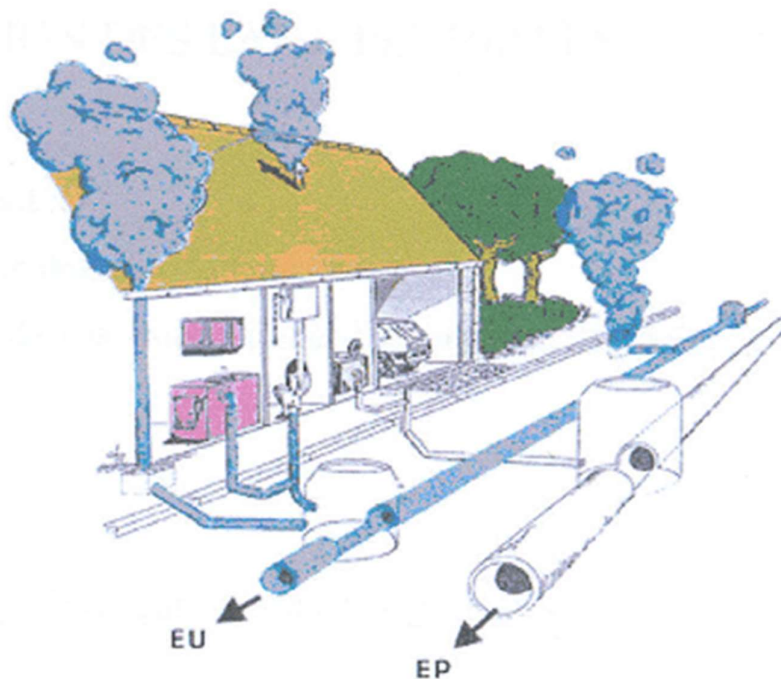


Figure 2-20: Illustration d'un test à la fumée [48].

Ce test est suivi par un **contrôle au colorant**, qui consiste à injecter un colorant non nocif aux endroits qui ont été repérés à l'aide de la fumée afin de voir si l'on a bien une trace de celui-ci à l'aval. Ce test permet de valider les résultats obtenus lors du test à la fumée.

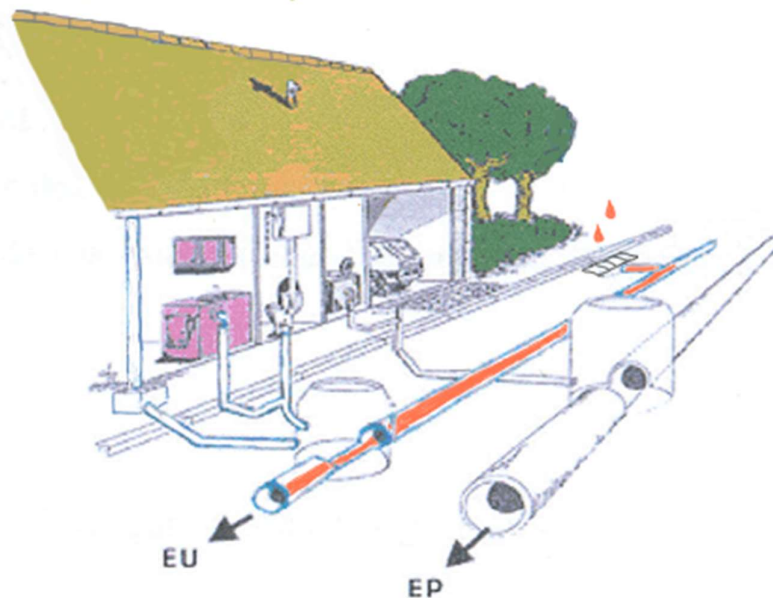


Figure 2-21: Illustration d'un test à la coloration.

Enfin, une dernière manière d'inspecter les réseaux sont les **inspections par caméras endoscopiques** qui permettent de se rendre compte de l'état du réseau comme de la présence de raccordements défectueux, de signes d'usures et de repérer des infiltrations d'eau ou fuites potentielles. Le genre d'image qu'il est possible d'obtenir grâce à cette technique est représenté à la Figure 2-4 [49].

Ces caméras pouvant inspecter des canalisations jusqu'à ± 25 m de longueur, il est utile de cibler au préalable la zone à inspecter [50].

2.7 RESTAURATION DES CONDUITES

En ce qui concerne les intrusions d'eau provenant de connexions illicites, il suffit de remettre en conformité les raccordements en les déconnectant une fois qu'ils ont été localisés.

Les infiltrations d'eau de nappe proviennent de défauts dans les canalisations, il s'agira donc de les remettre en état. Pour cela, il y a plusieurs solutions qui peuvent être envisagées en fonction de l'état de la canalisation, de son accessibilité... [51].

Le **chemisage** consiste à mettre un revêtement constitué de gaine textile et de résine époxy dans une canalisation fissurée afin de préserver son étanchéité. La gaine est insérée grâce à de l'air ou de l'eau sous pression. Lors de la mise en place, la gaine va se plaquer contre la paroi. Celle-ci peut être séchée par vapeur, ce qui permet de faire durcir la résine plus rapidement [52]. Cette technique a l'avantage d'être non destructive et permet de ne pas devoir faire de tranchée, ce qui la rend plus économique. Le désavantage est qu'une fois la conduite principale chemisée, il faut ensuite faire des piquages à tous les embranchements.



Figure 2-22: Exemple de chemisage d'une canalisation [53].

Une autre technique consiste à faire le **tubage** de la canalisation. Le tubage consiste à créer une nouvelle conduite à l'intérieur de l'ancienne. Comme pour le chemisage, cette technique présente l'avantage de ne pas devoir réaliser de tranchées. Le principe général est le même que pour le chemisage à l'exception du fait que l'on insère un tuyau neuf continu ou séparé. Une fois le nouveau tuyau inséré dans la conduite, il faut injecter un coulis pour remplir le vide laissé entre les deux. Cette technique peut donc permettre de consolider une conduite en mauvais état et, dans les cas extrêmes, reprendre complètement les contraintes structurelles et hydrauliques [54,55]. Le désavantage de cette technique est que cela entraîne une diminution du diamètre intérieur de la conduite [56].

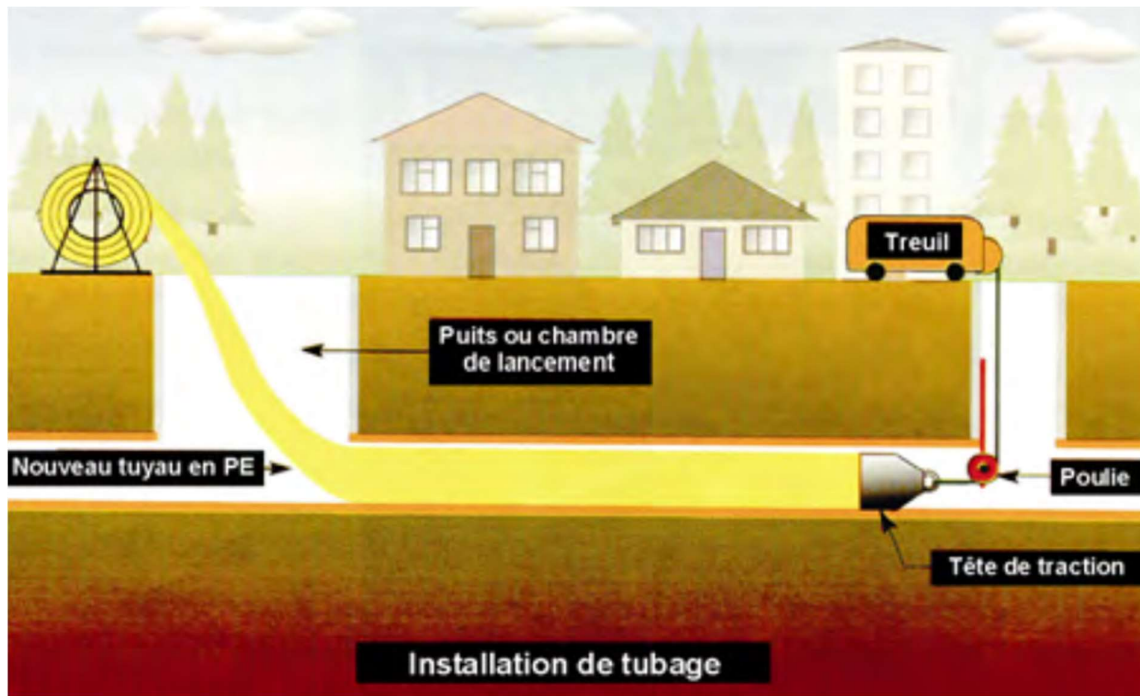


Figure 2-23: Installation de tubage [56].

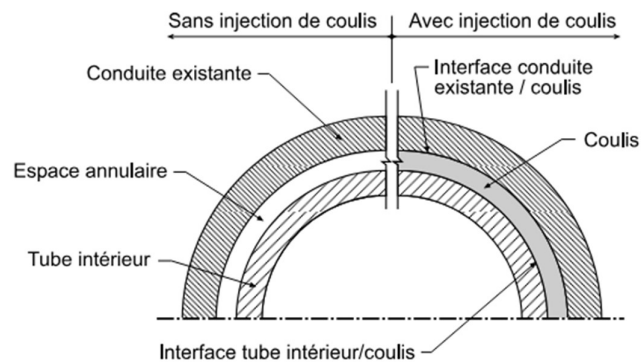


Figure 2-24: Section d'une conduite avec tubage [57].

Enfin, une dernière technique sans ouverture de tranchée consiste en la **projection** d'une résine polyuréthane à l'intérieur d'une canalisation grâce à un robot mobile [58]. La résine a l'avantage de pouvoir être projetée dans des conduites en acier, fonte, béton... Elle est appliquée par passes pouvant aller jusqu'à une épaisseur de 3 mm pour atteindre une couche finale de plusieurs centimètres.



Figure 2-25: Réhabilitation de conduites par projection d'une résine [58].

3 RÉSEAU DES EAUX USÉES DE LOUVAIN-LA-NEUVE

3.1 INTRODUCTION

Comme expliqué dans la partie introductive, des intrusions d'eaux claires sont observées dans le réseau et des capteurs ont été mis en place à divers endroits. Le but de ces capteurs est de subdiviser le réseau en plus petites sections afin d'isoler les endroits responsables de ces intrusions. La Figure 3-1 représente le réseau des eaux usées, les différents capteurs mis en place dans Louvain-la-Neuve ainsi que la nomenclature utilisée dans la suite du mémoire pour s'y référer.

Les eaux usées sont collectées à partir des différents quartiers à travers un réseau de canalisations et de collecteurs secondaires, qui les dirigent vers un collecteur principal situé près du lac. Ce collecteur principal transporte ensuite les eaux usées vers la station d'épuration de Wavre où elles seront traitées. Le capteur A se situe sur le collecteur principal.

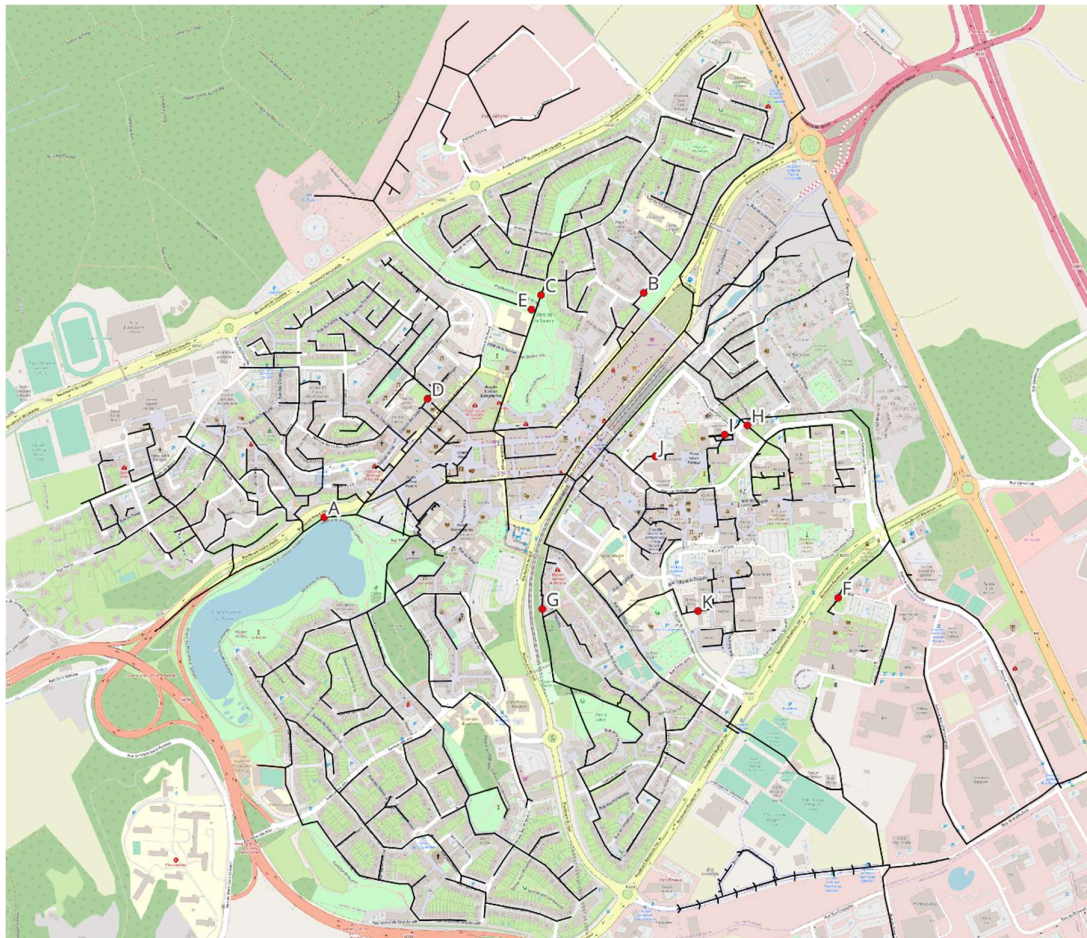


Figure 3-1: Réseau d'eaux usées de Louvain-la-Neuve et position des capteurs [QGIS].

En plus de l'accès aux mesures des capteurs, divers fichiers reprenant les caractéristiques du réseau ont été mis à ma disposition, incluant les diamètres des conduites, l'élévation du radier dans les chambres de visite, les longueurs des conduites, les coordonnées géographiques des éléments...

Avant de se plonger dans la modélisation du réseau, il a d'abord fallu savoir si les données étaient complètes. Pour la suite, le fichier qui est considéré comme prédominant est le fichier GIS (Système d'Information Géographique) contenant les informations du réseau d'eaux de pluies et d'eaux usées. Ce fichier est censé reprendre toutes les données du fichier dessin réalisé par les géomètres qui précède. À côté de cela, les données provenant du Plan d'Assainissement par Sous-bassin Hydrique étaient également disponibles afin de compléter le fichier GIS si nécessaire. L'ADPI a en effet manifesté sa volonté d'avoir un fichier informatique vérifié et complet du réseau d'égouttage de Louvain-la-Neuve.

L'objectif des prochaines parties est de faire un point sur les données qui ont été complétées et vérifiées dans ce fichier GIS durant ce travail et de montrer l'ampleur de la tâche qu'il restera à faire dans le futur pour compléter ce fichier. On montre aussi les différentes incohérences et les modifications qui ont déjà pu être apportées lors de ce mémoire.

Enfin, une partie porte sur l'analyse des données brutes des différents capteurs placés afin de mettre en évidence les différentes sous-parties du réseau qui sont sensibles aux eaux claires parasites.

Cette analyse se concentre sur le réseau d'eaux usées même si certaines remarques peuvent être transposées au réseau des eaux pluviales.

3.2 ANALYSE DES DONNÉES

Si l'on analyse les données brutes, on constate que beaucoup d'informations manquent.

Par exemple, il y a un certain nombre de conduites dont le diamètre n'est pas renseigné dans le fichier GIS. Ce sont donc des données qu'il va falloir aller rechercher dans le fichier dessin ou le PASH si elles s'y trouvent ou encore, en dernier recours, directement sur le terrain.

Sur la carte de la Figure 3-2, en noir, sont mises en évidence les conduites pour lesquelles un diamètre est renseigné et donc différent de 0. On peut remarquer que le quartier de l'Hocaille est celui pour lequel il y a le moins d'informations et le plus grand travail de complétion à fournir afin d'avoir un fichier du réseau complet.

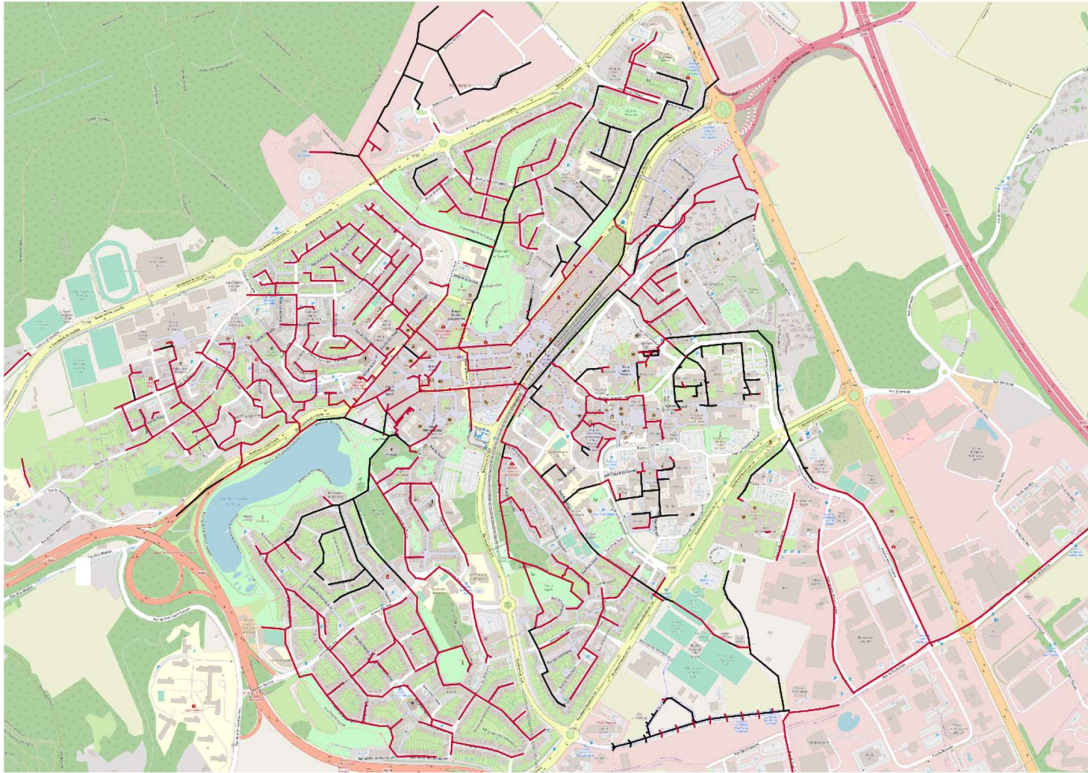


Figure 3-2: Données de diamètres de conduites disponibles [QGIS].

Un autre paramètre important pour réaliser des modélisations du réseau est l'élévation du radier des chambres de visite. En effet, elles définissent la pente d'une conduite et c'est un paramètre important qui entre en compte dans les équations utilisées pour les simulations qui seront développées au chapitre 4.

Sur la carte de la Figure 3-3 sont représentées les chambres de visite pour lesquelles une élévation du radier est renseignée dans le fichier. Pour une petite minorité, aucune cote n'est renseignée car celles-ci ne sont pas accessibles. Ces chambres de visite sont donc mises en évidence en orange sur la carte. Une dernière catégorie est constituée par les chambres de visite ayant une valeur négative et méritant une attention spéciale. On peut voir que les données sont, en général, bien plus complètes que les données de diamètres analysées précédemment. Il faut cependant noter qu'au niveau du quartier des Bruyères, les données sont particulièrement incomplètes.

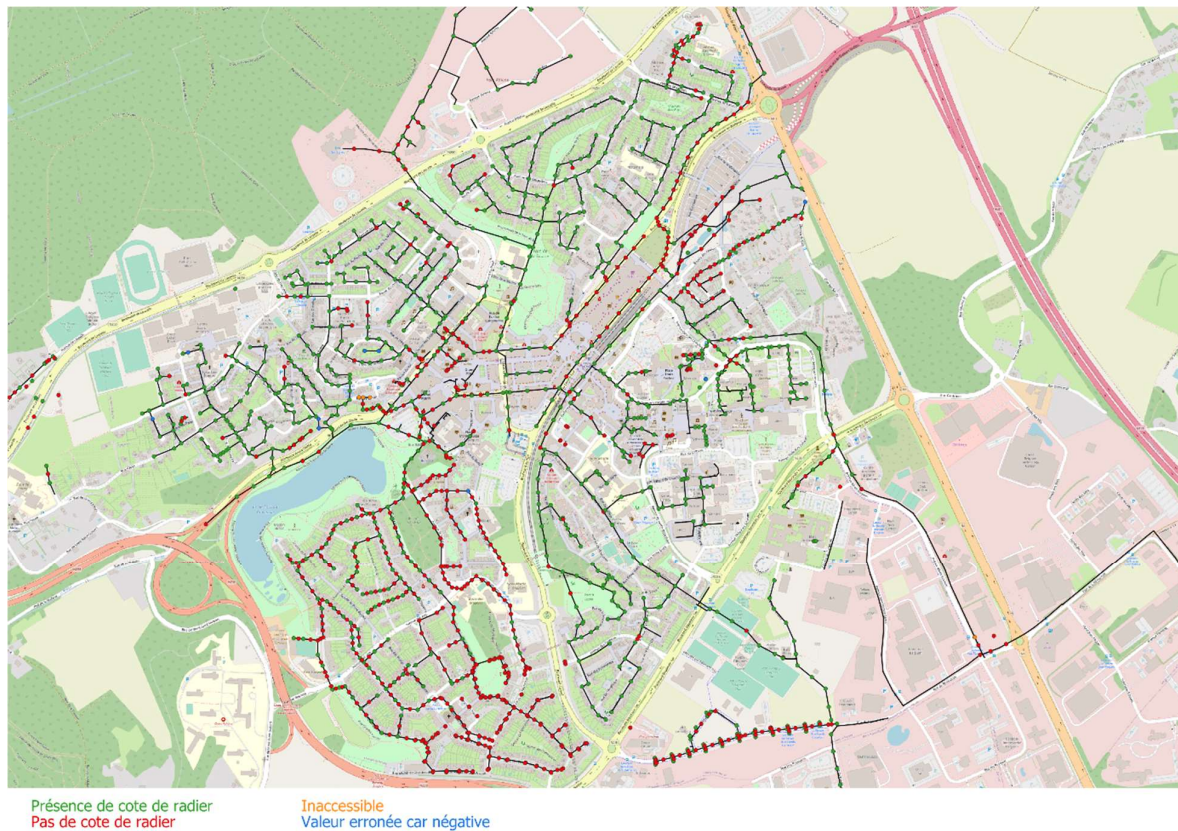


Figure 3-3: Présence des cotes de radiers [QGIS].

Enfin, pour terminer et résumer ce qui a pu être fait dans le cadre du mémoire, la carte suivante identifie des parties du réseau pour lesquelles les données sont complètes et ont été vérifiées par croisement entre les différents fichiers. Celles-ci sont représentées en noir, le réseau en rouge correspondant à la partie pour laquelle les données n'ont pas encore été vérifiées.

Les parties vérifiées sont composées majoritairement des deux réseaux que j'ai pu étudier dans le cadre du mémoire. Ceci montre qu'il y a un grand travail à réaliser en amont d'une modélisation afin de compléter les données du réseau.

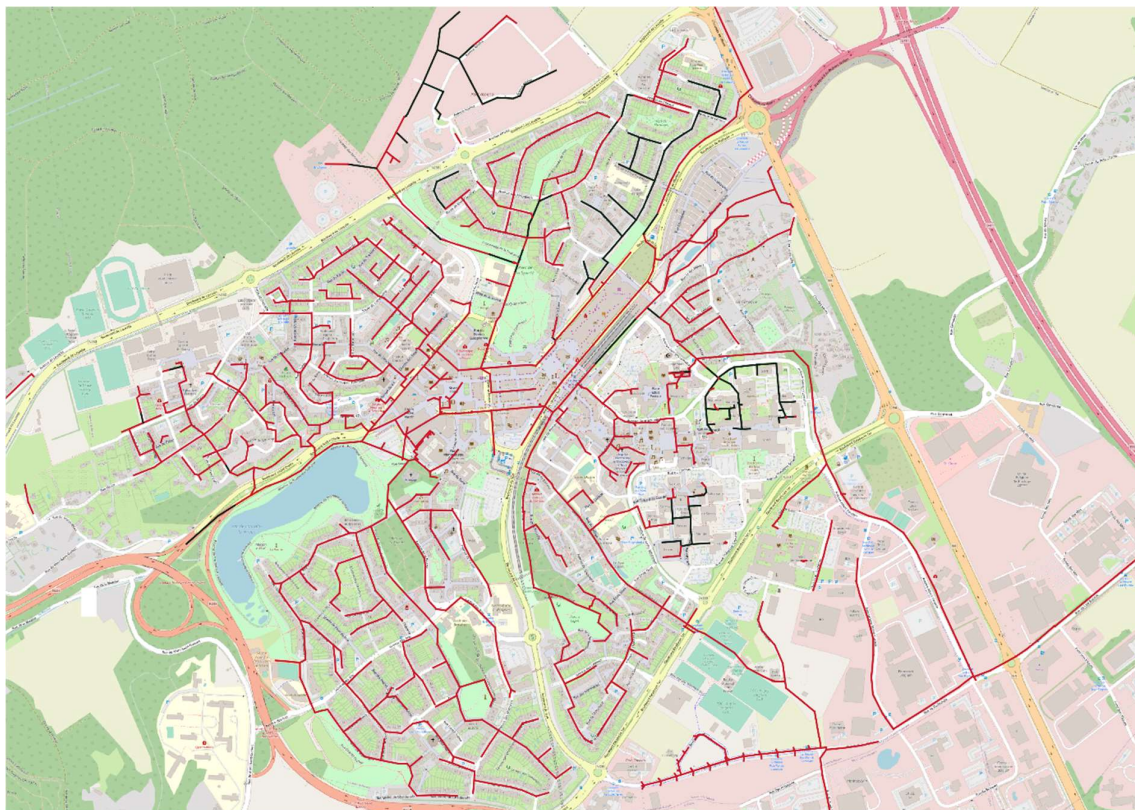


Figure 3-4: Données vérifiées [QGIS].

3.3 CORRECTION DES DONNÉES

Avec autant de sources de données différentes, nous ne sommes pas à l'abri de certaines incohérences dans les informations amenées.

Premièrement, il est possible de voir que certaines parties du réseau sont isolées du reste. Même si le réseau des eaux pluviales n'était pas au centre de mon analyse, il a pu être observé dans l'une des parties du réseau que j'ai étudié que le réseau d'eau pluviale était interrompu. Si c'était réellement le cas, cela aurait pu signifier que c'était l'endroit du mauvais branchement dans le réseau. Une visite sur les lieux et des tests du réseau d'eau pluviale ont permis de mettre en évidence deux choses différentes.

La première est que le réseau d'eau pluviale était en effet continu ; la seconde est qu'il y avait une inversion des deux réseaux sur les plans en notre possession. Cette erreur et la situation corrigée sont illustrées sur la Figure 3-5, où les conduites d'eau pluviale sont représentées en bleu et les conduites d'eaux usées, en orange.



Figure 3-5: Illustration d'inversion dans les conduites (haut) et version corrigée (bas) [QGIS].

Lorsque l'on analyse les données, il est aussi possible de mettre en évidence certaines incohérences. Dans un réseau, le diamètre des conduites est généralement incrémenté lorsqu'on se dirige vers l'aval de celui-ci. Il est cependant possible d'observer dans les données qu'il arrive que des conduites de diamètres plus petits soient placées en aval de conduites de diamètres supérieurs. L'extrait de plan ci-après illustre très bien cela puisque l'on peut voir qu'il y a une alternance entre des conduites de diamètre 20 et de diamètre 40.

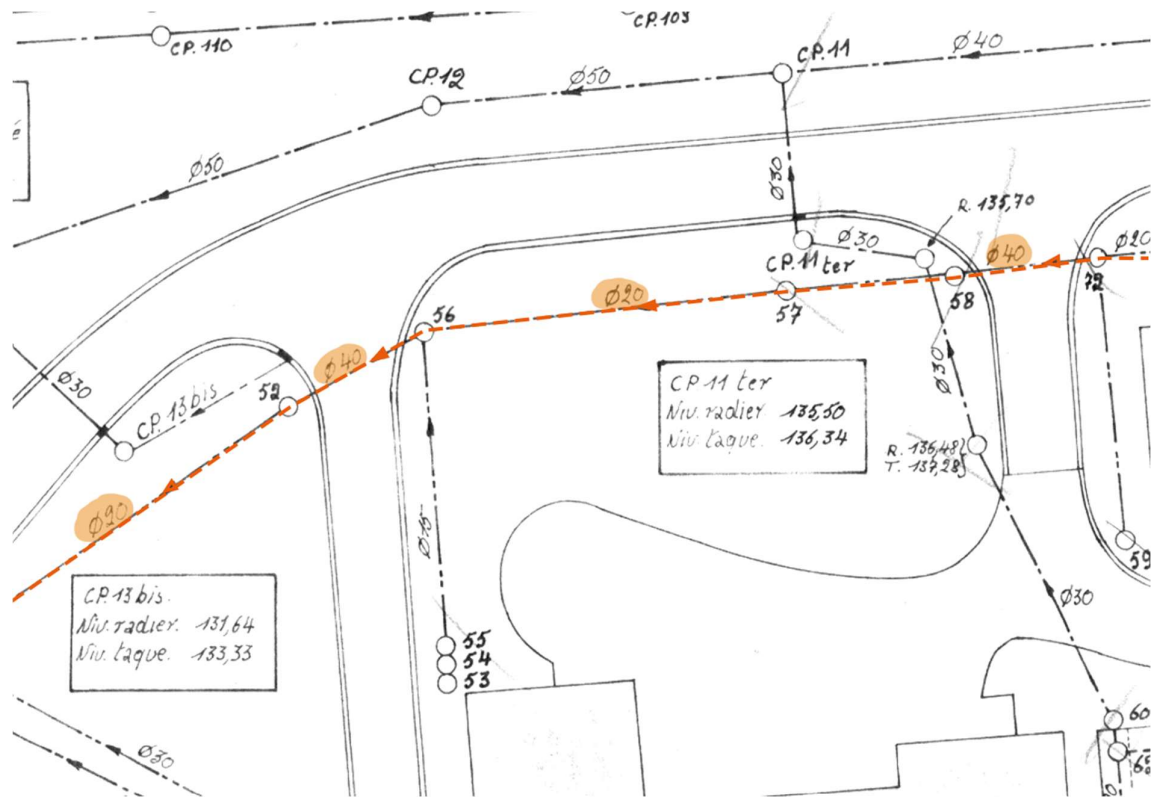


Figure 3-6: Extrait d'un plan d'égouttage de Louvain-la-Neuve - Illustration d'incohérences dans les diamètres de conduites.

Dans ce cas-là, le diamètre erroné est corrigé en fonction des valeurs qui l'entourent. Ici, les diamètres 20 sont corrigés en diamètres 40.

Le dernier cas que l'on a pu rencontrer est lorsque les différents documents ne donnent pas les mêmes informations (p.ex. diamètres de conduites). Dans ce cas, il faudra corriger les données en fonction de ce qui se trouve en amont et en aval.

Enfin, si l'on se penche sur l'un des deux réseaux que j'ai pu analyser et qui est isolé par le capteur B sur la Figure 3-1, les données qu'il a fallu compléter étaient majoritairement des données liées au diamètre des conduites.

Sur la Figure 3-7, les différentes sources des données sont mises en évidence pour le réseau. On peut voir qu'une grande partie de celles-ci viennent du PASH, suivi ensuite du fichier dessin.

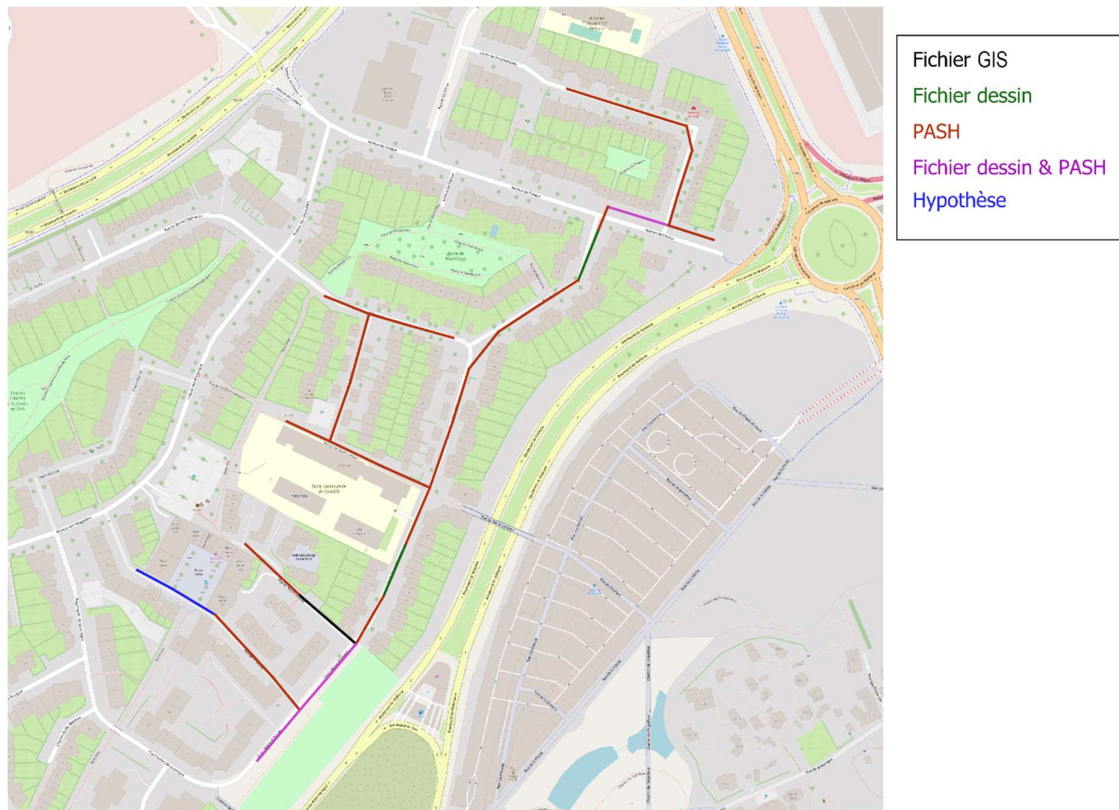


Figure 3-7: Différentes sources de données pour le réseau Marie d'Oignies.

3.4 ÉTAT GÉNÉRAL DU RÉSEAU

Cette partie porte sur l'analyse des mesures disponibles au niveau des différents capteurs afin de déterminer les zones qui sont sujettes aux intrusions d'eau et qu'il faudra analyser. Ceci permet d'introduire les deux différentes parties qui seront analysées dans la suite du mémoire ainsi que de mettre en évidence les autres zones qui devront être traitées hors du cadre de ce mémoire.

La carte qui suit met en évidence les parties pour lesquelles on peut voir des signes d'intrusions lorsque l'on analyse les différents capteurs avec, en vert, les parties saines et, en rouge, les parties présentant des signes d'eaux claires parasites.

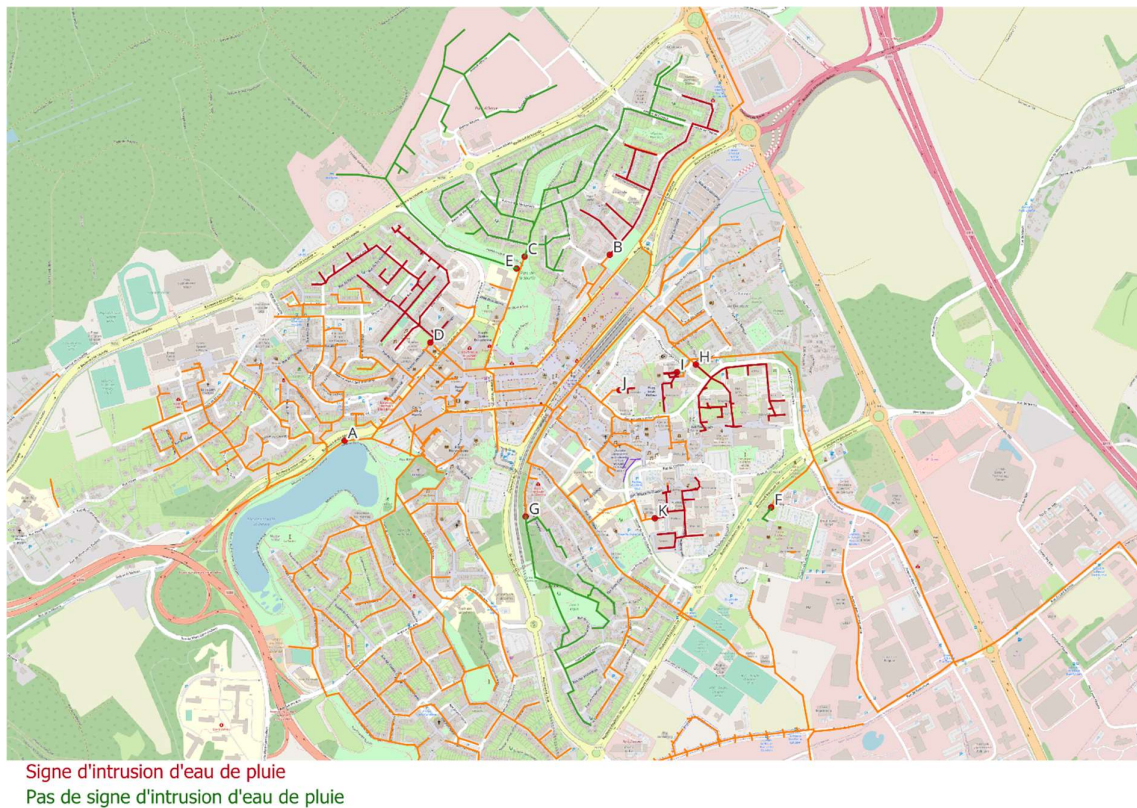


Figure 3-8: Parties du réseau sujettes aux intrusions d'eau de pluie [QGIS].

Sur un total de 11 capteurs, seuls 3 ne montrent pas de signes d'intrusions et les 7 autres permettent d'isoler des sections du réseaux qui sont problématiques. Le 11^e capteur se situant au niveau du collecteur principal, il ne permet pas d'isoler de partie spécifique du réseau.

Le capteur C présente un peu de bruit sur les mesures. Cependant, nous pouvons quand même constater que la hauteur d'eau n'est pas influencée lors d'événements pluvieux. La Figure 3-9 illustre cette hauteur d'eau qui reste constante, ainsi que les diverses pluies qu'il y a eu, enregistrant certains pics à 20 mm/h.

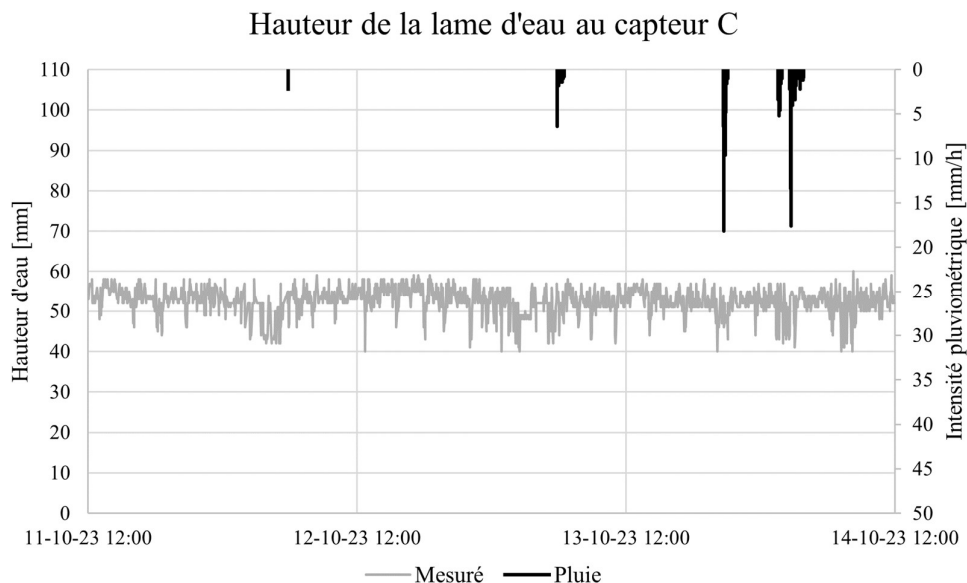


Figure 3-9: Hauteur de la lame d'eau au capteur C - Pas de signe d'intrusion.

Si l'on compare avec le capteur B qui a aussi beaucoup de bruit sur ses mesures, il est cependant facile faire la corrélation entre la pluie et l'augmentation de hauteur d'eau dans la conduite.

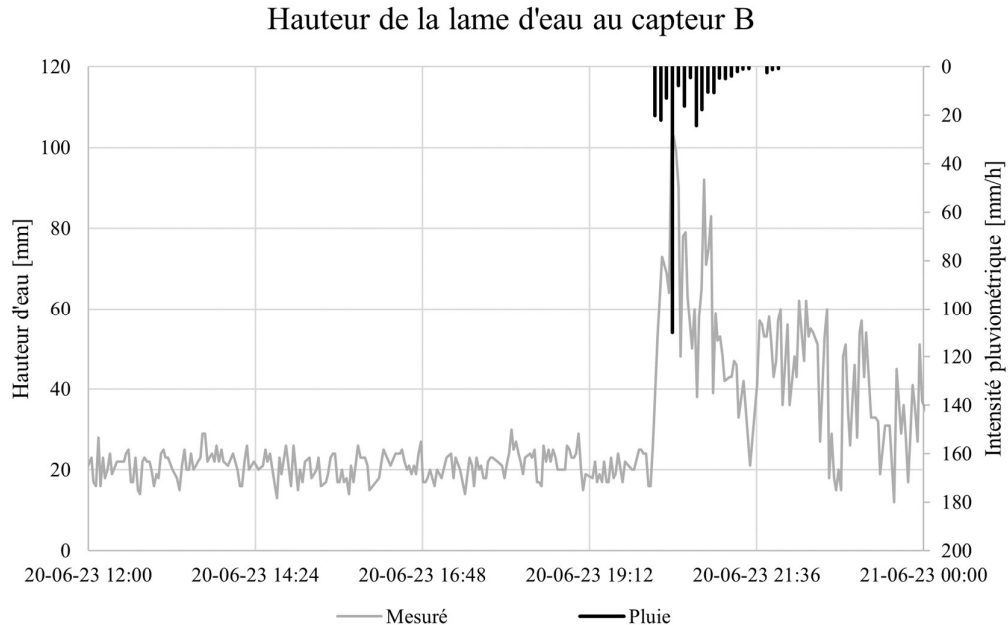


Figure 3-10: Hauteur de la lame d'eau au capteur B - Signe d'intrusion.

Pour les capteurs H, I, J et K, les mesures sont plus stables et permettent de voir clairement l'intrusion de la pluie dans la conduite.

Lors de ce travail, les deux réseaux étudiés plus en détail seront ceux isolés par les capteurs B pour le réseau Marie d'Oignies et H pour le réseau Georges Lemaître.

Ces deux réseaux sont différents : le premier est un quartier résidentiel, les conduites suivent pour la plupart le tracé des routes. Il est donc assez intuitif de voir où les eaux provenant d'une maison arriveront dans le réseau. Le second réseau se trouve au niveau des bâtiments académiques du Vinci, Euler, Maxwell... Sur l'ensemble de ce réseau, il y a moins de bâtiments différents, mais ceux-ci sont plus imposants.

4 MODÉLISATION DE RÉSEAUX

4.1 INTRODUCTION

Ce chapitre présente les principes généraux qui sous-tendent la modélisation des réseaux dans le logiciel Storm Water Management Model, logiciel utilisé dans le cadre de ce travail.

SWMM est un logiciel utilisé pour la modélisation de pluie et de ruissellement. Il peut être utilisé pour faire la conception et l'analyse de réseau d'égouttage ou de réseau pluvial.

Les parties ci-après détaillent le fonctionnement du logiciel qu'il s'agisse de ruissellement de surface, d'infiltration dans les sols ou d'acheminement des flux ainsi que la théorie qui s'y rapporte.

Enfin, la dernière partie de ce chapitre aborde les différentes étapes pour modéliser un réseau en l'appliquant au réseau Marie d'Oignies.

4.2 RUISSELLEMENT DE SURFACE

Le logiciel simule une pluie qui s'écoule sur un sous-bassin. Il est conceptualisé comme un canal rectangulaire à surface libre ayant une pente uniforme S et une largeur W se déversant dans une conduite. L'hypothèse est que le flux d'eau sur le bassin se comporte comme un flux uniforme.

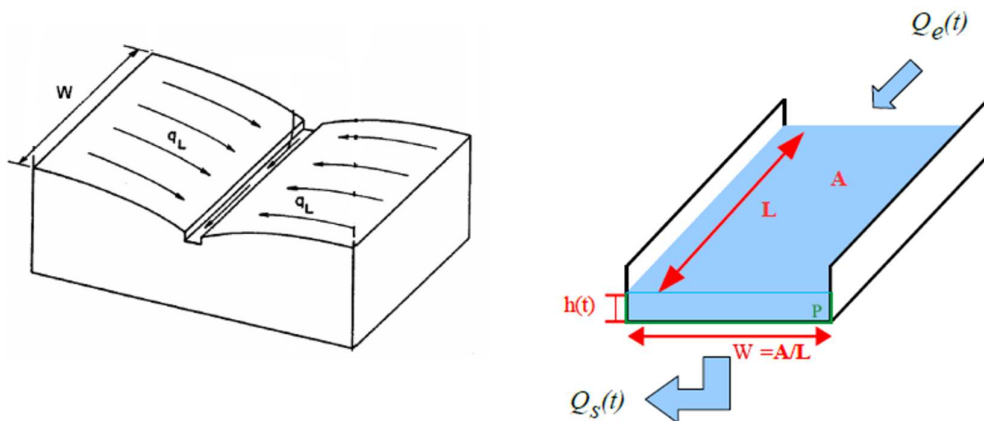


Figure 4-1: Représentation idéalisée d'un bassin versant dans SWMM [59] [60].

Les flux entrants viennent de précipitations, de fonte de neiges ou bien encore de ruissellement issus d'autres sous-bassins. Les flux sortants peuvent prendre la forme d'infiltration d'eau dans le sol, d'évaporation et de ruissellement de surface. Ces flux sont illustrés à la Figure 4-2.

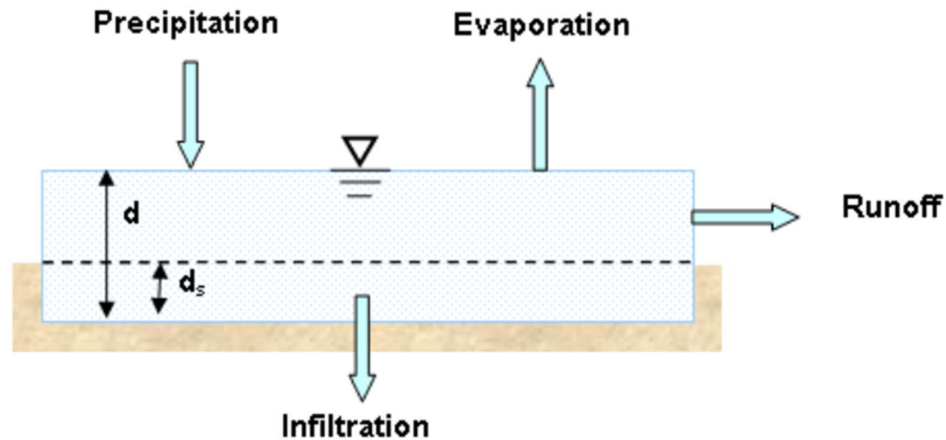


Figure 4-2: Représentation de ruissellement de surface [61].

Le sous-bassin est considéré comme un réservoir non linéaire et sa capacité dépend du stockage de surface disponible. Le ruissellement de surface ne se produit que lorsque la profondeur d'eau d dépasse le stockage maximal d_s du sol.

En se basant sur l'hypothèse de conservation de la masse dans le système, le changement de profondeur d est calculé à chaque pas de temps en faisant la différence entre les flux entrants et les flux sortants.

$$\frac{\delta d}{\delta t} = i - e - f - q \quad \text{Eq (4-a)}$$

Où i = taux de précipitation [m/s] ;
 e = taux d'évaporation surfacique [m/s] ;
 f = taux d'infiltration [m/s] ;
 q = taux de ruissellement [m/s].

Le débit sortant de ruissellement est donné par l'équation de Manning suivante:

$$Q = \frac{1.49}{n} S^{1/2} R_x^{2/3} A_x \quad \text{Eq (4-b)}$$

Où n est le coefficient de rugosité du sol [$s/m^{1/3}$];

S est la pente moyenne du bassin [/];

A_x est l'aire transversale du sous-bassin [m^2];

R_x est le rayon hydraulique [m], calculé comme le rapport de A_x et P (périmètre mouillé).

En se basant sur la Figure 4-1, A_x peut-être exprimé comme :

$$A_x = W * h(t) \quad \text{Eq (4-c)}$$

$$A_x = W * (d - d_s) \quad \text{Eq (4-d)}$$

Le rayon hydraulique R_x s'exprime alors comme :

$$R_x = \frac{A_x}{P} = \frac{W * (d - d_s)}{2 * (d - d_s) + W} \quad \text{Eq (4-e)}$$

Or, comme W sera toujours bien plus grand que d , on peut simplifier le terme R_x par :

$$R_x = d - d_s \quad \text{Eq (4-f)}$$

Si l'on introduit ces termes dans l'Eq (4-b) de Manning, on obtient le débit exprimé en [m^3/s]:

$$Q = \frac{1.49}{n} W S^{1/2} (d - d_s)^{5/3} \quad \text{Eq (4-g)}$$

Pour pouvoir l'introduire dans l'Eq (4-a) de conservation de masse, il faut exprimer le taux de ruissellement par unité de surface, c'est pourquoi l'Eq (4-g) est divisée par l'aire du sous-bassin A , ce qui donne :

$$q = \frac{1.49}{A n} W S^{1/2} (d - d_s)^{5/3} \quad \text{Eq (4-h)}$$

Les sous-bassins peuvent être divisés en deux types de surface : perméable et imperméable. Les surfaces imperméables ne permettent pas l'infiltration de l'eau dans le sol au contraire des surfaces perméables. L'Eq (4-a) de conservation de masse développée ci-dessus est résolue pour les deux types de surfaces, mais le terme d'infiltration n'est pas présent pour les surfaces imperméables.

4.3 INFILTRATION DANS LES SOLS

L'infiltration est la pénétration de l'eau dans les sols, remplissant les vides jusqu'à saturation. Dans SWMM, cela peut être implémenté selon divers modèles brièvement décrits ci-dessous.

Le modèle de Green-Ampt représente de manière simplifiée le mouvement vertical de l'eau dans le sol qui résulte de la progression d'un front d'humidification sous l'action des forces de gravité et de succion comme illustré par la Figure 4-3 [60].

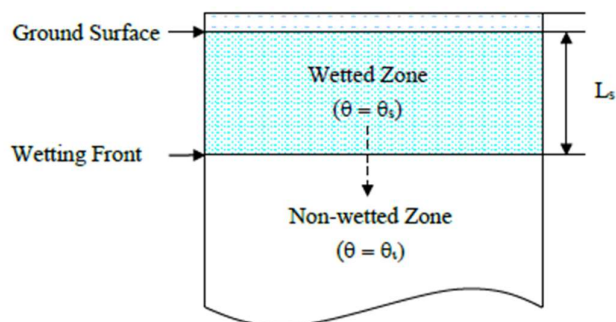


Figure 4-3: Représentation de la progression de l'eau dans le sol avec le modèle Green-Ampt [59].

Le modèle d'infiltration d'Horton est un modèle empirique. Il exprime la décroissance exponentielle de la capacité d'infiltration du sol jusqu'à une valeur limite exprimant le potentiel d'infiltration à saturation [60].

Pour notre modélisation, c'est le **Curve Number** qui est utilisé. C'est un modèle d'infiltration empirique qui estime les excès de précipitations en fonction des précipitations cumulées, de la couverture du sol, de leur usage et de leur humidité antérieure. Il faut donc attribuer un paramètre appelé coefficient CN au bassin versant. Ceux-ci sont définis selon le type de sol et l'occupation de ceux-ci (prairie, zone urbanisée, culture...).

Dans sa forme classique, le ruissellement total [mm] est calculé en fonction de la précipitation totale P et de la capacité maximale de stockage de l'humidité du sol S_{max} [59].

$$R = \frac{P^2}{P + S_{max}} \quad \text{Eq (4-i)}$$

S_{max} est calculé en se basant la valeur CN des sols. Des tables reprenant ces coefficients sont disponibles et sont mises en Annexe D : Coefficients pour la valeur CN.

$$S_{max} = \frac{1000}{CN} - 10 \quad \text{Eq (4-j)}$$

L'infiltration est alors calculée dans SWMM comme la différence entre la précipitation totale et le ruissellement.

4.4 ACHEMINEMENT DES FLUX DANS LES CONDUITES

Deux équations principales régissent un système fermé : les équations de continuité et les équations de conservation d'énergie. L'équation de continuité régit la conservation de la masse et s'écrit sous la forme suivante [62] :

$$\frac{\delta Q}{\delta x} + \frac{\delta A}{\delta t} = 0 \quad \text{Eq (4-k)}$$

L'équation de conservation d'énergie s'écrit sous la forme suivante [62] :

$$\frac{\delta Q}{\delta t} + \frac{\delta(Q^2/A)}{\delta x} + gA \frac{\delta H}{\delta x} + gAS_f = 0 \quad \text{Eq (4-l)}$$

Où Q est le débit d'écoulement [m³/s];

A est l'aire de la section transversale [m²];

H est la charge hydraulique [m];

S_f est la pente de frottement [/].

C'est l'**analyse dynamique des ondes** que nous utilisons pour notre modélisation. En effet, elle résout la forme complète des équations ci-dessus et produit les résultats les plus précis, contrairement à l'analyse cinématique des ondes.

Ce modèle permet entre autres de représenter des écoulements en charge. Lorsque l'écoulement est à surface libre, c'est l'Eq (4-m) de Manning-Strickler qui est utilisée.

L'équation de Manning-Strickler utilisée pour relier le débit à la hauteur d'eau dans une conduite avec un écoulement à surface libre est la suivante [63]:

$$Q = \frac{R_0^{8/3} S_0^{1/2} (\pi - \theta + \sin\theta \cos\theta)^{5/3}}{n 2^{2/3} (\pi - \theta)^{2/3}} \quad \text{Eq (4-m)}$$

$$h = R_0 (1 + \cos \theta) \quad \text{Eq (4-n)}$$

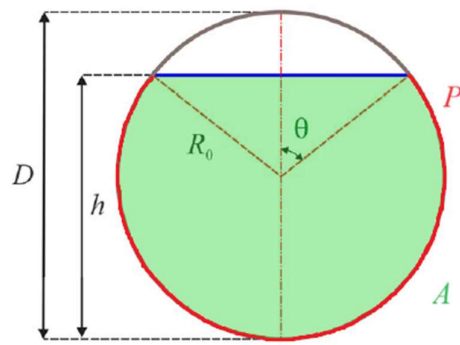


Figure 4-4: Illustration des paramètres d'aire et de périmètre mouillé dans la section d'une conduite [63].

4.5 MODÉLISATION D'UN RÉSEAU APPLIQUÉ À MARIE D'OIGNIES

Cette partie détaille comment modéliser un réseau sur SWMM en prenant pour exemple le cas de Marie d'Oignies qui sera étudié au chapitre 8.

La modélisation avec SWMM permet de représenter plusieurs « objets » physiques, à savoir des conduites, des chambres de visites, des pompes, des clapets anti-retour, ainsi que des bassins versants.

Dans le cas du réseau Marie d'Oignies, seules les conduites, les chambres de visite ainsi que les bassins versants seront modélisés puisqu'on ne retrouve pas de dispositif spécial dans le réseau.

4.5.1 BASSIN VERSANT

Dans le logiciel, les bassins versants représentent la zone urbaine qui se trouve au-dessus d'un réseau. Ceux-ci, au travers de divers paramètres, doivent représenter au mieux la situation réelle. Lorsque l'on modélise un réseau, il faut faire le choix de la division des bassins et de l'endroit où l'eau de ruissellement s'introduira dans le réseau.

Il est important de noter qu'ici nous travaillons avec un réseau sanitaire séparatif. Dans un cas parfait, aucun sous-bassin ne devrait être modélisé puisque le ruissellement qui en résulte n'est pas censé entrer dans notre système. Ce n'est pas le cas actuellement puisqu'il y a des intrusions d'eau dans notre système, c'est pourquoi nous modéliserons des sous-bassins versants.

Les principales caractéristiques à définir pour les sous-bassins sont :

- leur nombre, taille et forme ;

- le pourcentage d'imperméabilité des sols ;
- les coefficients de rugosité des sols perméables et imperméables ;
- le modèle d'infiltration de l'eau dans les sols.

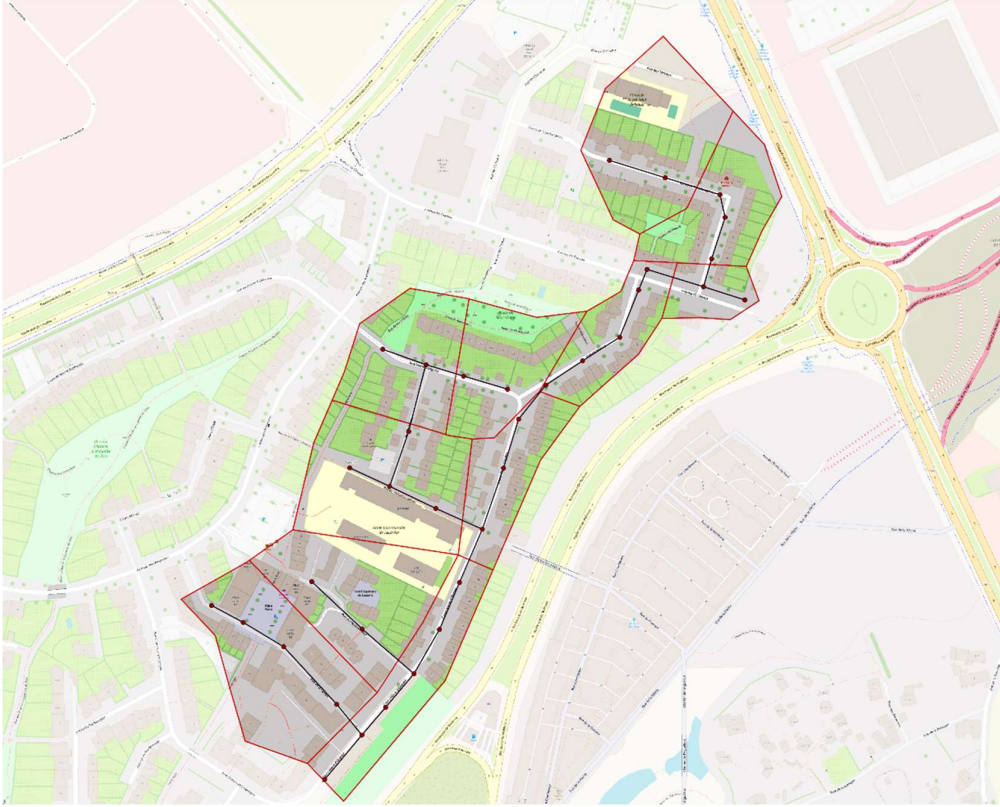


Figure 4-5: Réseau Marie d'Oignies - Choix des sous-bassins versants [QGIS].

La forme des sous-bassins est déterminée en fonction de la forme du réseau ainsi que de ses ramifications. La taille des sous-bassins est le reflet du morcellement que l'on veut avoir ainsi que du degré de précision recherché. L'impact que ce choix peut avoir est développé plus tard au chapitre 7.1.

Pour chaque sous-bassin, il faut déterminer des paramètres géométriques tels que son aire, la pente moyenne ainsi que sa largeur caractéristique W . Celle-ci est définie comme le rapport de l'aire et de la longueur de ruissellement moyen : $W = \frac{A}{L}$.

Property	Value
Name	5
X-Coordinate	167703.877
Y-Coordinate	151671.365
Description	
Tag	
Rain Gage	0
Outlet	U_c_0401
Area	0.51
Width	510
% Slope	2.55
% Imperv	32.3
N-Imperv	0.0136
N-Perv	0.23
Dstore-Imperv	0.05

User-assigned name of subcatchment

Figure 4-6: Illustration des données à entrer pour définir un bassin versant [SWMM].

Pour chaque sous-bassin, il faut ensuite choisir à quel nœud l'eau issue du ruissellement s'introduit dans notre réseau. Dans l'exemple ci-dessus, le nœud choisi est « U_c_0401 ».

Les autres paramètres à déterminer reflètent l'occupation des sols. Pour les définir, je me suis basée sur la carte d'occupation des sols de Louvain-la-Neuve réalisée dans le cadre d'un autre mémoire par Louise Lesne. Cette carte est placée en Annexe A : Carte d'occupation des sols. À partir de cette carte, quatre grandes catégories de sols ont été mises en évidence, à savoir : les sols bituminés, les sentiers sans revêtement, les espaces bâtis et les espaces verts (jardins). Deux de ces catégories représentent les sols perméables et les deux autres, les sols imperméables.

Pour connaître le pourcentage d'imperméabilité du bassin, il a fallu déterminer le rapport de l'aire imperméable et de l'aire totale comme suit :

$$\%_{\text{imperméable}} = \frac{A_{\text{parking}} + A_{\text{bâti}}}{A_{\text{tot}}} \quad \text{Eq (4-o)}$$

Pour chacune de ces catégories, les coefficients de rugosité (ou Manning) correspondants ont été définis sur base des tables que l'on retrouve dans le manuel SWMM mis en Annexe C : Coefficients de Manning – Bassin versant.

Les coefficients de Manning pour les sols perméables et imperméables des bassins sont calculés comme une moyenne pondérée des différentes catégories et selon les équations suivantes :

$$N_{\text{perméable}} = \frac{N_{\text{jardin}} * A_{\text{jardin}} + N_{\text{sentier}} * A_{\text{sentier}}}{A_{\text{jardin}} + A_{\text{sentier}}} \quad \text{Eq (4-p)}$$

$$N_{\text{imperméable}} = \frac{N_{\text{parking}} * A_{\text{parking}} + N_{\text{bâti}} * A_{\text{bâti}}}{A_{\text{parking}} + A_{\text{bâti}}} \quad \text{Eq (4-q)}$$

Enfin, nous choisissons le modèle d'infiltration des sols *Curve number* qui demande d'affecter une valeur CN à chaque bassin. Pour ce faire, un coefficient a été attribué à chacune des quatre catégories mentionnées plus haut sur base des tables du manuel de SWMM en Annexe D : Coefficients pour la valeur CN.

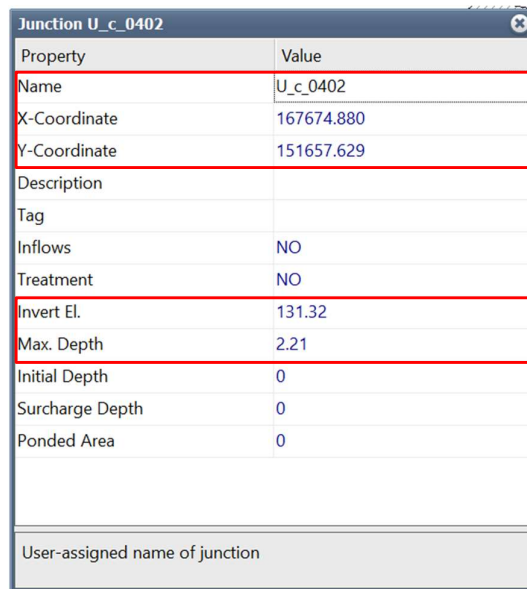
Le coefficient de chaque sous-bassin est ensuite calculé comme une moyenne pondérée et selon l'équation suivante :

$$C = \frac{C_{\text{jardin}} * A_{\text{jardin}} + C_{\text{sentier}} * A_{\text{sentier}} + C_{\text{parking}} * A_{\text{parking}} + C_{\text{bâti}} * A_{\text{bâti}}}{A_{\text{jardin}} + A_{\text{sentier}} + A_{\text{parking}} + A_{\text{bâti}}} \quad \text{Eq (4-r)}$$

4.5.2 CONDUITES ET CHAMBRES DE VISITE

Les conduites sont représentées par des liens et les chambres de visite sont représentées par des nœuds.

Les nœuds sont caractérisés par leurs coordonnées géographiques, l'élévation du radier dans la chambre de visite ainsi que la hauteur de celle-ci.



Property	Value
Name	U_c_0402
X-Coordinate	167674.880
Y-Coordinate	151657.629
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	131.32
Max. Depth	2.21
Initial Depth	0
Surcharge Depth	0
Ponded Area	0
User-assigned name of junction	

Figure 4-7: Illustration des données à entrer pour les chambres de visites [SWMM].

Les conduites sont définies par leur nœud amont et leur nœud aval, leur forme ainsi que leur dimension. Pour les conduites, il faut aussi entrer la élévation en amont et en aval de la conduite. S'il n'y a pas de chute, la cote de la conduite correspond à la cote du radier, la notation « * » peut être utilisée, sinon elle doit être stipulée comme différente en indiquant son élévation.

Un coefficient de rugosité ou Manning est attribué à la conduite. Celui-ci dépend de son matériau et peut être trouvé dans les tables du manuel placées en Annexe B : Coefficients de Manning – Conduites. Ici, les conduites sont en béton, le coefficient de Manning est choisi égal à 0,014.

Property	Value
Name	U_c_0402
Inlet Node	U_c_0402
Outlet Node	U_c_0302
Description	
Tag	
Shape	CIRCULAR
Max. Depth	0.3
Length	27.76647799
Roughness	0.014
Inlet Offset	*
Outlet Offset	*
Initial Flow	0
Maximum Flow	0
Entry Loss Coeff.	0
User-assigned name of Conduit	

Figure 4-8: Illustration des données à entrer pour les conduites [SWMM].

Les conduites et les chambres de visite sont nommées automatiquement par le programme (1,2,3...), mais leur nom peut aussi être défini par l'utilisateur. Ici, pour traiter nos réseaux facilement, nous avons créé une nomenclature.

Le nom d'une chambre de visite s'écrit sous la forme suivante avec pour exemple « U_c_0402 ».

Le 'U' désigne le réseau d'eaux usées, le 'c' désigne le troisième sous-réseau se connectant au collecteur principal, les deux premiers chiffres désignent la ramification, les deux derniers chiffres désignent le numéro de la chambre de visite sur ce chemin, la première se situant en amont du réseau. Les conduites prennent le même nom que la chambre de visite située en amont de celle-ci.

Dans l'exemple ci-dessus, le nom désigne donc une chambre de visite se situant sur la 3^e partie du réseau principal, sur la 4^e ramification de cette partie de réseau et correspond à la 2^e chambre de visite en partant de l'amont.

C'est cette nomenclature qui sera utilisée dans la suite du travail pour se référer aux différents nœuds du système.

Voici pour le réseau Marie d'Oignies la nomenclature utilisée tout au long du travail.



Figure 4-9: Nom des chambres de visite utilisées pour Marie d'Oignies [QGIS].

4.5.3 DÉBIT SANITAIRE

Puisque nous modélisons un réseau sanitaire, il faut introduire ce débit. Ce débit est déterminé à partir de la mesure de la hauteur d'eau que l'on obtient au niveau du capteur B en aval du réseau.

Généralement, il est possible de voir une variation de la hauteur d'eau en fonction de certaines heures de pointes où il y a une utilisation plus importante de l'eau. Cette variation est très marquée pour le collecteur principal où l'on observe des pics ainsi que des creux. Pour le capteur B situé à Marie d'Oignies, si l'on peut voir des creux, les pics sont cependant moins marqués.

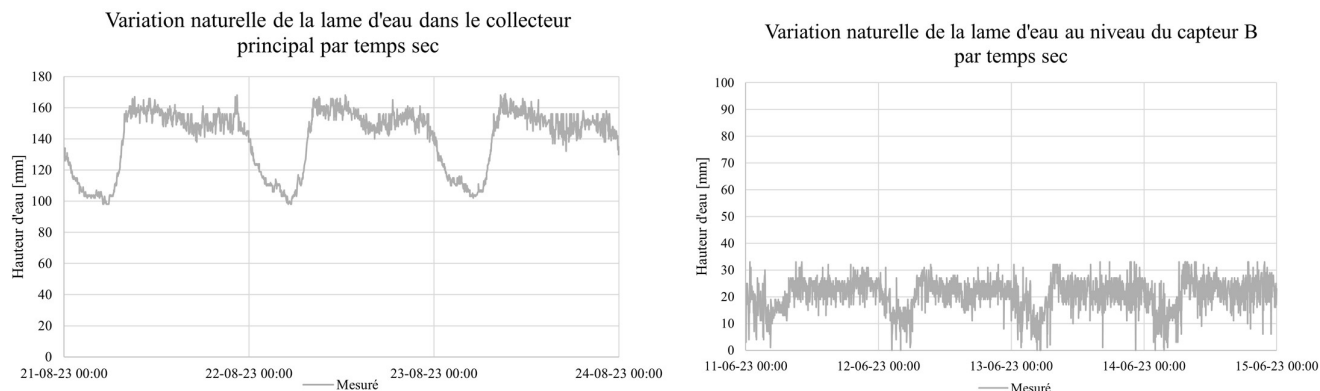


Figure 4-10: Variation de la hauteur d'eau sanitaire dans le collecteur principal (gauche) et au niveau du capteur B (droite) par temps sec.

La variation de hauteur d'eau dans la conduite étant faible entre le creux pendant la nuit et la valeur moyenne pendant la journée, nous avons décidé de modéliser ce flux comme constant.

À partir de la hauteur d'eau moyenne (20 mm) et en utilisant les Eq (4-m) et Eq (4-n), il est possible de trouver le débit correspondant. Dans notre cas, on trouve un débit moyen d'environ $9,56 * 10^{-4} m^3/s$.

Afin de vérifier si cette valeur est réaliste, nous calculons le nombre d'habitants théorique se trouvant à Marie d'Oignies et avec la consommation moyenne en eau dans le Brabant wallon, nous calculons le débit équivalent.

Louvain-la-Neuve a une superficie totale de presque 10 km² [65], comprenant son centre urbain, le golf, les champs ainsi que le parc scientifique. Le centre urbain représente approximativement 2,34 km². Si l'on fait l'hypothèse que la majeure partie des habitants résident dans le centre urbain et qu'il y a environ 21.000 habitants [66], alors pour notre réseau Marie d'Oignies dont la superficie est d'environ 0,0731 m², cela représente un total d'environ 655 habitants.

La consommation moyenne en eau est d'environ 93 l/personne/jour [64]. On obtient donc un débit théorique de $7,051 * 10^{-4} m^3/s$, ce qui est assez proche de notre débit moyen calculé. Notre hypothèse de l'approximer par cette valeur est donc réaliste.

Il est possible d'introduire un débit sanitaire directement au nœud. Pour Marie d'Oignies, le débit total a été divisé en fonction du nombre de ramifications qu'il y avait, en introduisant la fraction de débit au nœud extrême de la ramification. Ici, cette manière de diviser le débit n'a pas d'impact puisque nous étudierons le nœud à l'aval. Cependant dans une étude qui voudrait

savoir comment certaines parties du réseau peuvent se comporter en cas d'intrusion lors d'une forte pluie, la répartition des débits devrait se faire de manière plus précise, en divisant le débit en fonction de la densité du bâti et du nombre réel d'habitants présents dans chaque zone.

Junction U_c_0201

Property	Value
Name	U_c_0201
X-Coordinate	167874.560
Y-Coordinate	151713.210
Description	
Tag	
Inflows	YES
Treatment	NO
Invert El.	131.16
Max. Depth	2.52
Initial Depth	0
Surcharge Depth	0
Ponded Area	0

Click to specify any external inflows received at the junction

Inflows for Node U_c_0201

☒ Direct
 ☐ Dry Weather
 ☐ RDII

$\text{Inflow} = (\text{Average Value}) \times (\text{Pattern 1}) \times (\text{Pattern 2}) \times (\text{Pattern 3}) \times (\text{Pattern 4})$

Constituent: FLOW

Average Value (CMS): 0.000191

Time Patterns:

If Average Value is left blank its value is 0. Any Time Pattern left blank defaults to a constant value of 1.0.

Figure 4-11: Entrée d'un débit sanitaire à un nœud [SWMM]

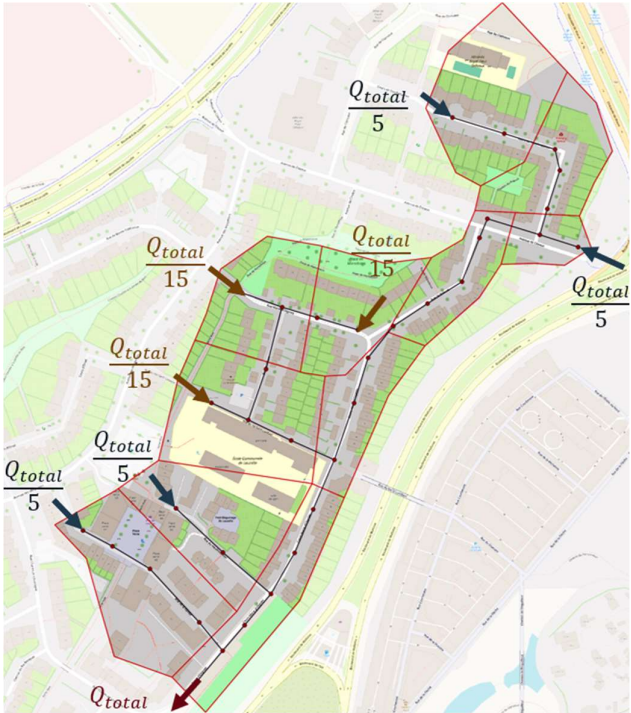


Figure 4-12: Illustration de la répartition des débits pour le réseau Marie d'Oignies [QGIS].

4.5.4 SÉLECTION DES PLUIES

Dans l'optique de pouvoir croiser le modèle avec les mesures du terrain, il faut pouvoir simuler des pluies qui ont été enregistrées afin d'essayer de reproduire les résultats. Cependant, toute pluie n'est pas toujours intéressante à sélectionner.

Il va donc y avoir un choix des pluies à faire en amont de la modélisation.

Généralement, il ne faut pas spécialement une pluie de durée importante. En effet, ce qui est choisi comme point de référence est le premier pic induit par la pluie. Nous nous dirigerons donc vers des pluies qui ont un grand pic d'intensité.

En fonction de la partie du réseau qui est étudiée, une certaine pluie ne montrera peut-être pas de réponse ou sera très peu mise en évidence par rapport à une autre.

Pour le réseau Marie d'Oignies, étant donné qu'il y a beaucoup de bruit dans les données, il n'est pas possible de sélectionner une pluie dont l'intensité est inférieure ou égale à 2 mm/h puisque visuellement, il est très difficile de repérer le moment du pic dans la conduite.

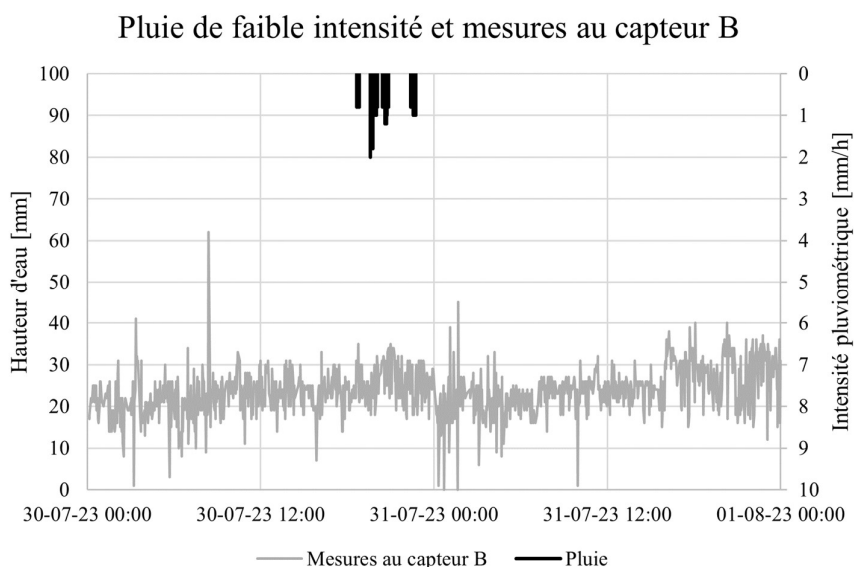


Figure 4-13: Illustration d'une pluie faible et de la difficulté de repérer son impact dans les mesures au capteur B.

Pour le réseau Lemaître, les données sont de meilleure qualité. Ceci implique que l'on peut sélectionner un plus grand éventail d'événements pluvieux.

Le choix de la pluie sera donc principalement guidé par la qualité des mesures ainsi que la manière dont l'eau s'introduit dans le réseau et la quantité qui s'y introduit provoquant ainsi une réponse visible ou non.

4.5.5 IMPORTATION DES PLUIES

Il est possible d'importer des pluies synthétiques ou réelles. Pour cela, il faut d'abord les importer sous forme de série temporelle. Les données doivent être encodées par intervalle régulier, les valeurs peuvent être exprimées en volume, cumulatif ou en intensité.

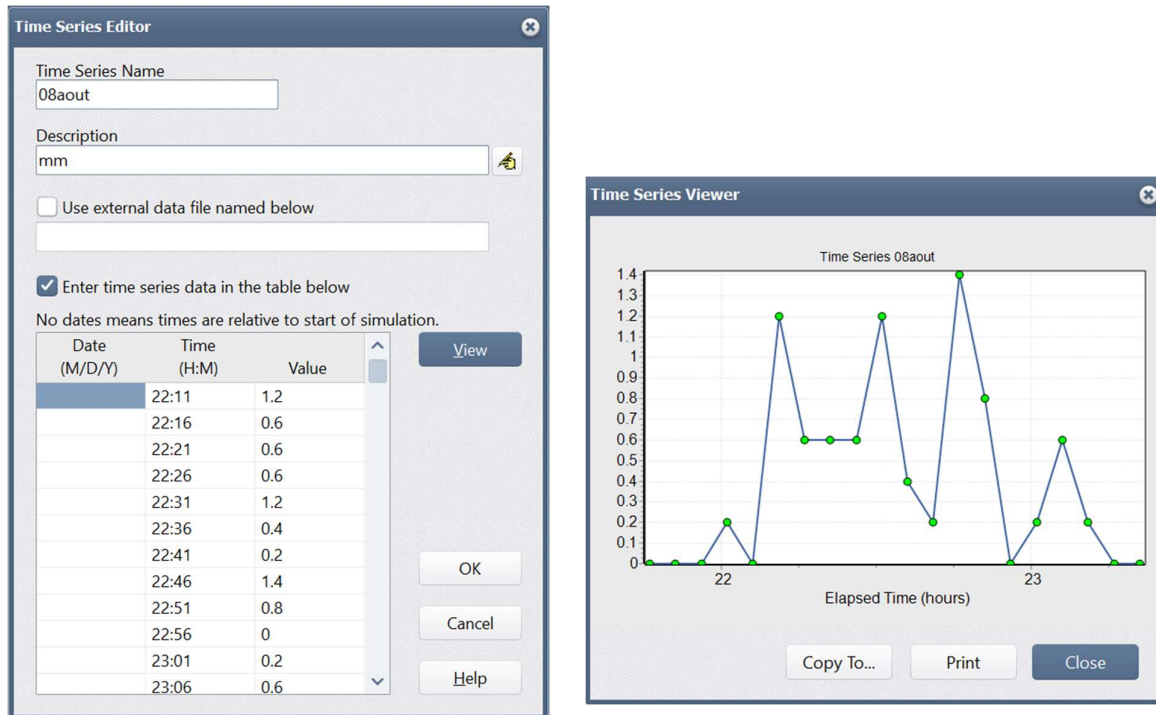


Figure 4-14: Illustration des données à entrer pour créer une série temporelle [SWMM].

Une fois cette série temporelle créée, elle va devoir être liée à un pluviomètre. C'est à cet endroit-là qu'il faudra mentionner l'intervalle de temps utilisé dans la série temporelle ainsi que le format de la série. C'est-à-dire si les données sont exprimées comme un volume, une intensité ou en cumulatif.

Property	Value
X-Coordinate	167611.680
Y-Coordinate	151710.719
Description	
Tag	
Rain Format	VOLUME
Time Interval	0:05
Snow Catch Factor	1.0
Data Source	TIMESERIES
TIME SERIES:	
- Series Name	08aout
DATA FILE:	
- File Name	
- Station ID	*
- Rain Units	IN
Name of rainfall data file	

Figure 4-15: Illustration des données à entrer pour la création d'un pluviomètre [SWMM].

5 INFLUENCE DES PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES DE LA CONDUITE SUR LES RÉSULTATS

5.1 INTRODUCTION

Notre but étant de retrouver des intrusions d'eau sur base de mesures de débits/hauteurs d'eau, nous devons d'abord étudier l'impact qu'ont les paramètres géométriques sur ces mesures de débits/hauteurs d'eaux.

Le principe général consiste à modéliser une conduite rectiligne avec le logiciel SWMM dans laquelle un flux issu d'un ruissellement d'eau est introduit afin de simuler une intrusion que l'on retrouve en réalité. Nous faisons ensuite varier un paramètre géométrique à la fois, en laissant les autres constants afin de voir ce qui peut avoir une influence sur les résultats en aval de la conduite.

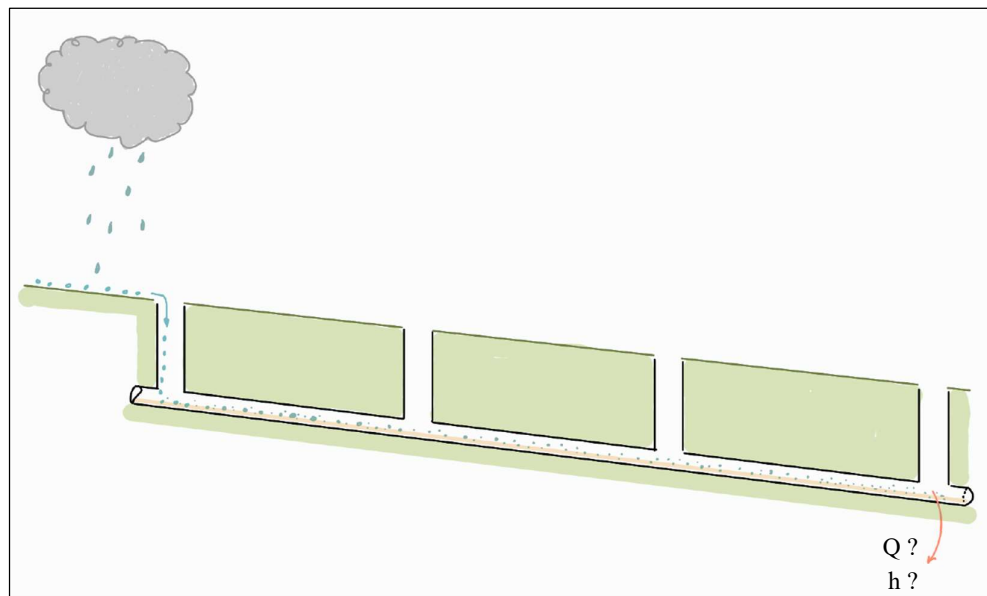


Figure 5-1: Principe général de la modélisation.

Puisque le but principal est de trouver l'endroit du mauvais branchement en partant de mesures en un point en aval, la variable principale que l'on va étudier est la distance entre l'endroit de l'intrusion d'eau et le point de mesure en aval. Dans notre modèle, cette distance est simplement la longueur totale de la conduite qui sera modifiée.

Puisque notre but est de pouvoir remonter le plus précisément à l'endroit de l'infiltration, il peut aussi être intéressant de voir quels paramètres additionnels doivent être pris en compte ou peuvent être négligés.

Les autres paramètres étudiés seront le diamètre, la pente et la rugosité de la conduite.

Les paramètres de base pour la modélisation de cette conduite ont été choisis selon ce qui était préconisé dans les règles de bonne conduite [63].

Le diamètre de la conduite est de 0,4 m. La longueur totale de la conduite initiale est de 2.000 m, divisée en 4 sections de 500 m, chacune avec une pente homogène de 0,01. Le réseau étant en béton, un coefficient de Manning valant 0,014 a été choisi dans les tables proposées dans le guide du logiciel.

Le bassin versant a été modélisé avec des paramètres de base, c'est-à-dire une aire de 1 ha, une pente de 0,5, une largeur caractéristique de 100 m, un pourcentage d'imperméabilité de 50 % et une valeur CN de 80. Ces valeurs n'ont pas été modifiées et sont restées constantes pour tous les tests.

Les études ont été menées pour deux pluies probabilistiques de temps de retour différents. L'une de 5 ans de retour et l'autre de 25 ans de retour pour une durée de 24 h.

Les pluies sont illustrées par les hyétogrammes suivants. Ces différentes pluies contiennent un débit pluviométrique maximum qui, dans la conduite, provoquera un débit maximum et donc un pic de hauteur. C'est ce maximum qui sera étudié et qui sera notre point de référence.

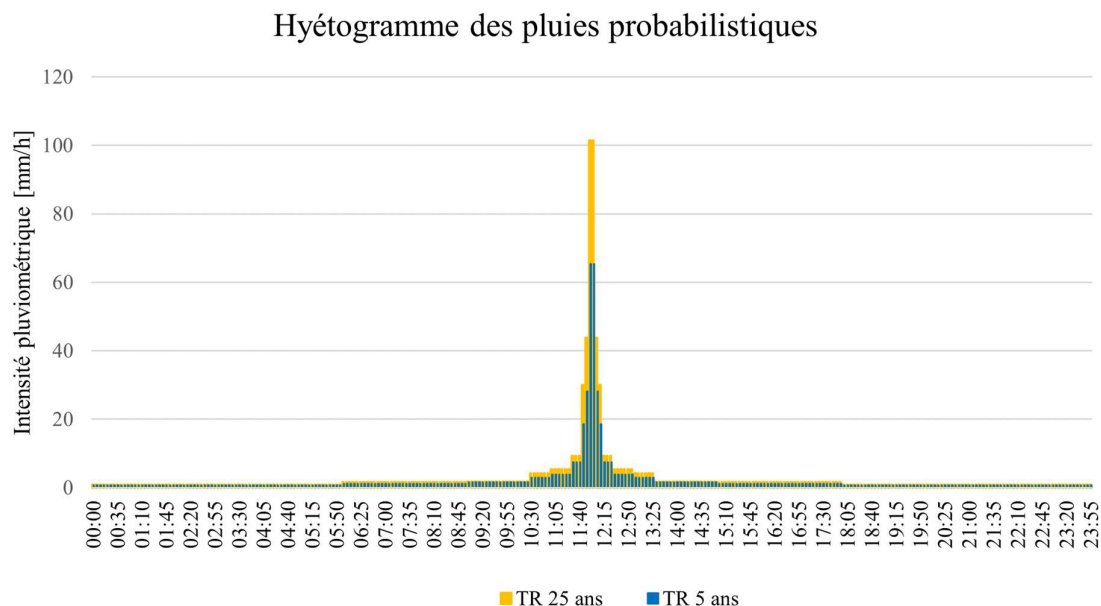


Figure 5-2: Hyétogramme des pluies probabilistiques pour des temps de retour de 5 et 25 ans pour Louvain-la-Neuve.

5.2 VARIATION DE LONGUEUR DE LA CONDUITE

Le premier paramètre étudié et le plus important est la distance entre le point d'intrusion et le point en aval de la conduite.

Dans la réalité, un capteur est placé dans une chambre de visite. C'est à partir de cette chambre de visite que l'on a isolé le réseau en amont. C'est donc à partir des mesures prises en aval de notre réseau que l'on va tenter de remonter à la source d'intrusion dans le réseau.

Dans notre modèle, le point d'intrusion est le point en amont de la conduite ; le point en aval représente le capteur que l'on retrouve en réalité. Afin de voir comment la distance par rapport à l'intrusion modifie les résultats, nous faisons donc varier la longueur totale de la conduite.

Afin de faire l'étude la plus complète possible, les longueurs modélisées s'étendent de 400 m à 2.000 m.

Ces simulations ont permis de mettre en évidence deux points :

- Il y a un lien entre le moment du pic et la longueur de la conduite. Plus l'intrusion se situe loin du point de mesure, plus le moment du pic sera retardé.
- Il y a un lien entre la hausse de débit et la longueur de la conduite. Plus l'intrusion se situe loin du point de mesure, plus la hausse de débit au moment du pic sera faible.

Le graphe ci-dessous illustre l'augmentation de débit au moment du pic à l'aval pour différentes longueurs de conduites et ce, pour les deux pluies de temps de retour différents. On peut voir que ce pic diminue avec la longueur de la conduite, ce qui signifie que plus l'intrusion sera éloignée du capteur, moins l'élévation de débit associée à celle-ci sera importante. De plus, on observe que ces augmentations de débits ne sont pas identiques pour les deux différentes pluies et que celles-ci dépendent de l'événement pluvieux étudié.

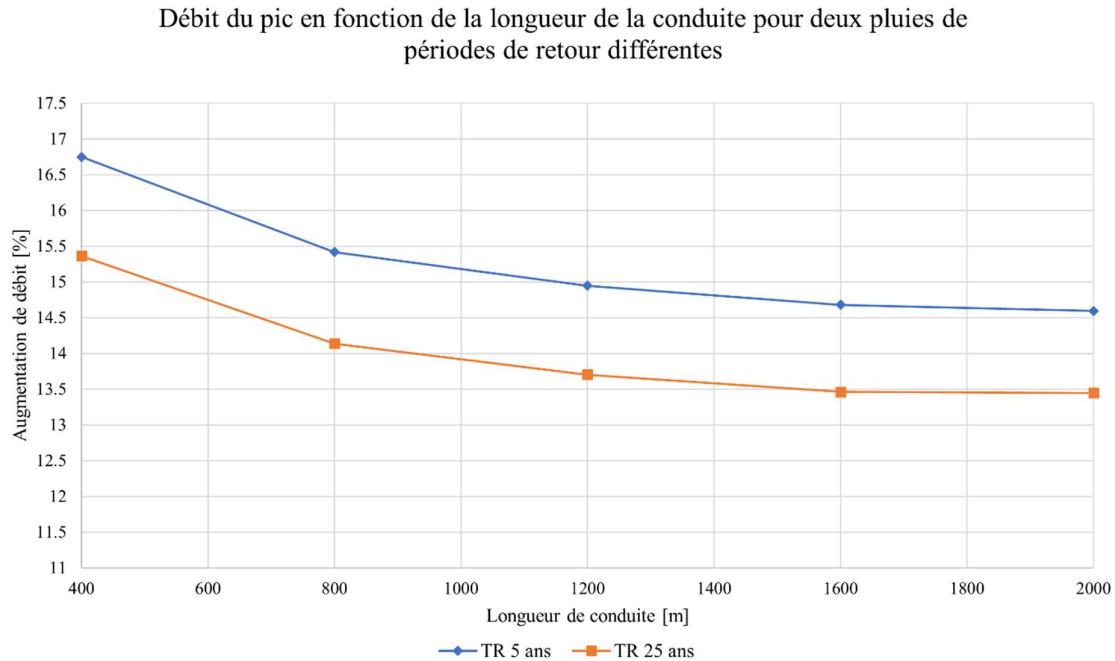


Figure 5-3: Augmentation du débit au moment du pic pour plusieurs longueurs de conduites pour des pluies de périodes de retour de 5 et 25 ans.

Dans notre modélisation, l'augmentation de débit dépend de plusieurs paramètres qui sont l'aire du bassin versant qui participe au ruissellement, son pourcentage d'imperméabilité ainsi que sa valeur CN. En réalité, la hausse de débit constatée dépendra de l'aire qui participe à l'intrusion d'eau, mais aussi du diamètre de la conduite connectée au réseau et qui peut amener une limitation du débit.

En effet, le débit est défini comme le produit de l'aire transversale de la conduite et de la vitesse de l'écoulement.

On peut montrer que l'aire de la conduite aura une influence sur l'apport de débit. En effet, on compare deux cas où l'on a une vitesse d'écoulement égale mais un diamètre de conduite différent. Si l'aire de la conduite A_1 est supérieure à A_2 , on a alors :

$$Q_1 = VA_1 > Q_2 = VA_2 \quad \text{Eq (5-a)}$$

Ceci démontre que la hausse de débit sera directement influencée par le diamètre de la conduite qui insère ce débit dans le réseau.

Il sera donc plus précis pour nous de nous focaliser sur la temporalité à laquelle le pic arrive que d'essayer d'obtenir les mêmes valeurs de débit puisqu'elles dépendent de facteurs que nous ne connaissons pas.

Le graphe suivant met en évidence les moments auxquels se présente le pic pour chaque longueur de conduite étudiée. À nouveau, on peut conclure que l'instant du pic dépend aussi de la pluie étudiée puisque le temps de réaction diffère en fonction des deux pluies.

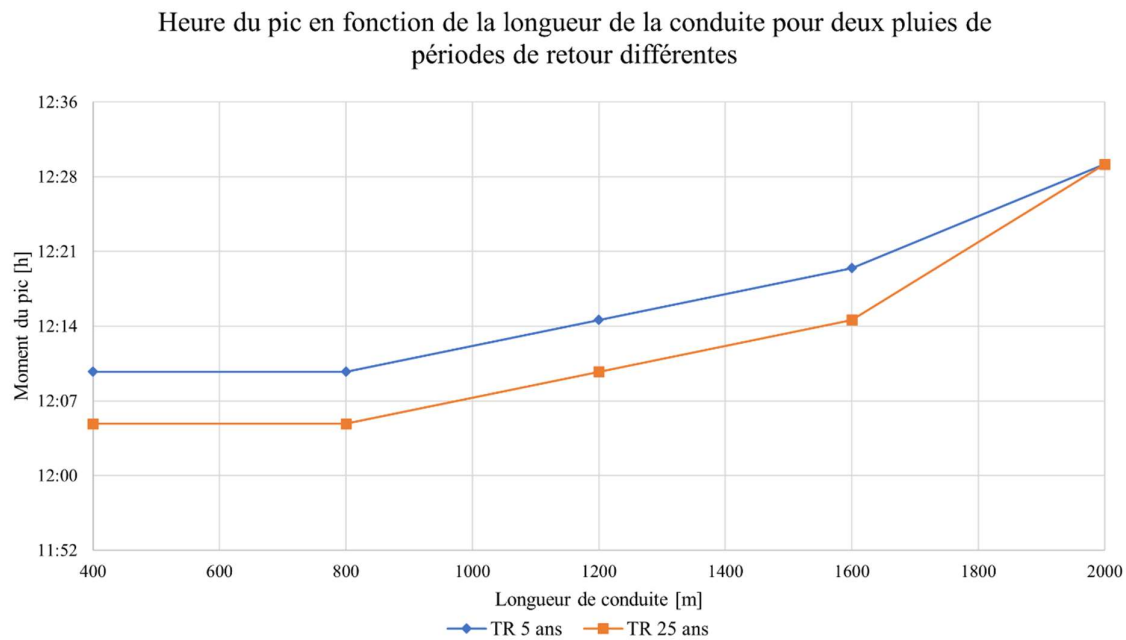


Figure 5-4: Heure du pic en fonction de la longueur totale de la conduite pour deux pluies probabilistiques.

Nous ne pouvons pas faire une généralisation sur base de ces pluies probabilistiques qui nous permettrait de faire un lien direct avec notre cas pratique. Pour avoir une zone de recherche de départ dans nos réseaux, il faudra réaliser cette même étude sur une pluie réelle.

Ces études sont développées dans les sections destinées à l'étude des réseaux aux points 8.2 et 9.2.

5.3 VARIATION DU DIAMÈTRE DE LA CONDUITE

Dans un réseau, le diamètre de conduite n'est pas constant : plus on se rapproche de l'exutoire, plus un important volume d'eau doit être repris et plus les diamètres de conduites seront importants.

Le principe consiste à modéliser une conduite d'une longueur totale de 2.000m divisée en 4 segments de longueurs équivalentes et à considérer plusieurs cas avec une augmentation progressive du diamètre le long de la conduite. Les diamètres de conduites considérés lors de la modélisation sont 0,4 m, 0,6 m, 0,9 m et 1,2 m.

Lorsque l'on s'attarde sur l'Eq (4-m) de Manning, on peut voir que la variation de diamètre provoquera une variation de hauteur d'eau pour tout autre paramètre restant constant. La question que l'on se pose ici est si une telle variation de diamètre en amont du capteur aura une influence additionnelle à celle que l'on connaît.

Puisque la longueur de la conduite est constante, le débit le sera aussi. C'est donc la hauteur d'eau et le moment du pic qui seront étudiés.

Ci-dessous, une illustration comportant la numérotation des différents cas qui sera utilisée par après.

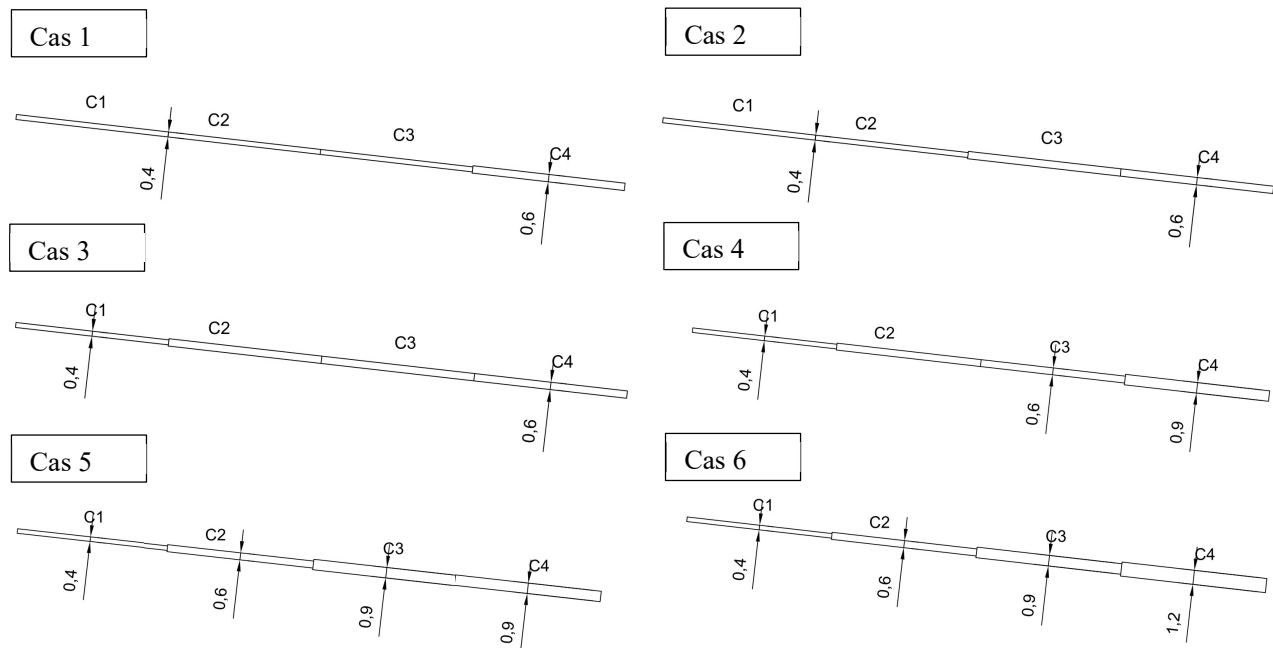


Figure 5-5: Différents cas étudiés pour le changement de diamètre.

Ci-dessous, un graphe représente l'augmentation de la hauteur d'eau à l'aval dans chaque cas et ce, pour les deux pluies probabilistiques. On peut noter que cette augmentation varie entre 1,6 % et 2,6 % selon les cas. Ceci mène à une différence maximale de 1 %.

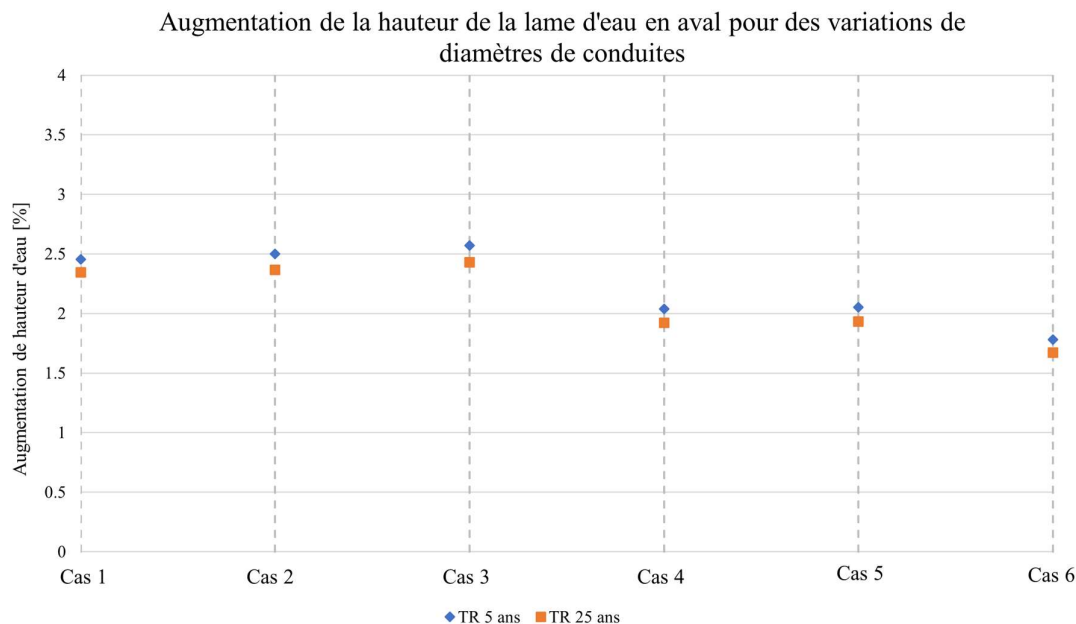


Figure 5-6: Augmentation de la hauteur de la lame d'eau en aval au moment du pic pour des variations de diamètres de conduites.

Si l'on considère qu'à Marie d'Oignies la hauteur d'eau moyenne est de 20 mm, ceci implique que s'il y a une variation de diamètre dans le réseau en amont du capteur, cela pourrait entraîner une différence de 2 mm par rapport à un cas sans variation de diamètre. Cette différence est très faible par rapport aux variations que l'on peut observer lorsqu'il y a une intrusion d'eau (qui est de l'ordre de quelques centimètres) et elle pourrait être prise pour une variation naturelle du débit sanitaire. On peut donc en conclure qu'une variation de diamètre n'aura pas un impact significatif sur l'augmentation de hauteur d'eau et ce, peu importe où se trouve l'endroit du changement de diamètre dans le réseau par rapport au capteur.

Le second paramètre que l'on vérifie afin de voir si la variation de diamètre est impactante est le moment du pic.

Comme on peut le voir sur le graphe ci-dessous, dans la presque totalité des cas, le pic tombe au même instant et ce, pour les deux pluies.

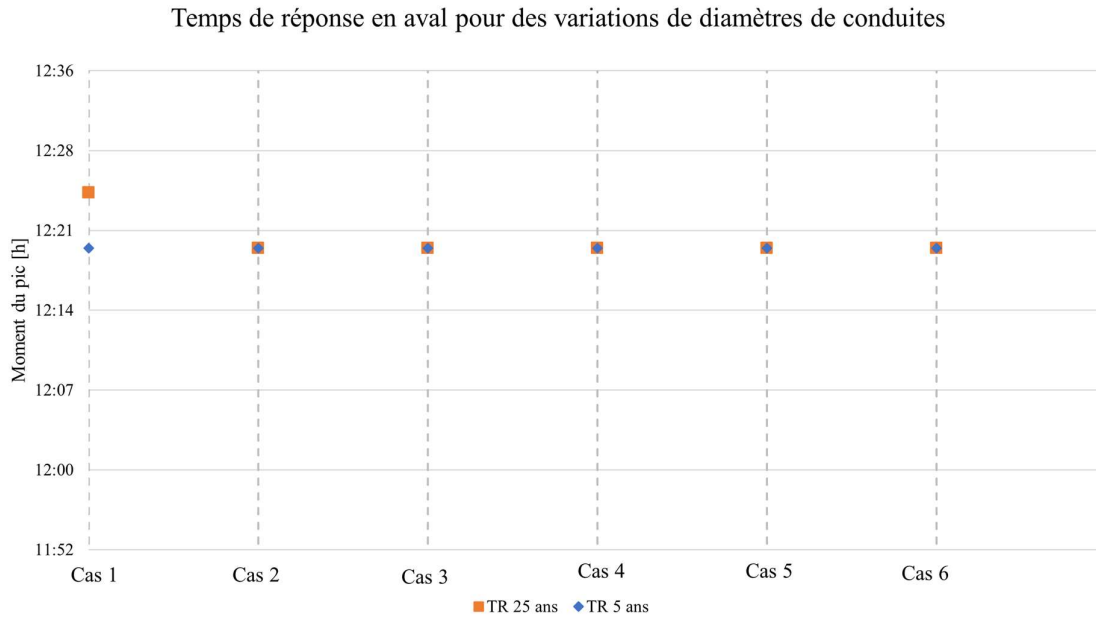


Figure 5-7: Moment du pic en aval pour des variations de diamètres de conduites.

Nous pouvons donc conclure que les variations de diamètres dans la conduite n'auront pas d'impact significatif sur les mesures et que nous ne devons pas prendre en compte ce paramètre.

Ces observations sont bien utiles puisque, comme les données disponibles concernant le réseau de Louvain-la-Neuve ne sont pas totalement complètes, il n'est pas toujours possible de savoir à quel endroit se situe un changement de diamètre de conduite, ce qui nous amène à formuler des hypothèses. Grâce à cette étude, nous savons que la formulation d'hypothèses quant à l'endroit d'un changement de diamètre n'aura pas d'impact sur les résultats.

5.4 VARIATION DE LA PENTE DE LA CONDUITE

Lorsque l'on fait la conception d'un nouveau réseau, il y a certaines règles de bon père de famille à respecter, notamment celle qui impose une pente à respecter. La pente minimale à conserver en tout point est de 0,005, la pente maximale devra être inférieure à 0,02 [63]. Or dans un réseau, on sait que la pente de la conduite ne sera pas constante puisqu'elle peut varier selon les contraintes du terrain.

Le principe est que pour une longueur de conduite constante de 2.000 m représentée par 4 segments de conduites de 500 m, on fait varier localement la pente d'un de ces segments. La pente restant constante a une valeur de 0,01 et la variation de pente consiste en l'augmentation ou la diminution locale pour des valeurs respectives de 0,02 et 0,005.

Par l'Eq (4-m) de Manning, nous savons que la pente a une influence directe sur la hauteur d'eau en gardant les autres paramètres constants. Cependant, nous ne savons pas si une multitude de changements de pente en amont du point de mesure peut avoir une influence additionnelle sur les mesures que l'on obtient.

Dans ce cas-ci, nous n'avons utilisé que la pluie de période de retour de 5 ans pour réaliser les simulations.

Ci-dessous, une illustration de l'endroit de la diminution de pente dans la conduite selon le cas étudié. Il est à noter que pour chacun des cas, deux variantes ont été réalisées : une diminution et un augmentation de pente, portant à 8 le nombre de simulations.

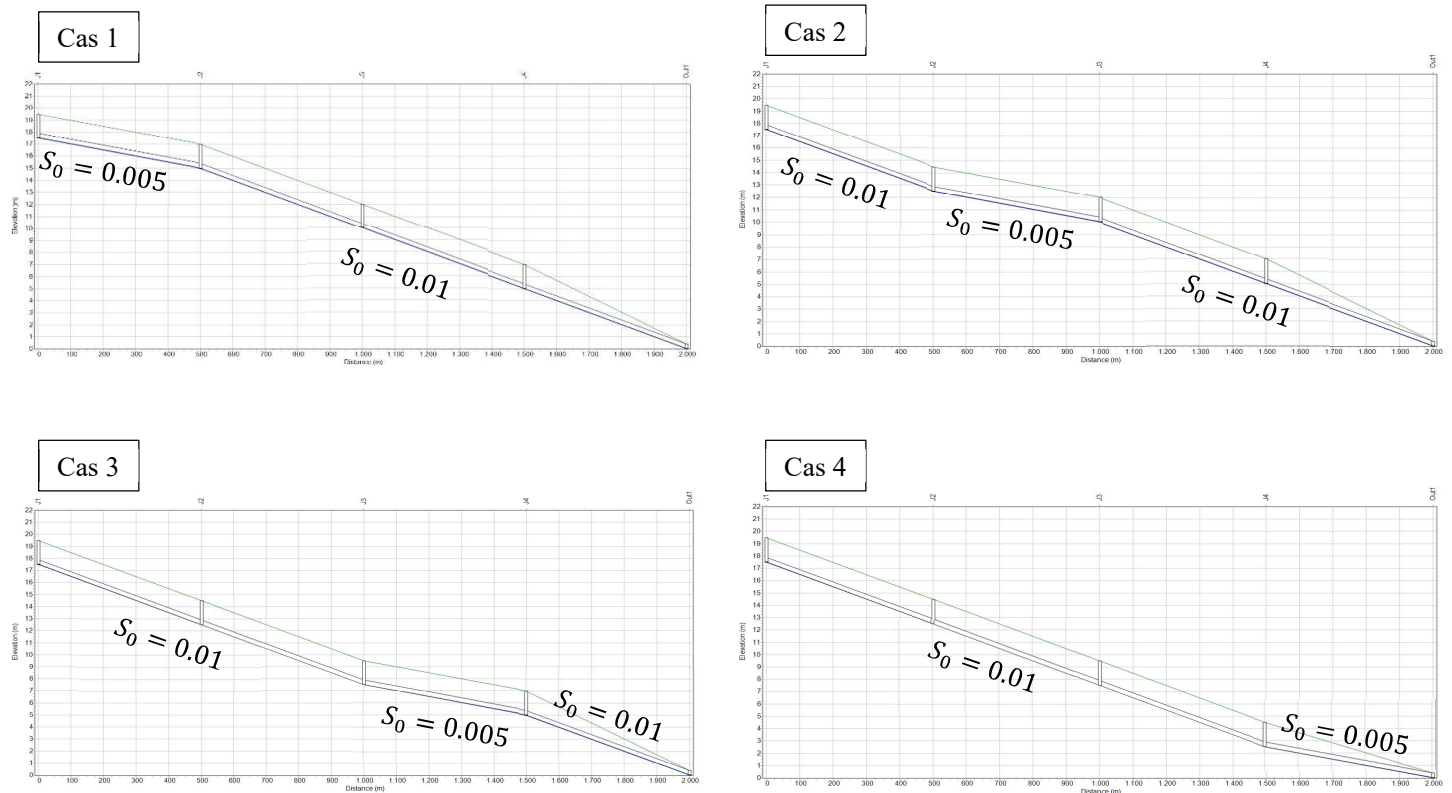


Figure 5-8: Différents cas étudiés pour le changement de pente.

Le graphe ci-dessous représente l'augmentation de hauteur d'eau en aval de la conduite pour chacun des cas et selon les deux variantes. On peut voir que pour tous les cas, l'augmentation de hauteur est relativement constante avec une différence maximale de 0,09 %.

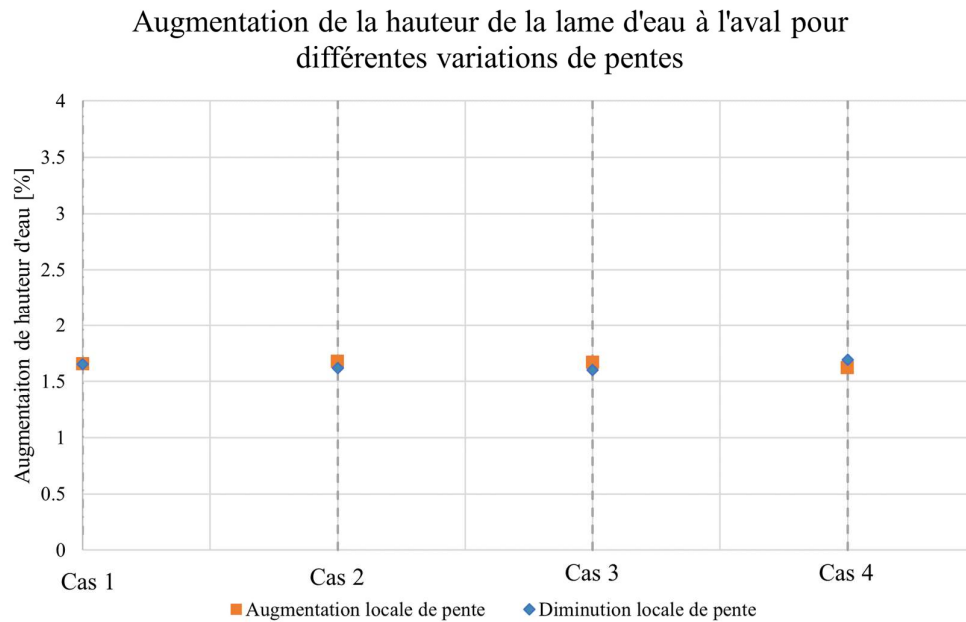


Figure 5-9: Augmentation de la hauteur de la lame d'eau en aval de la conduite pour différentes variations de pentes.

Ceci implique que, pour un cas avec une modification de pente locale, il peut y avoir une différence de hauteur d'eau de l'ordre de 0,09 % par rapport à un cas avec une pente constante.

Si l'on prend le réseau Marie d'Oignies où la hauteur d'eau moyenne mesurée au capteur est de 20 mm, la différence induite sera de 0,18 mm. Celle-ci est à nouveau très faible et ne pourra pas être remarquée à l'aide de l'appareil de mesure mis en place.

La hausse du niveau de la lame d'eau en aval n'est donc pas influencée par des variations de pentes en amont.

La Figure 5-10 représente le temps de réponse du pic à l'aval pour tous les cas étudiés. On peut voir que pour chaque variante, on a un temps de réponse du pic constant. Cependant, celui-ci n'est pas identique selon les deux variantes.

On peut observer cela au travers de l'équation de Manning simplifiée:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \sqrt{S_0} \quad \text{Eq (5-b)}$$

Où V est la vitesse de l'écoulement [m/s] ;

R le rayon hydraulique [m] ;

n le coefficient de Manning [1] ;

S_0 la pente [1].

Ceci est dû au fait que lorsque l'on augmente la pente, la vitesse du fluide augmente et donc le temps de réponse du pic diminue et inversement lorsque l'on diminue la pente.

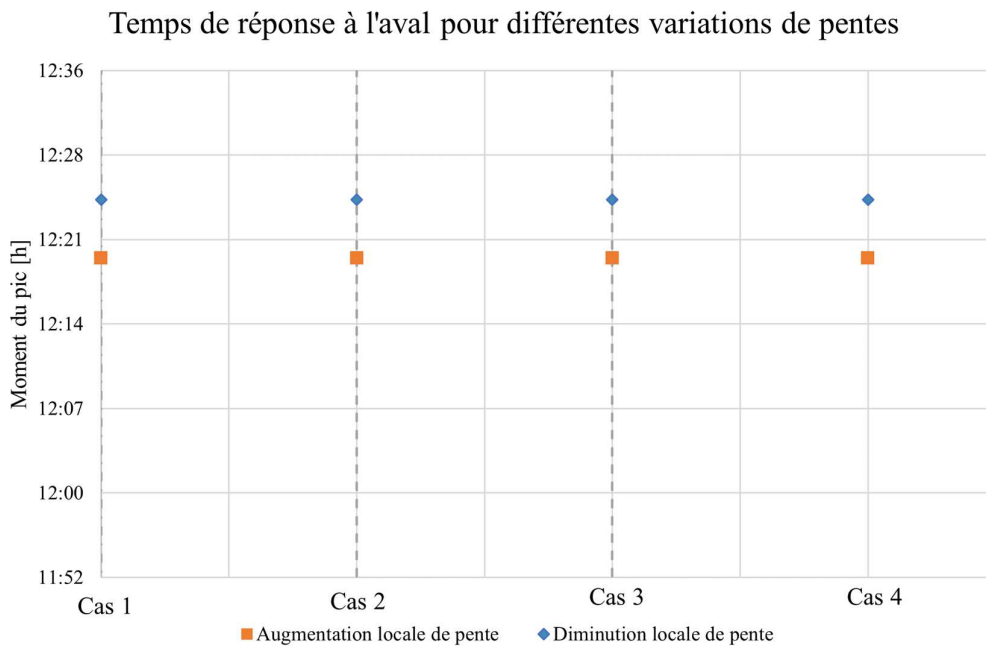


Figure 5-10: Temps de réponse du pic en aval de la conduite pour différentes variations de pentes.

Les variations de pentes qui ont été étudiées ont pu mettre en évidence le ralentissement du fluide lorsque la pente diminue, provoquant un retard dans le moment du pic et inversement lorsque l'on augmente la pente. Cependant, on peut noter que pour chaque variante, l'instant du pic reste inchangé. Ceci implique que l'endroit du changement de pente n'aura pas d'impact sur les résultats.

Il sera cependant important d'avoir les données des cotes de radier des chambres de visite afin de pouvoir déterminer les pentes des conduites. Ceci nous permettra d'être le plus précis possible dans notre modélisation des réseaux puisque les valeurs des pentes ont un impact direct sur le moment du pic dans la conduite.

5.5 IMPACT DE LA RUGOSITÉ DE LA CONDUITE

Lors de la modélisation du réseau, nous avons fait l'hypothèse que la rugosité ou coefficient de Manning de la conduite était de 0,014 sur base de valeurs fréquentes que l'on trouve dans la littérature.

Dans le manuel d'utilisation du logiciel de SWMM (Annexe B : Coefficients de Manning – Conduites), les valeurs recommandées varient entre 0,011 et 0,015.

Le but de cette partie est donc d'évaluer la marge d'incertitude que le choix de cette valeur peut induire.

Si l'on considère un débit constant ainsi qu'une pente constante, on voit à partir de l'Eq (4-m) que lorsque le coefficient de Manning diminue, la hauteur d'eau dans la conduite va elle aussi diminuer et, au contraire, augmenter si le coefficient augmente.

Lorsque nous faisons une simulation pour une conduite pour les deux coefficients différents et en utilisant la pluie probabilistique de temps de retour de 5 ans, nous pouvons constater qu'il y a effectivement un impact sur la hauteur d'eau dans la conduite. Cependant, comme expliqué au point 5.2, nous ne nous baserons pas sur la hauteur d'eau pour comparer les résultats de nos modélisations avec les mesures. Nous ne tiendrons donc pas compte de la variation de hauteur dans la conduite.

La variation du coefficient de Manning peut aussi induire un certain retard dans le pic que nous observons. Ce retard maximal entre les pics est d'une minute, ce qui représente une très faible différence.

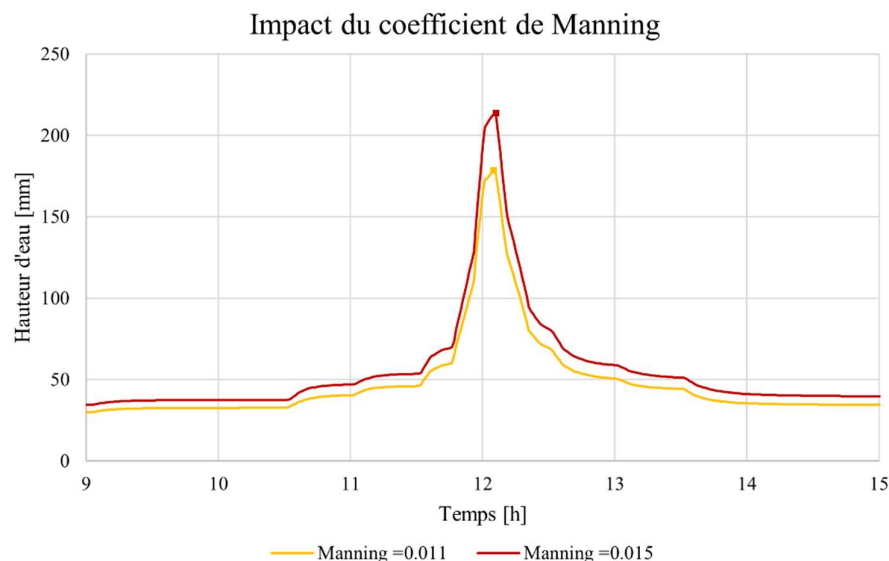


Figure 5-11: Impact du coefficient de Manning sur les résultats à l'aval.

Notre choix d'un coefficient égal à 0,014 n'apportera donc que très peu d'incertitudes.

5.6 DEUX INTRUSIONS D'EAU

Enfin, il est intéressant de savoir s'il est possible de distinguer à partir d'une mesure en aval du réseau si l'on fait face à une seule intrusion d'eau claire ou bien s'il y en a plusieurs.

L'étude se concentre sur la façon dont le débit change en fin de conduite lorsque l'on a deux intrusions et non une seule, et s'il est possible visuellement de voir les deux intrusions.

Pour cette étude, une conduite a été modélisée avec deux intrusions, chaque intrusion étant provoquée par le ruissellement d'eau de pluie sur un bassin versant. Les deux bassins versants modélisés ont les mêmes caractéristiques (aire, largeur caractéristique, imperméabilité,...).

La première intrusion se situe à 100 m du point en aval, cette distance restant constante durant toutes les simulations. La seconde intrusion se situe à une distance variable de la première, la distance variant de 10 m à 200 m. Le but étant de voir si la distance entre les deux intrusions pouvait impacter la possible visibilité de celles-ci. Une représentation de la situation se trouve ci-dessous.

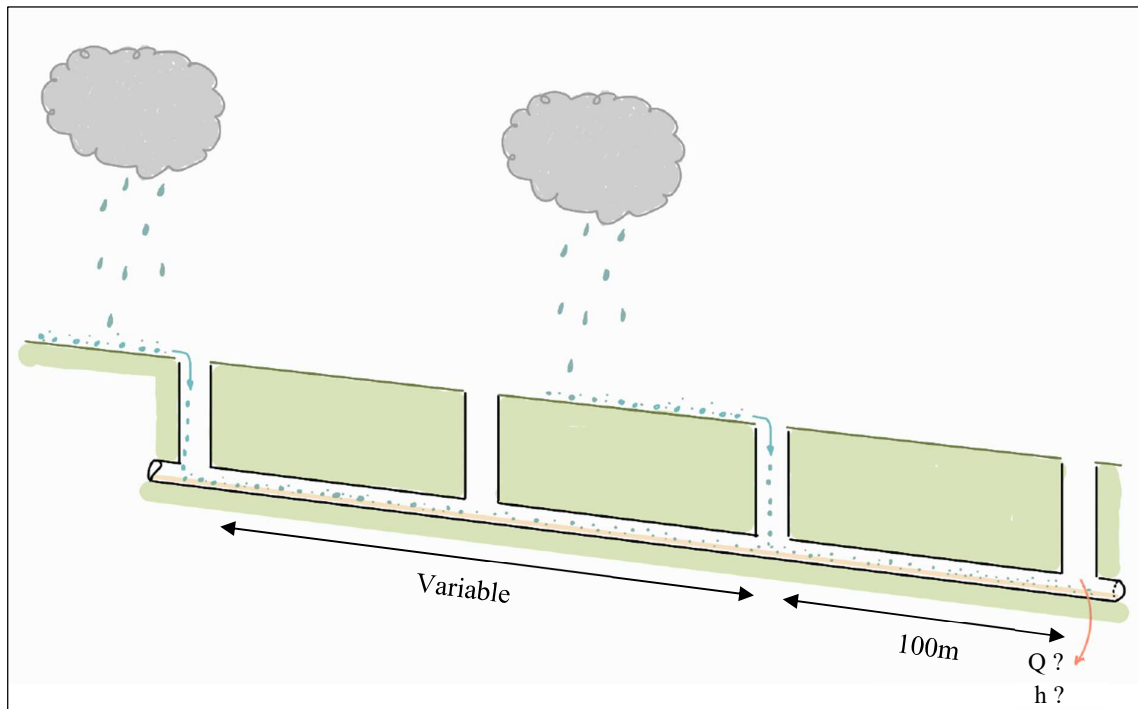


Figure 5-12: Illustration de la situation pour la modélisation de 2 intrusions.

Le graphe suivant montre l'évolution du débit en aval de la conduite en faisant la comparaison avec le cas d'une intrusion d'eau et en représentant les différentes variantes avec deux intrusions d'eau.

Différence entre une intrusion et deux intrusions & influence de la distance entre deux intrusions

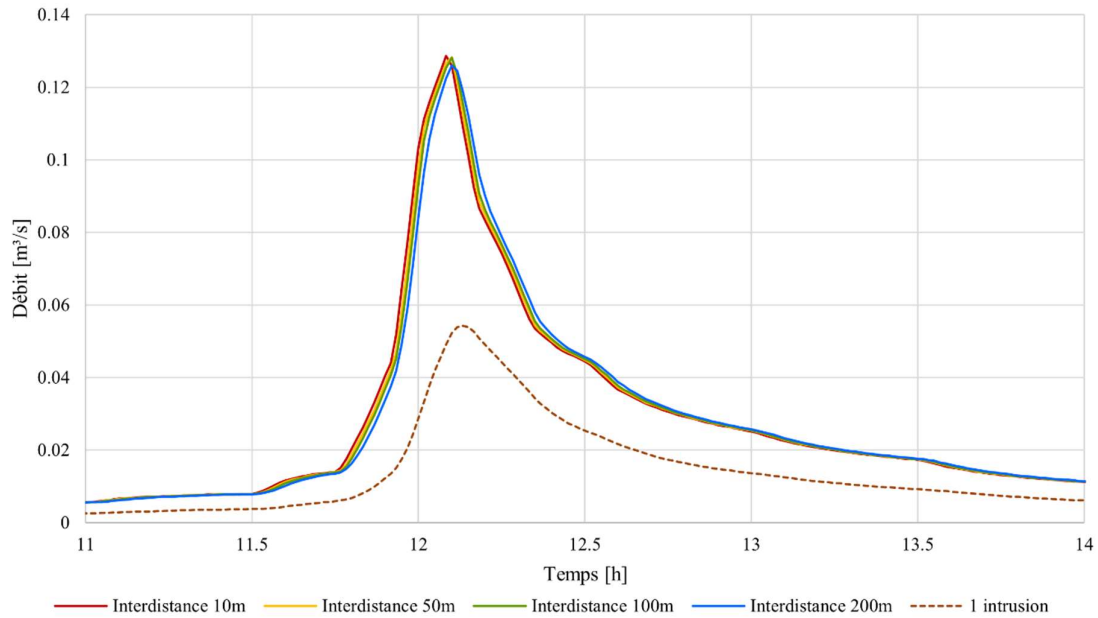


Figure 5-13: Impact de la présence de plusieurs infiltrations sur les mesures pour une pluie probabilistique.

Dans ce cas-ci, la première différence observée est que le débit double avec la présence d'une seconde intrusion dans la conduite.

Comme exposé au point 5.2, nous ne pouvons pas tirer de conclusion sur base des hauteurs d'eau mesurées ou encore des débits puisque ceux-ci dépendent de paramètres inconnus.

On peut aussi remarquer qu'on a une légère augmentation du temps du pic. Cependant, celui-ci dépend de la distance entre la première et la deuxième intrusion.

En conclusion, nous ne pourrions pas corroborer la présence d'une ou plusieurs intrusions sur base des mesures réalisées ; c'est pourquoi nous partirons de l'hypothèse que nous n'en avons qu'une seule pour nos modélisations.

6 SENSIBILITÉ DES MESURES ET DES RÉSULTATS

6.1 IMPRÉCISIONS DUES À L'INTERVALLE ET À LA TEMPORALITÉ DES MESURES

Un certain degré d'incertitude résulte du fait que toutes les données n'ont pas le même intervalle de temps de mesure.

En effet, les données météorologiques sont mesurées par intervalles de 5 minutes. Le débit pluviométrique qui nous est renseigné sera le maximum mesuré lors de cet intervalle de 5 minutes. En repartant du débit pluviométrique, on trouvera donc une valeur supérieure à la valeur de pluie cumulée mesurée.

Dans SWMM, les données de pluies sont encodées par intervalles constants. Le logiciel va considérer qu'une valeur reste constante durant cet intervalle de temps, ce qui n'est pas le cas en réalité et peut apporter des incertitudes si l'on travaille à partir des débit pluviométriques.

Les mesures de niveau d'eau et de débit sont quant à elles prises environ toutes les 2 minutes. Ce pas de temps peut impliquer une certaine perte de données surtout lorsqu'il faut analyser des fluctuations rapides du niveau d'eau.

Enfin, lors des simulations avec SWMM, il est possible de faire le choix du pas de temps de calcul et donc des résultats qui peuvent être plus ou moins précis.

La période de temps pour laquelle des mesures sont disponibles constitue une autre difficulté. En effet, pour pouvoir réellement tirer des conclusions des mesures, il est préférable de réaliser les analyses pour un bon nombre d'événements pluvieux. Pour cela, il est souvent recommandé d'avoir des mesures sur une année au minimum.

Dans le cas qui nous occupe, le capteur de Marie d'Oignies a été installé le 25 mai 2023. Un certain nombre de données ne sont cependant pas exploitables suite à des problèmes de capteurs. On compte l'équivalent de 5 mois de données exploitables sur l'année de monitoring, ce qui n'est même pas la moitié. Ceci complique la sélection de pluies pour les simulations et limite le nombre de simulations possibles. La validation de nos résultats s'en trouve encore plus difficile.

La figure suivante montre un exemple du type de mesures inexploitables. Elle illustre la hauteur d'eau mesurée au capteur B pour 4 jours consécutifs durant lesquels on a pu connaître 5 événements pluvieux. Ces pluies ne peuvent cependant pas être sélectionnées pour réaliser des simulations car les mesures sont inexploitables du fait de la présence de bruit.

Illustration de mauvaise qualité des mesures

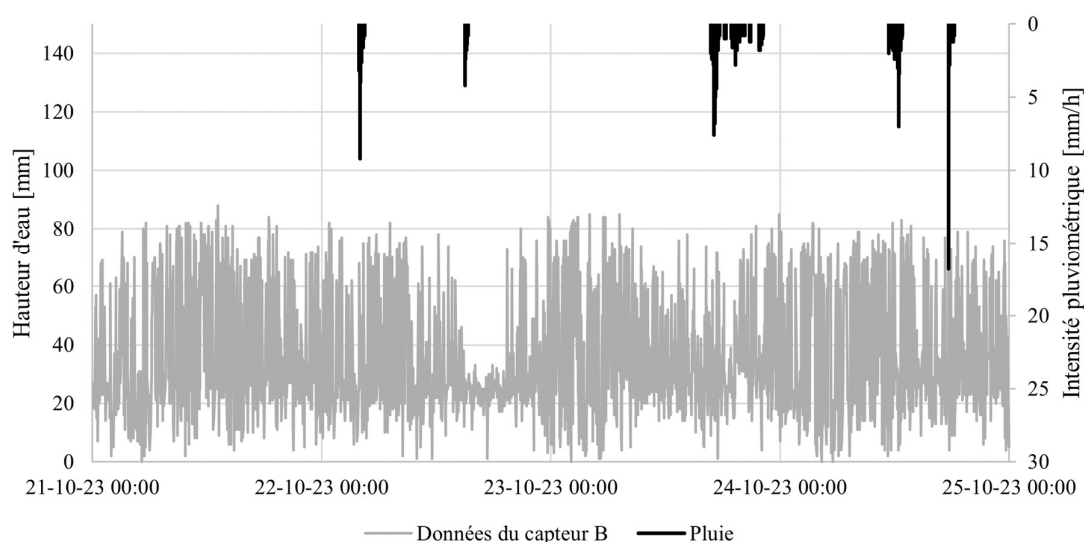


Figure 6-1: Illustration de données inexploitable pour le capteur B.

6.2 CARACTÉRISTIQUES ET PERFORMANCES DES CAPTEURS

Les capteurs mis en place sont des **capteurs ultrasoniques**. Certains d'entre eux sont couplés à un **canal de Khafagi-Venturi**.

Un capteur ultrasonique est un capteur qui envoie une onde sonore et, lorsque celle-ci rencontre un autre type de surface, une partie de cette onde est réfléchiée alors que l'autre est absorbée. Le temps qu'il y a entre l'envoi de l'onde et la réception de celle-ci est calculé et la distance parcourue en est ensuite déduite. Dans ce cas-ci, c'est la distance entre le capteur et la surface de l'eau qui est calculée [67].

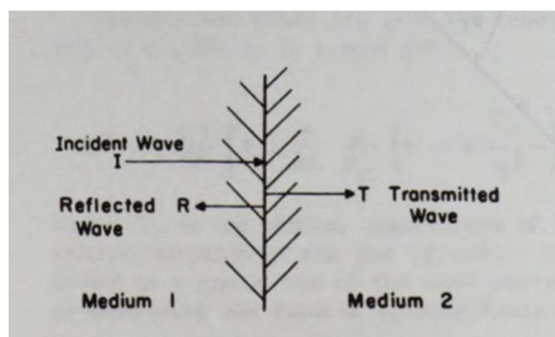


Figure 6-2: Réflexion et transmission d'une onde sonore à l'interface de deux matériaux différents [67].

Les capteurs ultrasons ont certaines qualités. C'est une manière non intrusive de faire des mesures : le capteur ne doit pas être mis en contact direct avec le liquide. Le capteur a une précision d'environ 0,5 cm [68].

Cependant, ils peuvent aussi avoir certains désavantages. En effet, les données peuvent être faussées dans certains cas. Le cas idéal est lorsque l'onde arrive perpendiculairement à la surface de l'eau, c'est dans ce cas-là que la mesure sera la plus précise. Si la surface de l'eau n'est pas parfaitement plane à cause de la présence de remous par exemple, alors les données peuvent faire apparaître des pics qui ne sont pas réels aussi appelés artefacts [69].

La figure suivante illustre ce phénomène. Elle représente les mesures du niveau d'eau au capteur B pour 3 jours ayant connus 3 épisodes pluvieux. Suite à la pluie, il est possible d'observer une réponse dans la conduite. Cependant entre les pluies, on observe des pics importants de la hauteur d'eau qui ne sont pas provoqués par une pluie.

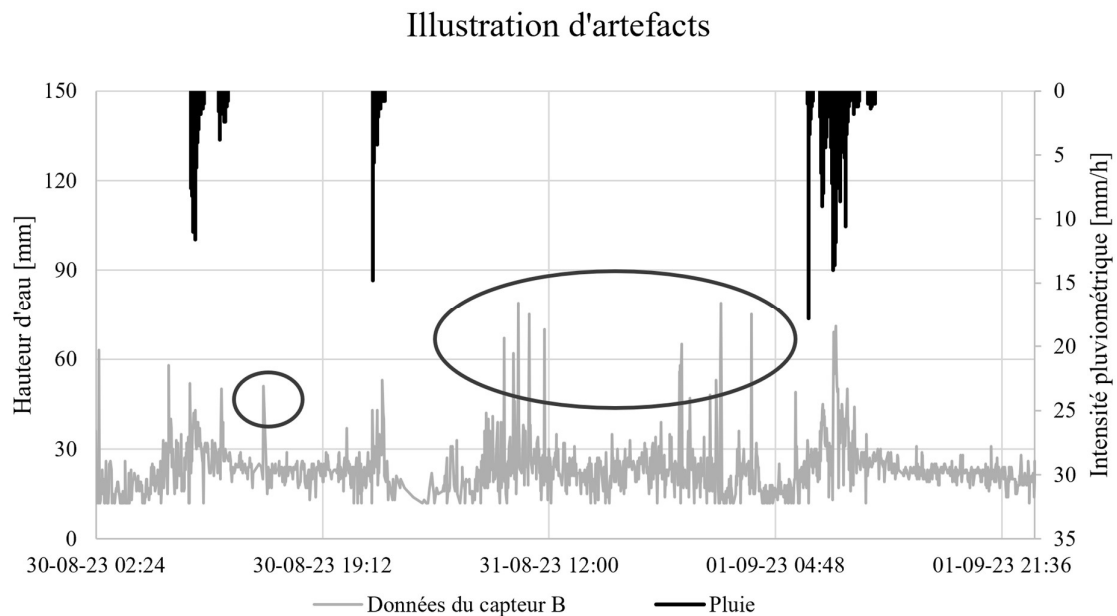


Figure 6-3: Illustration d'artefacts dans les mesures.

Le canal Khafagi-Venturi est un type spécifique de canal de Venturi. Il est composé d'une section convergente qui entraîne un changement de l'écoulement fluvial vers un écoulement torrentiel.

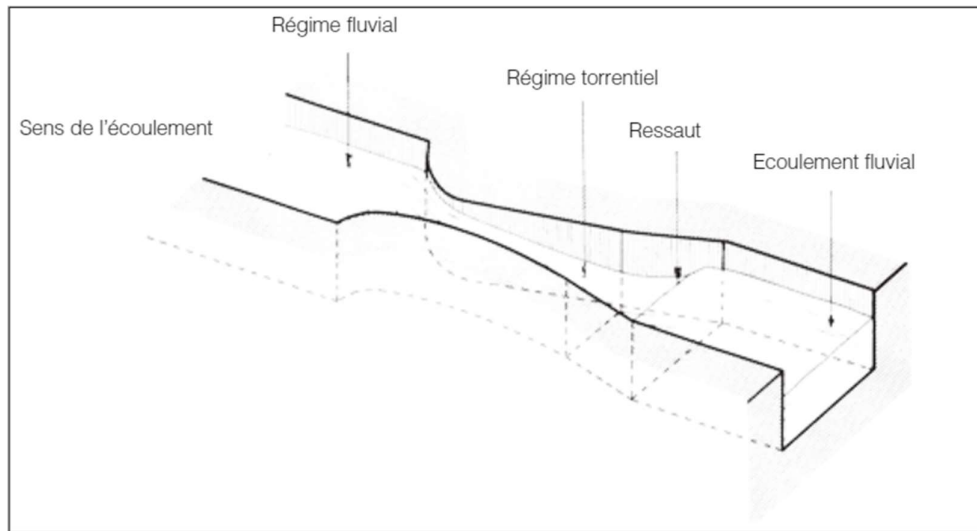


Figure 6-4: Illustration d'un canal Khafagi-Venturi [70].

Une formule de débit instantanée a été définie pour ce canal et est fonction de la largeur de l'étranglement du dispositif et de la hauteur d'eau mesurée.

La présence d'un canal permet d'avoir une stabilité du débit et donc des mesures de meilleures qualité. Cependant, les dimensions de celui-ci peuvent entraîner un plafonnement du débit passant. Par exemple, le capteur H ne permet pas d'avoir des mesures supérieures à 11 l/s.

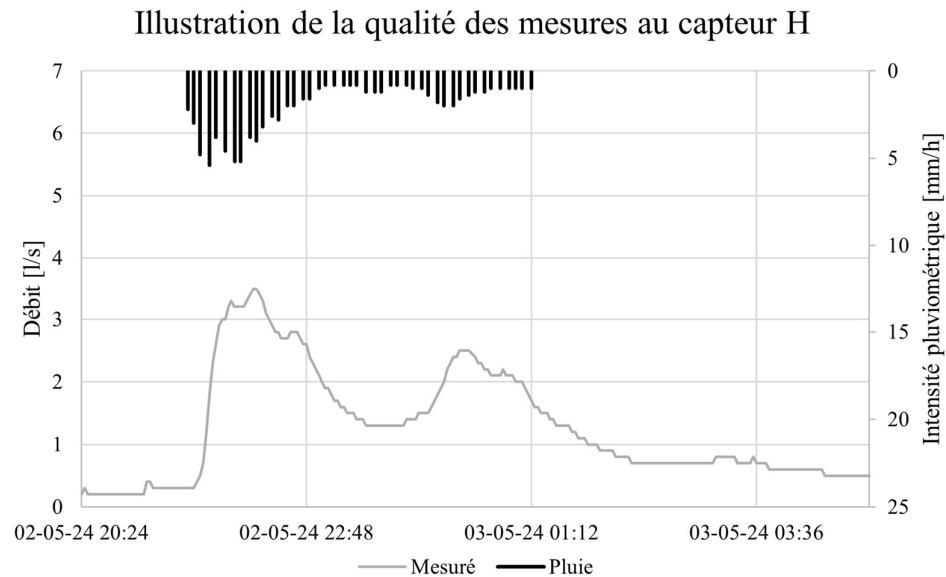


Figure 6-5: Illustration de la qualité des mesures au capteur H.

6.3 IMPRÉCISIONS DUES À L'INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

Une dernière source d'erreurs vient de l'interprétation des résultats. En effet, étant donné l'intervalle des mesures et la qualité de celles-ci et particulièrement concernant le capteur B situé à Marie d'Oignies, il est parfois légitime de se demander si le moment auquel le pic se produit a réellement été mesuré ou bien si le pic s'est passé entre deux mesures.

Cela amène la question de savoir quel est le point auquel il faut se référer afin de faire concorder les résultats. Deux points sont possibles : le moment du pic ou bien la phase ascendante de la courbe avant celui-ci.

Une simulation a été réalisée dans laquelle, une intrusion a été simulée en deux différents points du réseaux. Le graphe ci-dessous montre les données mesurées au niveau du capteur ainsi que les résultats pour des intrusions simulées au deux différents points. Ces points sont mis en évidence sur la carte du réseau Marie d'Oignies ci-dessous.

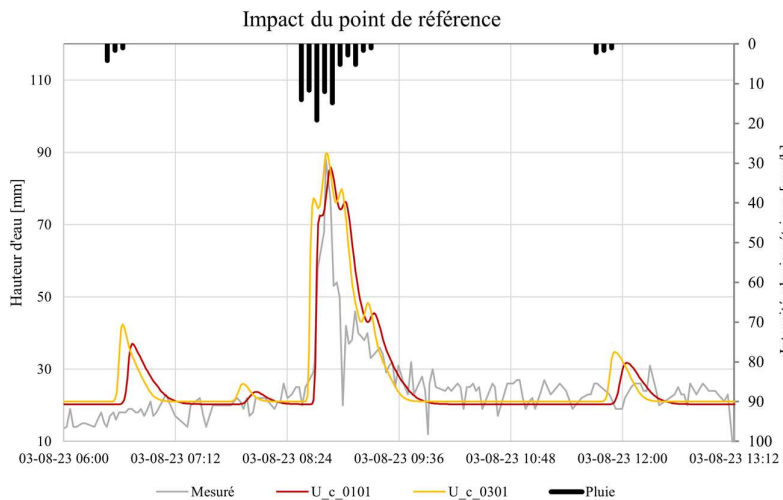


Figure 6-6: Incertitudes liées au point de référence.

7 IMPACT DES CHOIX DE MODÉLISATION

7.1 FORME ET TAILLE DES SOUS-BASSINS

Le bassin versant tel qu'il est étudié a été déterminé en tenant compte exclusivement de la disposition du réseau d'eaux usées. Dans le cas où l'on aurait étudié un réseau d'eaux de pluie, la division des bassins versants aurait eu une plus grande importance. Il aurait fallu dans ce cas-là prendre en compte la disposition des bâtiments pour former nos sous-bassins.

À titre d'exemple, j'ai modifié les sous-bassins pour le réseau Marie d'Oignies. On peut voir sur les deux plans suivants la différence entre les sous-bassins originaux et les sous-bassins modifiés.

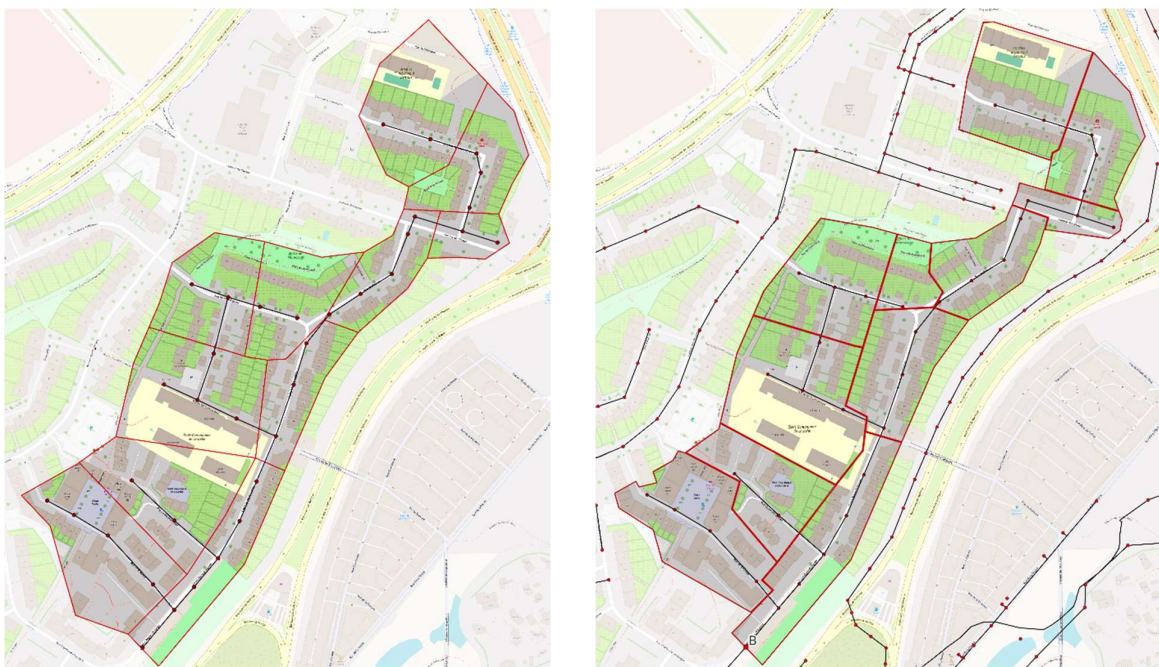


Figure 7-1: Découpage des bassins en prenant en compte la disposition des conduites (gauche) ou des bâtiments (droite) [QGIS].

Afin de voir quel est l'impact d'un tel changement, une simulation utilisant cette nouvelle disposition est réalisée.

Sur le graphe ci-dessous, on peut voir les résultats pour une intrusion dans un même nœud avec un sous-bassin de forme et de taille différentes. On constate un décalage de 2 minutes au moment du pic. En effet, le pic pour la modélisation des sous-bassins modifiés donne un léger retard par rapport au cas original. De plus, le sous-bassin modifié a une aire plus importante que le sous-bassin original. On voit donc un impact sur la hauteur d'eau dans la conduite qui augmente elle aussi.

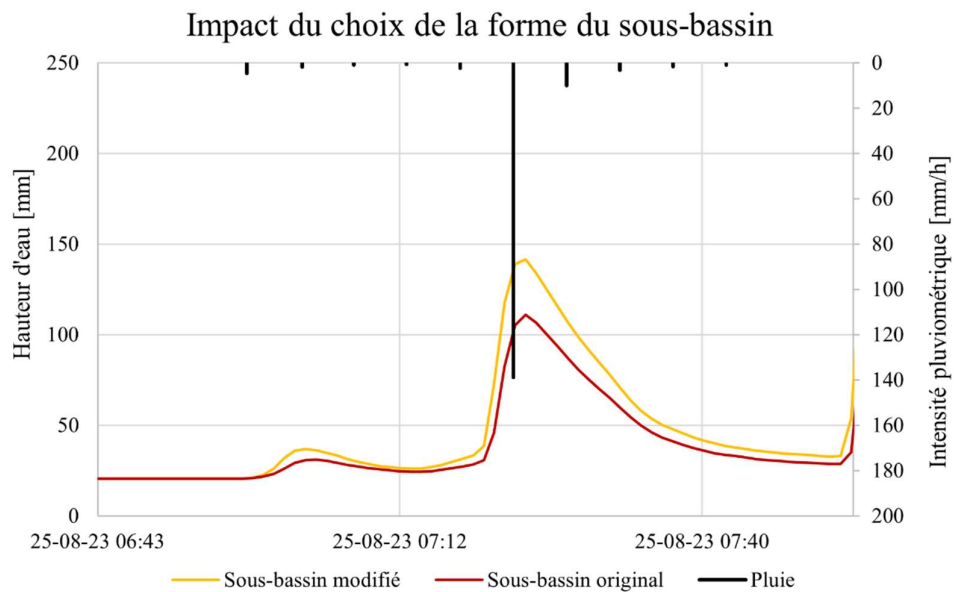


Figure 7-2: Impact de la forme des sous-bassins - Décalage de 2 minutes du pic.

La Figure 7-3 montre les sous-bassins qui ont été utilisées pour modéliser le ruissellement. Le point d'insertion de l'eau dans le réseau reste quant à lui le même.



Figure 7-3: Sous-bassin modifié (gauche) et sous-bassin original (droite) utilisés pour la simulation [QGIS].

Dans le cadre d'un mauvais branchement (p.ex. un avaloir), il est très probable que l'aire qui participe au ruissellement et à l'intrusion de cette eau soit en réalité bien inférieure à celle prise en compte ci-dessus. Pour cela, une modélisation en représentant des petits sous-bassins d'aires ayant des superficies pouvant aller de 200 à 700 m² a été réalisée afin de voir quel impact cela pouvait avoir sur les résultats.

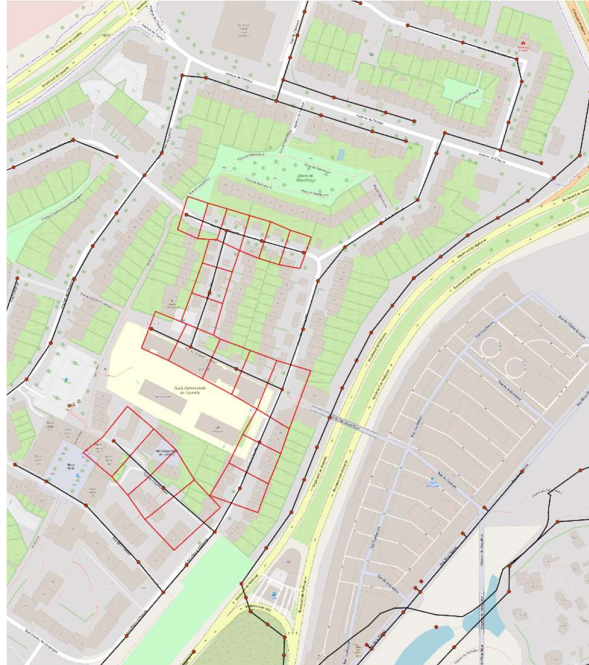


Figure 7-4: Division en petits sous-bassins pour le réseau Marie d'Oignies [QGIS].

Si l'on compare les résultats obtenus pour une insertion dans un même nœud mais pour une taille des sous-bassins différente, on constate une grande différence de la hauteur d'eau dans la conduite. En effet, lorsque la taille du sous-bassin est très petite, la quantité d'eau résultant du ruissellement sera faible en comparaison avec un sous-bassin de plus grande taille. Ici encore, on constate un léger décalage du moment du pic avec seulement une minute de différence. Ces résultats sont illustrés à la Figure 7-5.

La Figure 7-6 illustre les différents sous-bassins sur lesquels la pluie a été simulée. Le point d'insertion du ruissellement qui en résulte est le même pour les deux simulations.

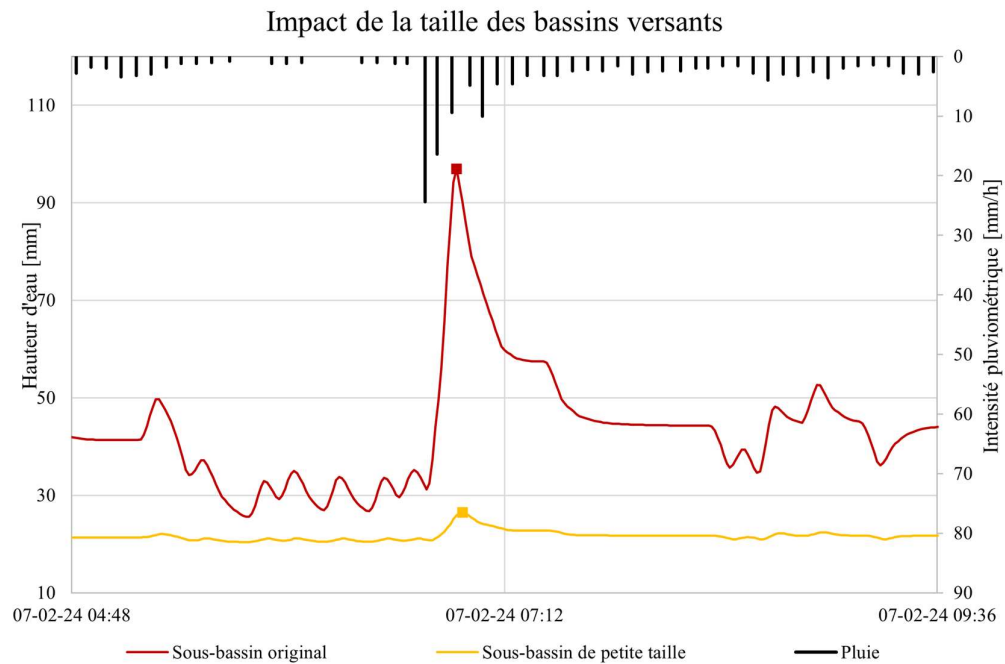


Figure 7-5: Impact de la taille du bassin versant.



Figure 7-6: Insertion au nœud U_c_0601 par ruissellement sur le bassin original (gauche) et modifié (droite).

On peut donc conclure de ces résultats que la forme, la taille et l'endroit de la division des sous-bassins n'a qu'un très faible impact sur la variation du temps de réponse. Ces paramètres influencent surtout la hauteur d'eau dans la conduite mais, puisque nous ne prenons pas ce paramètre en compte comme expliqué dans la section 5.2, la taille des sous-bassins n'aura pas d'incidence.

Enfin, il est à noter que si c'était un réseau d'eau de pluie qui devait être modélisé, la division des sous-bassin aurait une importance sur les résultats.

7.2 RUISSELLEMENT OU INSERTION

Il peut y avoir deux manières de représenter l'intrusion d'eau dans la conduite. Soit celle-ci provient du **ruissellement** de l'eau provoquée par une pluie sur le sous-bassin, soit d'un **flux direct** inséré dans la conduite.

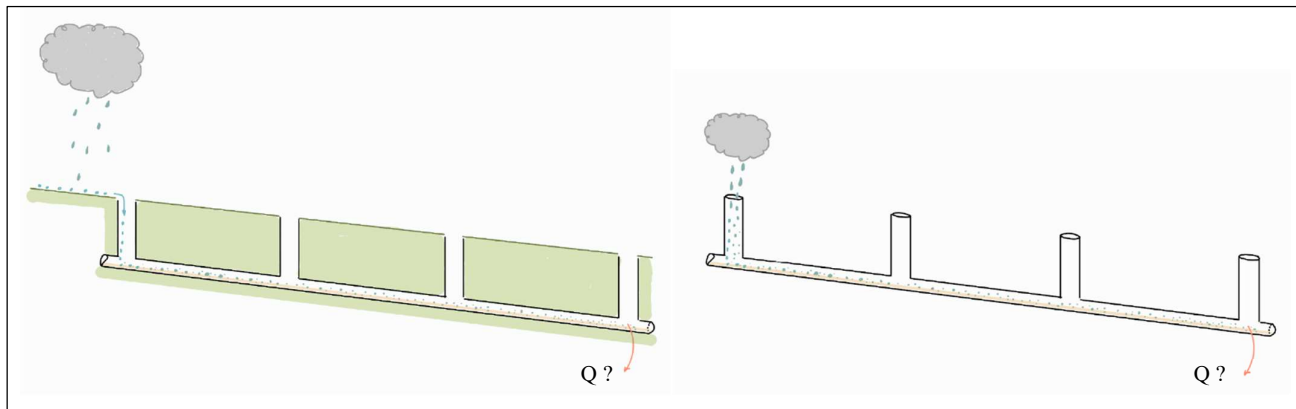


Figure 7-7: Illustration du principe de modélisation par ruissellement (gauche) et par insertion directe du flux (droite).

En effet, il est possible d'insérer directement un flux dans la conduite sous forme d'une série temporelle et donc d'y mettre les données d'une certaine pluie.

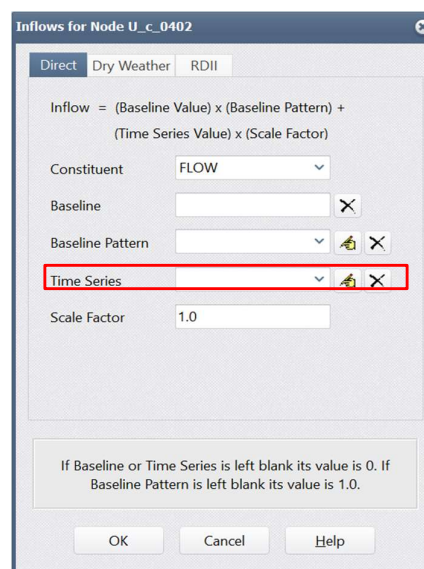


Figure 7-8: Illustration d'insertion d'un flux direct avec une série temporelle dans SWMM.

En réalité, cette manière de faire représente une situation idéalisée dans laquelle l'eau de la pluie arriverait instantanément dans la conduite. L'avantage de cette méthode est que c'est la seule manière d'entrer des données qui ne sont pas à intervalle régulier.

Cette partie fait l'étude de ces différentes méthodes afin de pouvoir mettre en évidence la marge d'incertitude qu'il y a entre les deux.

La pluie suivante a été modélisée des deux manières différentes mais, dans les deux cas, l'eau est insérée au même point dans le réseau. Les résultats sont représentés sur la Figure 7-9. On peut voir que lorsque l'intrusion d'eau est le produit du ruissellement de la pluie sur un sous-bassin, le pic dans la conduite arrive 4 minutes plus tard que s'il n'y a pas de ruissellement.

La Figure 7-10 représente à droite le sous-bassin 4 sur lequel une pluie a été simulée et le point de la conduite par lequel le ruissellement s'introduit dans le réseau. À gauche, la carte montre le nom des conduites, aucun sous-bassin n'est représenté car la simulation par insertion directe du flux au nœud U_c_0301 ne provoque pas de ruissellement.

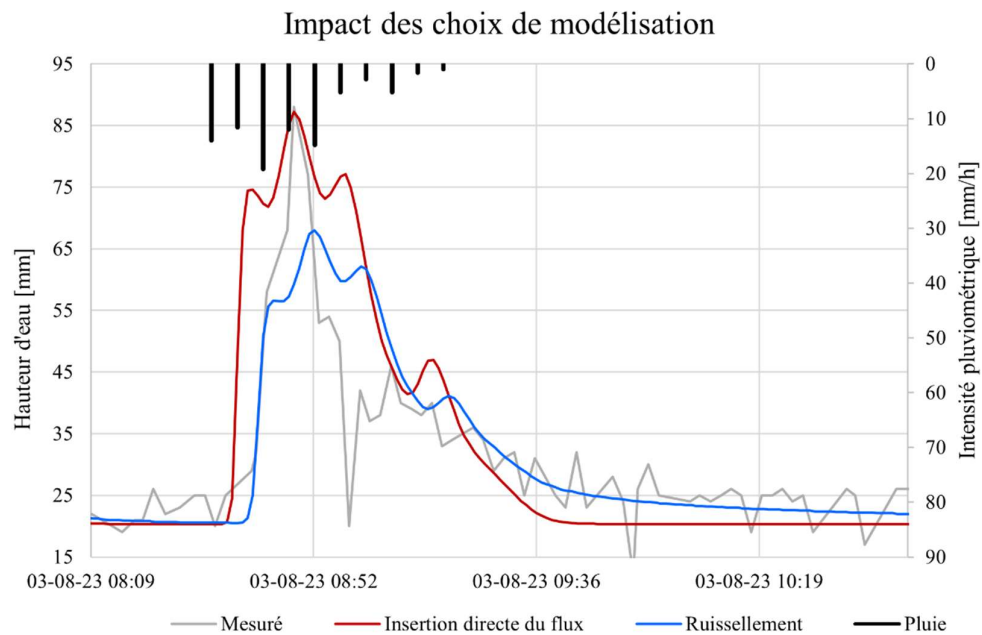


Figure 7-9: Impact du choix de la modélisation de l'arrivée du flux dans la conduite - 4 minutes de décalage.

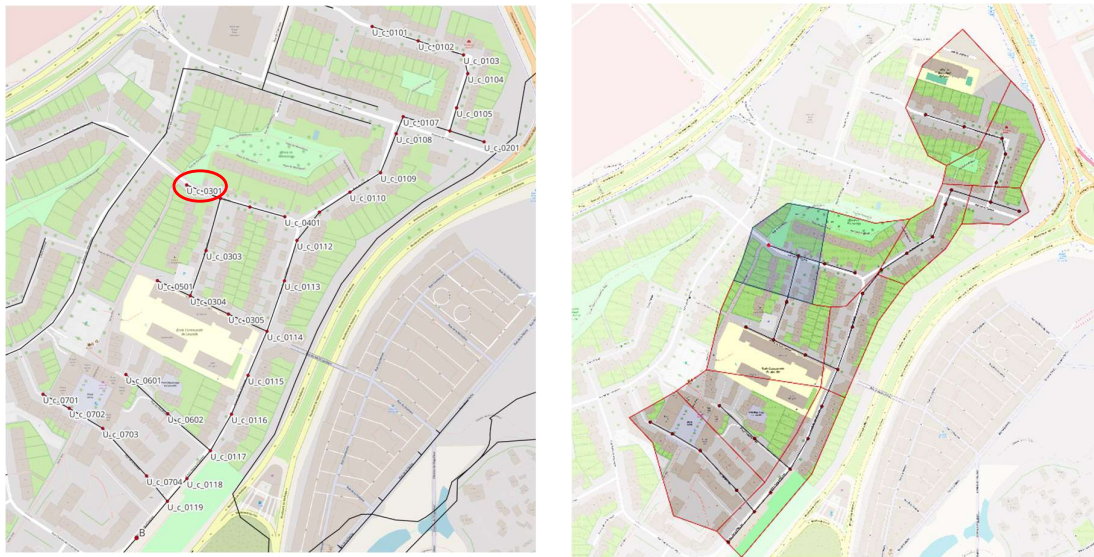


Figure 7-10: Carte avec nœuds pour modélisation par insertion directe (gauche) & carte de sous-bassins pour modélisation par ruissellement (droite).

Cette comparaison a été réalisée pour plusieurs pluies. On obtient une différence des pics selon les différentes pluies allant de 4 à 7 minutes.

Si l'on considère une vitesse moyenne dans la conduite de 0,4 m/s, cela peut représenter une incertitude comprise entre [96; 168 m]. C'est-à-dire que si l'on a une correspondance entre les mesures et la simulation en faisant une insertion directe de flux à un certain nœud, une modélisation par ruissellement donnera un point correspondant aux résultats plus bas dans le réseau d'une distance allant de 96 à 168 m.

Cette différence est assez importante et change complètement les résultats que l'on peut obtenir.

La méthode par ruissellement peut probablement être plus représentative de la réalité dans le cas d'avaloirs mal raccordés, tandis que la méthode par insertion directe de flux sera plus proche de la réalité dans le cas de gouttières mal raccordées puisqu'il n'y a pas d'infiltrations dans les sols à prendre en compte.

Pour le reste du mémoire, c'est la méthode par insertion directe de flux qui a été choisie pour les modélisations et qui sera présentée dans les chapitres traitant de l'analyse des réseaux Marie d'Oignies et Georges Lemaître. En effet, cette méthode a permis d'isoler des zones des réseaux ce qui n'était pas le cas avec la méthode par ruissellement.

8 ETUDE DU RÉSEAU MARIE D'OIGNIES

8.1 PRINCIPE GÉNÉRAL

Lors de cette étude, nous nous concentrons sur les intrusions d'eau provenant de raccordements illicites.

Le principe est qu'une intrusion d'eau claire pourra être perçue dans les mesures de hauteur d'eau grâce à une augmentation rapide de cette hauteur dans la conduite suite à une pluie.

Au travers de la simulation, une pluie sera introduite en certains nœuds, le but étant d'avoir une correspondance de nos résultats avec les mesures réalisées sur le terrain.

Ici, on fait l'hypothèse qu'il n'y a qu'un seul mauvais branchement puisque comme montré au point 5.6, la présence de plusieurs infiltrations va influencer principalement le niveau d'eau qui est un paramètre sur lequel nous ne nous basons pas.

8.2 VARIATION DE LA LONGUEUR DE LA CONDUITE COMME POINT DE DÉPART

Nous avons pu conclure au point 5.2 que la variation du temps de réponse du pic dans la conduite en fonction de la longueur de celle-ci était intrinsèque à une pluie. Afin de pouvoir déterminer une zone de recherche de départ et localiser l'intrusion dans le réseau, nous allons refaire cette étude de la variation de la longueur, mais cette fois-ci pour une pluie connue.

Nous avons sélectionné la pluie du 22 février 2024 pour faire la simulation. Lors de cette pluie, il est possible d'observer clairement deux pics dans les mesures de la conduite. Sur le graphe suivant, nous avons mis en évidence le moment durant lequel ces deux pics sont survenus pour nos différentes longueurs totales de conduite. Nous avons aussi mis en évidence les moments auxquels ces pics ont réellement été mesurés au capteur B.

Moment du pic en fonction de la longueur de la conduite

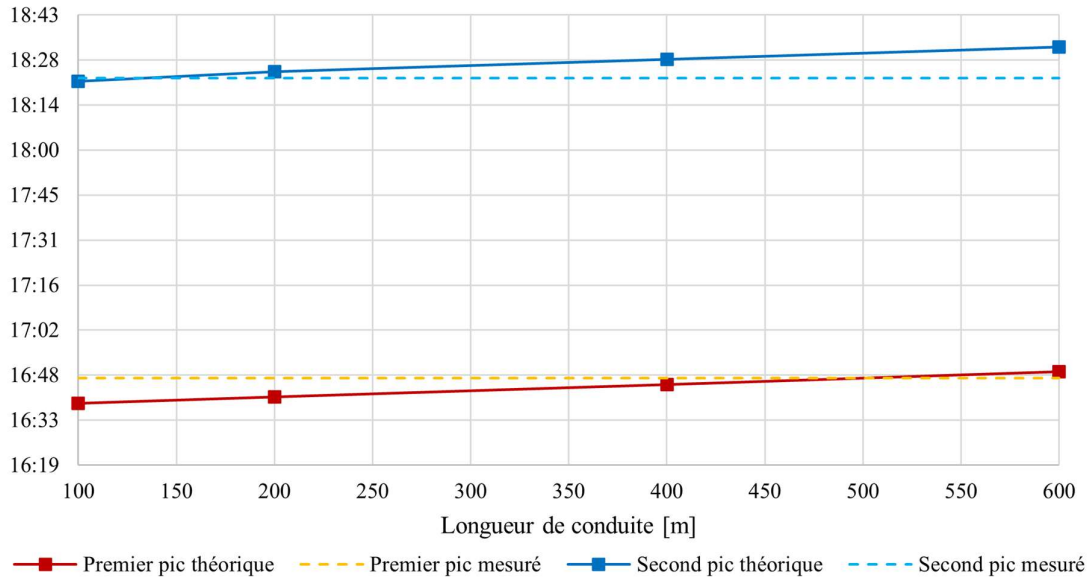


Figure 8-1: Moment du pic en fonction de la longueur totale de conduite et croisement avec les valeurs réelles.

En partant du graphe ci-dessus, nous pouvons voir que lorsque le premier pic mesuré croise la courbe théorique à 16h47, la longueur de conduite correspondante est de 520 m. Lorsque le second pic mesuré croise la courbe théorique à 18h23, la longueur de conduite correspondante est de 130 m.

Ces premiers résultats forment un début d'intervalle dans lequel notre intrusion pourrait se trouver et sert de point de départ pour cibler un peu plus notre recherche dans le réseau Marie d'Oignies.

Sur la Figure 8-2 présentant le réseau avec les isodistances, il est possible de visualiser quelles sont les conduites situées dans l'intervalle de recherche défini plus haut.



Figure 8-2: Réseau de conduites Marie d'Oignies avec isodistances.

8.3 MODÉLISATION DE PLUSIEURS PLUIES

Afin de pouvoir mettre en évidence une récurrence dans les résultats, une dizaine de pluies ont été simulées.

Le but était d'avoir un nombre assez diversifié de pluies avec des intensités différentes. Cependant, puisque nous n'avons de mesures dans les conduites que pour une année, la diversité des pluies n'est pas très grande, la plupart des pluies ayant une période de retour inférieure ou égale à 2 ans.

Ci-dessous, un graphe montrant la répartition des différentes pluies utilisées :

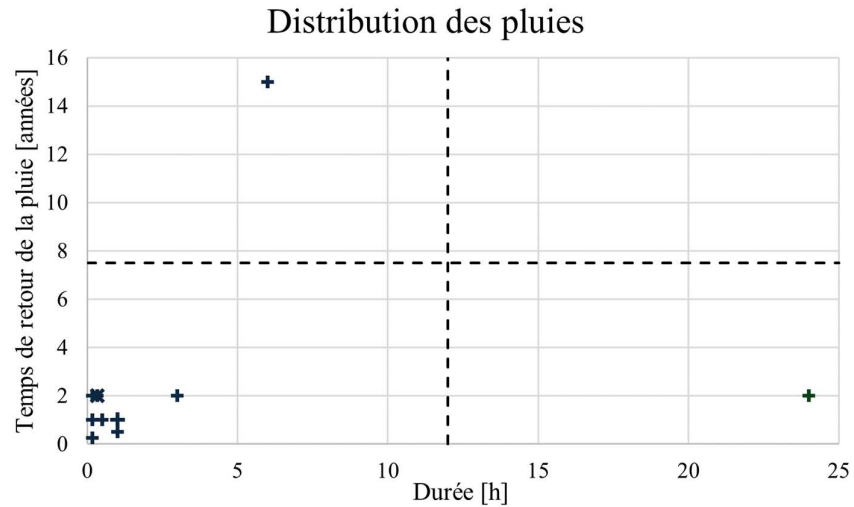


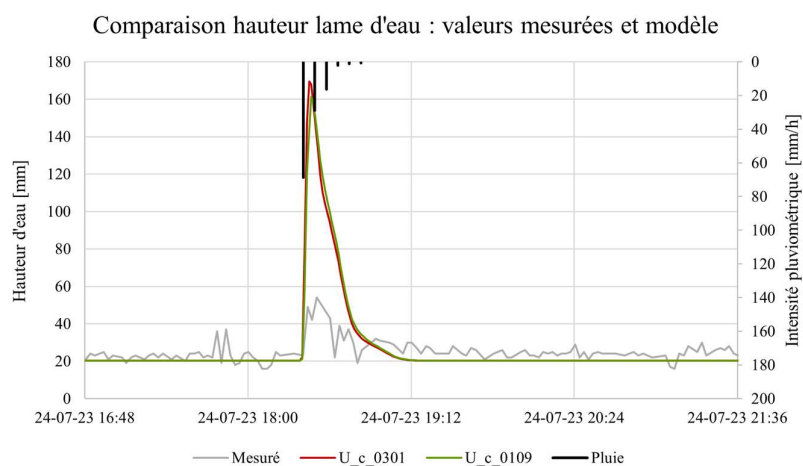
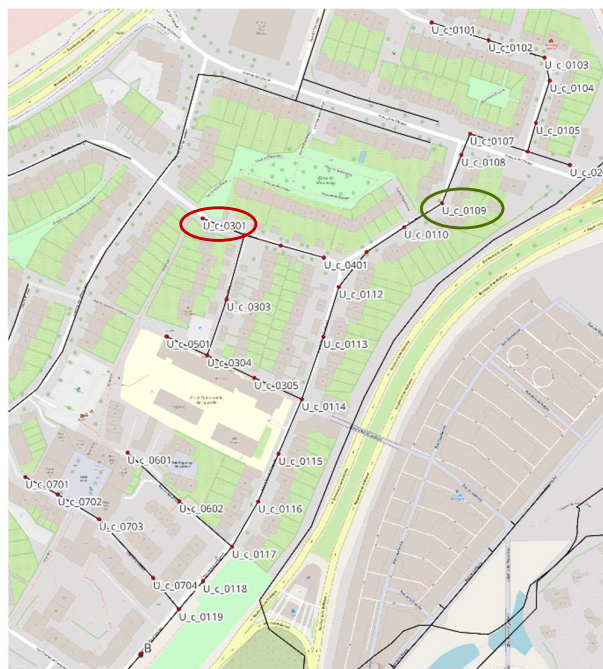
Figure 8-3: Distribution des pluies utilisées pour les simulations.

En général, en fonction de l'allure de la courbe des mesures et de leur qualité, nous prendrons comme point de référence soit l'allure générale de la courbe et en particulier le moment de la pente ascendante ou bien le moment du pic de la mesure.

Pour les modélisations, il y a deux points particuliers qui donnent des résultats concluants. Ceux-ci donnent en réalité des résultats très similaires, c'est pourquoi dans le reste du travail, les résultats ne seront illustrés que pour un seul point.

Les graphes suivants représentent les mesures observées lors de deux événements pluvieux survenus dans la journée du 24 juillet 2023. Ils présentent aussi les résultats des simulations par insertion directe du flux aux points U_c_0301 et U_c_0109. Ces résultats-là illustrent le fait de prendre comme point de référence le moment de la pente ascendante dans la conduite.

Comme on peut le remarquer, les deux courbes de résultats selon les deux points sont très similaires.



La pluie suivante illustre le fait de prendre comme point de référence le moment du pic de la mesure. Cette pluie est survenue le 3 août 2023. Ci-dessous, les résultats sont illustrés pour une insertion au point U c 0301, les résultats pour le point U c 0109 étant très similaires.

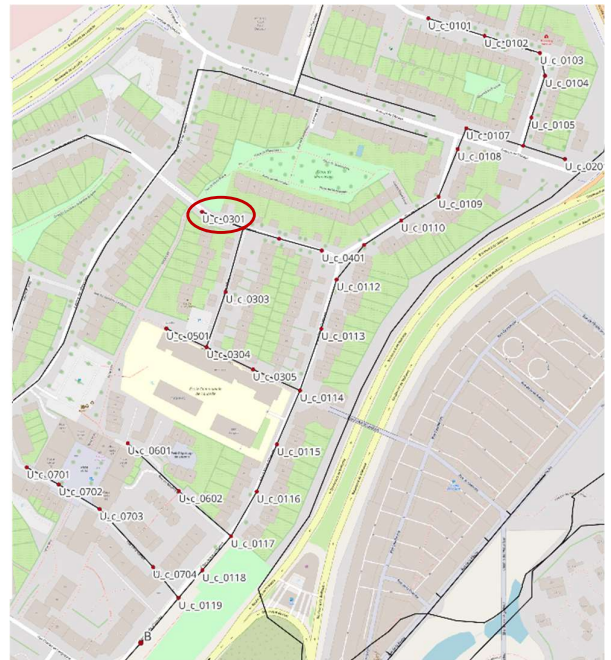
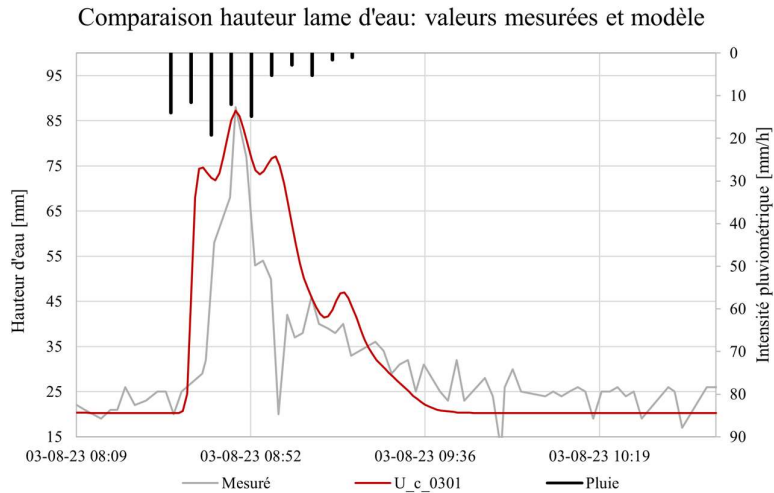


Figure 8-5: Simulation de la pluie du 3 août 2023 introduite au nœud U_c_0301.

Malheureusement, toutes les pluies qui ont été choisies ne permettaient pas de valider les deux points mis en évidence précédemment.

Par exemple, la pluie suivante est survenue le 7 février 2024 et insérée au point U_c_0301.

Comme on peut le voir sur la figure suivante, nous ne trouvons pas de correspondance avec les pics et l'allure générale de la courbe est en décalage. Ceci montre que même lorsqu'il y a une réponse dans la conduite après une pluie, les résultats ne sont pas toujours exploitables.

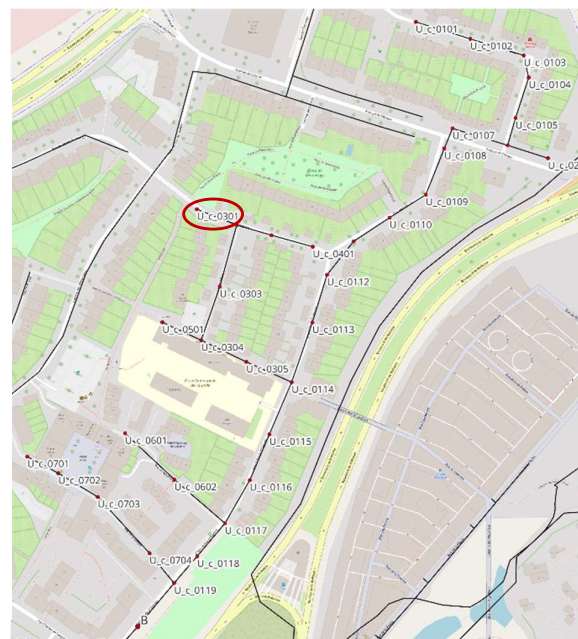
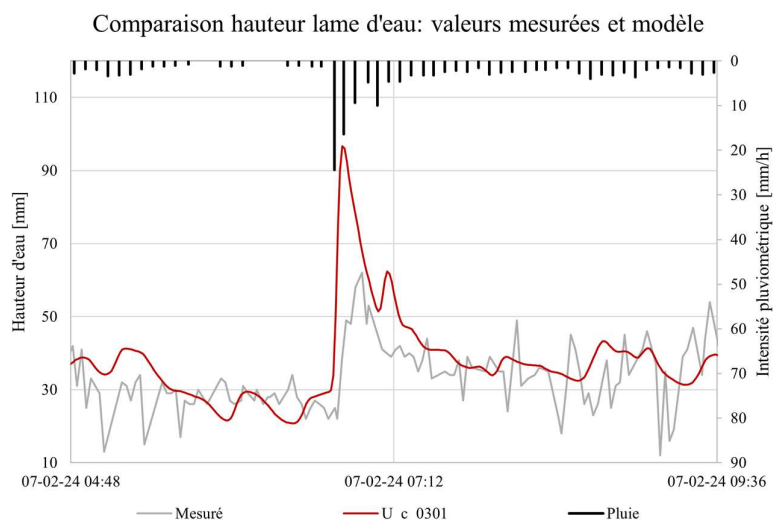


Figure 8-6: Simulation de la pluie du 7 février 2024 introduite au nœud U_c_0301.

Les résultats des autres pluies modélisées sont similaires à ceux exposés plus haut et sont placés en Annexe E : Simulations de pluies pour Marie d’Oignies.

La mise en évidence des points U_c_0109 et U_c_0301 a donc pu permettre de rétrécir la zone de recherche à un intervalle de 384 m à 404 m en partant du nœud en aval.

Dans la réalité, cela représente une partie de la rue Marie d’Oignies ainsi qu’une partie de la rue du Prieuré. Les maisons concernées sont mises en évidence sur le plan ci-dessous.



Figure 8-7: Zones à inspecter à Marie d'Oignies.

9 ETUDE DU RÉSEAU GEORGES LEMAÎTRE

9.1 INTRODUCTION

Pour cette partie de réseau, il y a une particularité puisque comme mentionné au point 6.2, un canal Venturi a été mis en place, ce qui plafonne les mesures à 11 l/s. Ceci implique que pour certaines pluies, on ne sait pas observer un réel pic comme pour les mesures du réseau précédent. C'est pourquoi, dans la modélisation, j'ai donc essayé de recréer cette surcharge artificielle en diminuant le diamètre de la conduite en aval afin d'avoir des résultats qui correspondent au mieux avec les mesures et de pouvoir réellement les comparer.

Ci-dessous, un graphe illustre le phénomène de surcharge et quelle différence cela apporte si nous procédons à cette modification de diamètre de conduite ou non. L'insertion d'eau est réalisée au même point (U_d_0104) du réseau. La seule différence est amenée par le diamètre de la conduite de 0,4 m en aval pour la mesure sans surcharge et de 0,095 m pour la mesure avec surcharge.

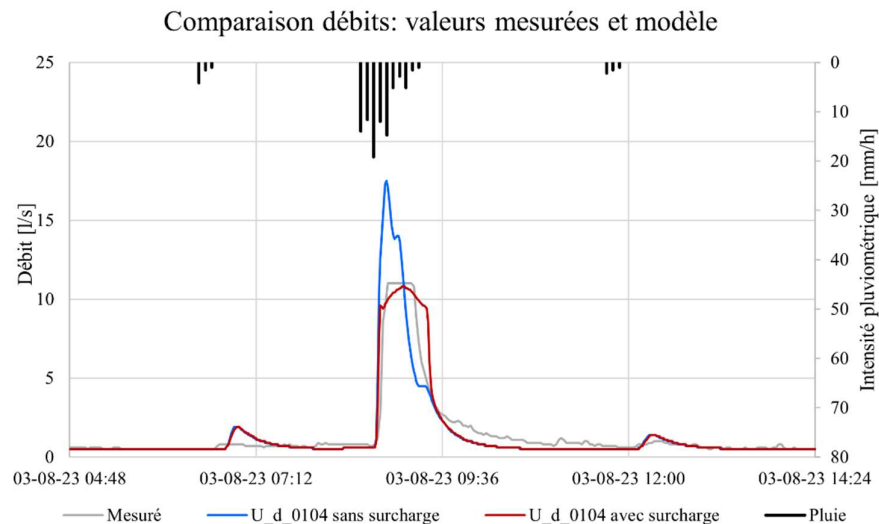


Figure 9-1: Différence des résultats si l'on simule une surcharge dans la conduite ou non.

Comme on peut le voir sur la Figure 9-1, la surcharge induit un retard artificiel des résultats, c'est-à-dire que la hauteur dans la conduite va rester plus longtemps élevée par rapport au cas sans surcharge où l'on voit que la hauteur d'eau diminue plus rapidement après avoir atteint son pic.

Pour l'étude du réseau Georges Lemaître, nous avons réutilisé les mêmes pluies employées lors de l'étude du réseau Marie d'Oignies puisque pour chacune de ces pluies, il était possible de voir une réaction dans la conduite.

9.2 VARIATION DE LA LONGUEUR DE LA CONDUITE COMME POINT DE DÉPART

Le principe est le même qu'au point 8.2, le but de cette partie est de définir une première zone de recherche.

Puisque l'appareil de mesure ne permet pas de mesurer des débits supérieurs à 11 l/s et que notre étude se base sur la temporalité des pics, il nous faut étudier des pluies qui ne provoquent pas cette surcharge de l'appareil de mesure.

Pour cela, deux pluies ont été choisies afin de pouvoir réaliser un intervalle : la pluie du 22 février 2024 et la pluie du 8 août 2023.

Chacune de ces deux pluies a été simulée pour une conduite de longueur variable. Le moment du pic de la pluie dans cette conduite fictive pour chacune de ces longueurs a été mis en évidence sur les Figure 9-2 et Figure 9-3. Sur ces graphes sont aussi représentés les moments auxquels ces pics ont été réellement mesurés au capteur H. Cela nous permet de croiser la théorie et le cas réel.

Pour la pluie du 8 août 2023, la correspondance entre les deux courbes se fait pour une longueur de conduite de 210 m.

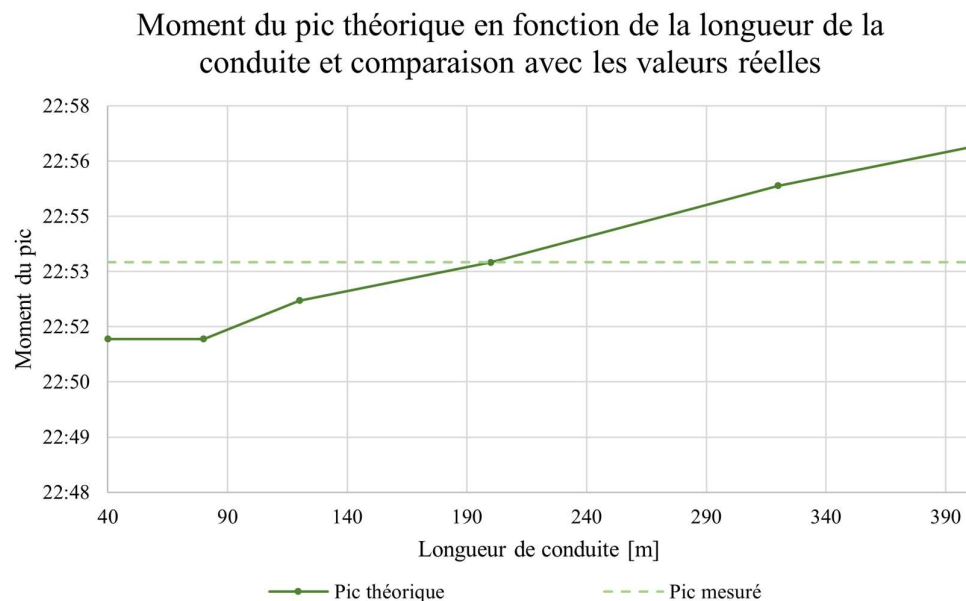


Figure 9-2: Moment du pic en fonction de la longueur totale de conduite et croisement avec les valeurs réelles pour pluie du 8 août 2023.

Pour la pluie du 22 février 2024, deux pics sont étudiés, le premier ne permet pas de trouver une correspondance entre les résultats théoriques et pratiques. Le second pic trouve une correspondance entre la théorie et le réel pour une longueur de conduite de 400 m.

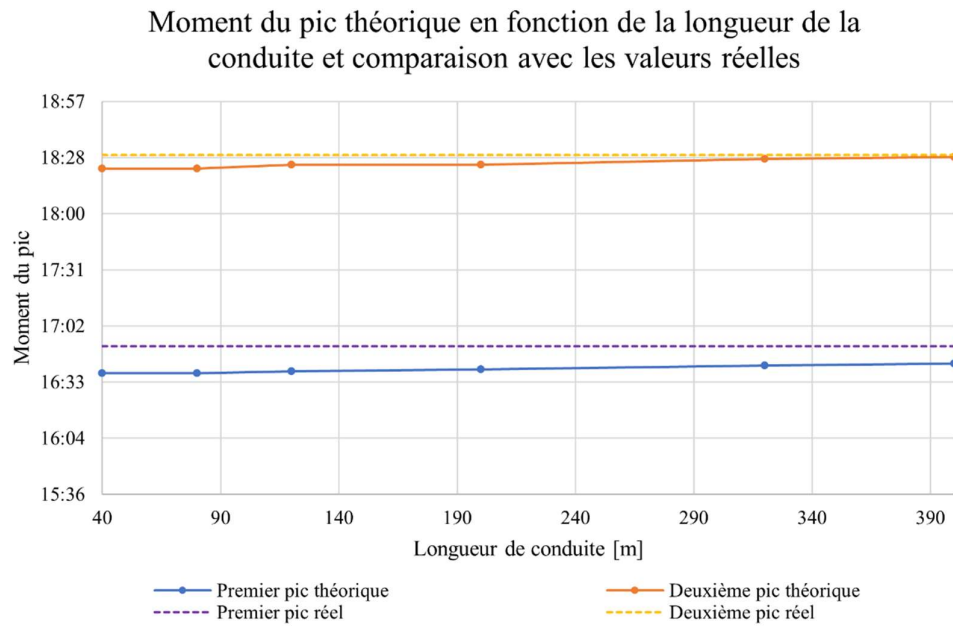


Figure 9-3: Moment du pic en fonction de la longueur totale de conduite et croisement avec les valeurs réelles pour pluie du 22 février 2024.

Notre zone de recherche dans laquelle l'intrusion se trouve théoriquement est donc de 210 à 400 m de conduite à partir du capteur. Sur la figure ci-dessous, à l'aide des isodistances, on peut voir que notre zone principale de recherche sera la branche de droite du réseau.

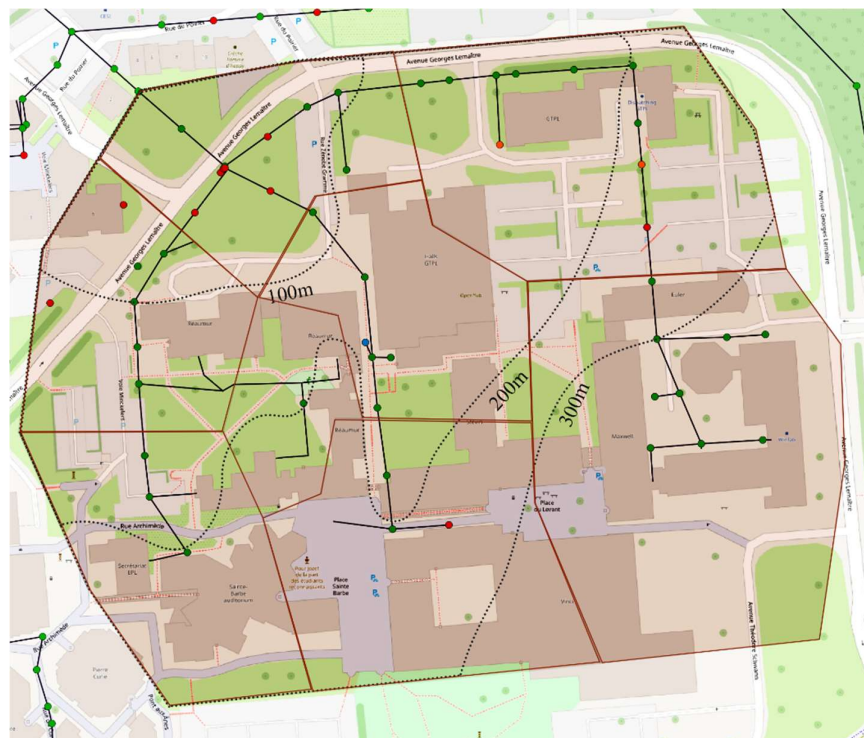


Figure 9-4: Réseau de conduites Georges Lemaître avec isodistances.

9.3 MODÉLISATION DE PLUSIEURS PLUIES

Afin de diminuer la zone de recherche où se situe le mauvais raccordement, plusieurs pluies ont été simulées en plusieurs endroits du réseau. Dans les résultats qui vont suivre, deux nœuds sont mis en évidence en fonction des différentes pluies simulées. Contrairement à Marie d'Oignies où les deux nœuds donnaient des résultats similaires pour les pluies simulées, ici, ce n'est pas le cas. En fonction de la pluie, ce sera plutôt le point U_d_0104 ou le point U_d_0109 qui correspondra le mieux aux mesures.

À nouveau ici, deux cas peuvent se présenter : l'appareil de mesure est mis en surcharge ou non.

Dans le premier cas, nous avons essayé de reproduire ce phénomène dans la simulation et nous prenons comme point de référence le moment de la pente ascendante des données mesurées.

La pluie suivante illustre ce phénomène, et le graphe ci-dessous présente les mesures obtenues pour la pluie du 3 août 2023, ainsi que les résultats de la simulation lorsque l'on introduit cette pluie au point U_d_0104.

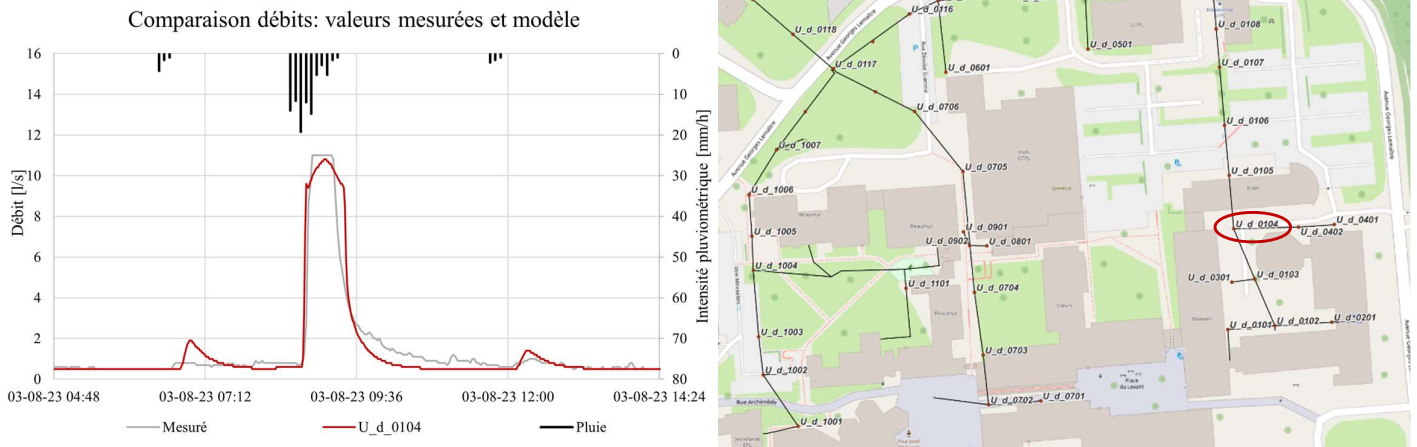


Figure 9-5: Simulation de la pluie du 3 août 2023 introduite au nœud U_c_0104.

La pluie suivante illustre le second cas. La pluie était assez faible pour ne pas provoquer de surcharge de l'appareil de mesure, nous pouvons donc observer les pics survenus dans la conduite. Sur le graphe ci-dessous, on retrouve les mesures obtenues lors de la pluie du 2 mai 2024 ainsi que les résultats de la simulation en l'introduisant au point U_d_0109. On peut voir que la pente ascendante arrive au même moment et le second pic correspond au moment de la mesure.

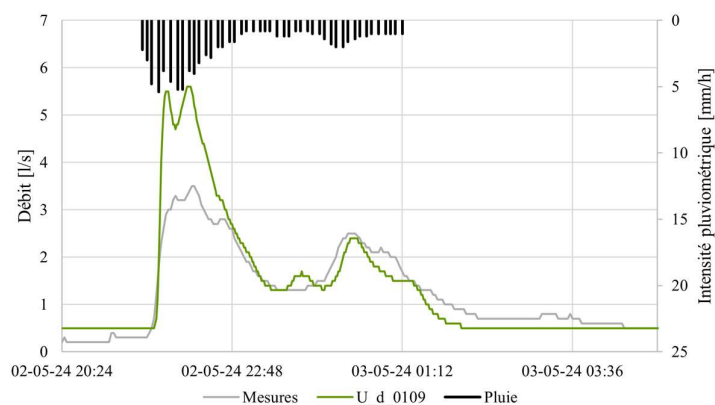
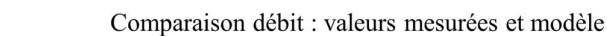


Figure 9-6: Simulation de la pluie du 2 mai 2024 introduite au nœud U c 0109.

Les autres simulations, placées en Annexe F : simulations de pluies pour Georges Lemaître, confirment les résultats exposés ci-dessus.

Il faudra donc tester comment les pluies des bâtiments Euler, Maxwell ainsi que du Laboratoire Faraday et Marconi sont évacuées ainsi que les gouttières du bâtiment n°2 de l'avenue Georges Lemaître. Même si la zone de recherche semble étalée, il n'y a que trois bâtiments à tester, le reste étant constitué de parkings.

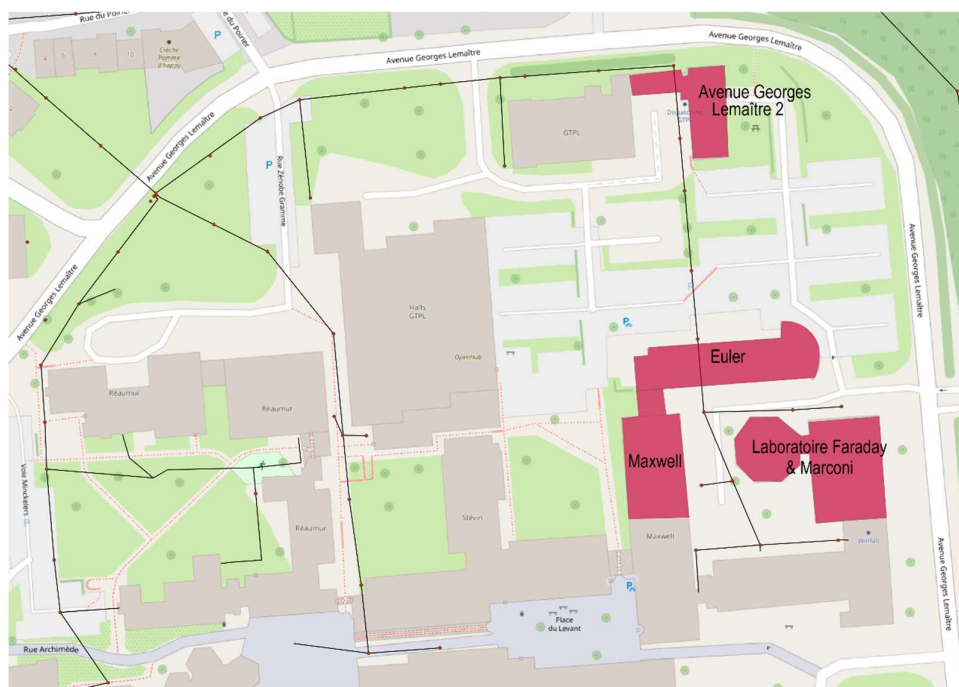


Figure 9-7: Zones à inspecter à Georges Lemaître.

10 TESTS SUR LE TERRAIN : MARIE D'OIGNIES

Afin de permettre de valider ou non les résultats observés au chapitre 8 ainsi que les hypothèses prises pour y arriver, des tests ont été réalisés dans la rue Marie d'Oignies ainsi que dans la rue du Prieuré qui avaient été mises en évidence à l'aide de la modélisation du réseau.

Ces tests ont été réalisés en plusieurs étapes. La première étape consistait à vérifier que les avaloirs présents le long des rues étaient correctement reliés au réseau d'eau pluviale. Pour cela, de l'eau est injectée dans l'avaloir et nous vérifions dans la chambre de visite à laquelle il est supposément raccordé si l'on pouvait y voir un afflux d'eau.



Figure 10-1: Afflux d'eau venant de l'avaloir dans la chambre de visite d'eau de pluie.

Dans le cas de la rue Marie d'Oignies, quatre avaloirs se trouvaient dans la zone d'intérêt et ont été testés : ceux-ci étaient tous raccordés sur le bon réseau. Ces tests ont également pu mettre en évidence une inversion des deux réseaux uniquement dans cette rue-là, comme évoqué dans la partie 3.3.

Dans la rue du Prieuré, deux avaloirs se trouvaient dans la zone de recherche. Ils ont été testés et sont raccordés au bon réseau.

La seconde étape consiste à vérifier le raccord entre le privé et le public. À nouveau, le principe consiste à vérifier que les conduites d'eaux de pluie du privé sont raccordées sur le bon réseau public. Pour cela, la chambre de raccordement d'eau de pluie est ouverte et on y injecte de l'eau. On vérifie ensuite la présence de cet afflux dans la chambre de visite la plus proche.

On a pu remarquer aussi que certaines gouttières ne sont pas raccordées sur le réseau : l'eau est alors déversée sur le trottoir et ruisselle jusqu'à l'avaloir le plus proche. Dans le cas où celles-ci sont effectivement raccordées, il y a lieu de tester leur bon raccordement de la même manière.

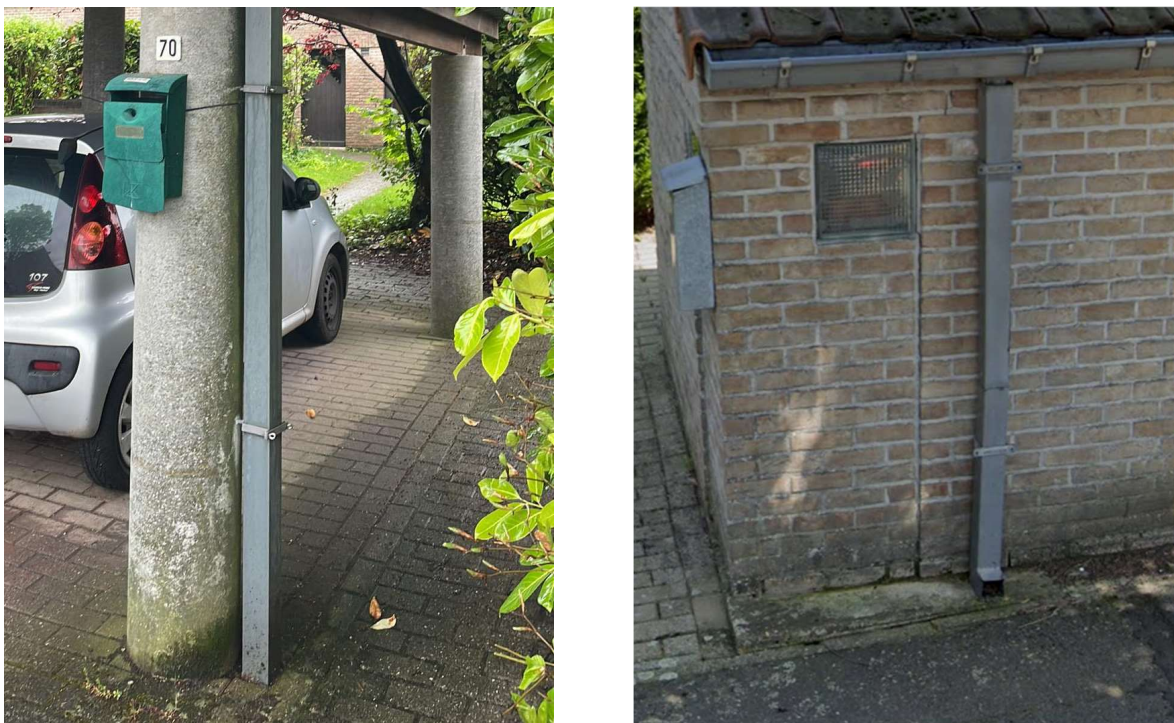


Figure 10-2: Gouttière reliée au réseau d'eau de pluie et à tester (gauche) et gouttière non reliée au réseau (droite)

Pour cette étape, seule la rue Marie d'Oignies a fait l'objet de tests. Ceux-ci ont pu mettre à jour deux mauvais raccordements certifiés et un autre potentiel.



Figure 10-3: Maisons mal raccordées dans la rue Marie d'Oignies.

Les deux premiers mauvais raccordements se situent au niveau des n°86 et 84 de la rue. C'est une maison mitoyenne qui compte 4 chambres de raccordements. Une chambre de raccordement des eaux usées est située dans un jardin, les trois autres (1 pour eaux usées et 2 pour eaux pluviales) sont situées en bordure de la rue. Lors du test des deux chambres de raccordement pluviales, nous avons pu constater un afflux presque instantané dans la chambre de visite des eaux usées par un tuyau situé à mi-hauteur de celle-ci. Ces deux maisons sont donc mal raccordées.



Figure 10-4: Chambres de raccordement des n°86 et 84.



Figure 10-5: Afflux d'eau direct venant de la chambre de raccordement d'eaux de pluie.

Le mauvais raccordement additionnel est celui de la maison n°88. En effet, pour cette maison, la gouttière était assez basse et donc accessible pour pouvoir être testée. Lorsque nous avons mis en marche le tuyau, nous avons d'abord regardé si nous pouvions voir de l'eau arriver dans la chambre de visite d'eaux pluviales. Étant donné le parcours de l'eau et de la présence possible de bouchons dans les conduites, cette arrivée d'eau peut prendre quelques minutes.

Elle n'est jamais arrivée dans la chambre de visite. Nous avons donc ouvert la chambre d'eaux usées où nous avons pu observer un débit assez important. Nous avons donc essayé de couper l'arrivée d'eau et ensuite de la remettre en route afin de voir si l'on pouvait constater une variation du débit dans la chambre de visite, ce qui fut le cas. Afin de pouvoir dire avec certitude que l'eau vient réellement de la gouttière de la maison, un test au colorant devrait être réalisé.

11 CONCLUSION

L'objectif de ce mémoire était de tenter de localiser de mauvais raccordements entre le réseau des eaux de pluie et le réseau d'eaux usées dans Louvain-la-Neuve.

Nous avons pu identifier les difficultés liées à la localisation de mauvais raccordements sur base des mesures de débits/hauteur d'eau. En effet, la bonne qualité des mesures ainsi que la disponibilité de ces données sur une grande période de temps sont des éléments précieux pour pouvoir multiplier le nombre de simulations et confirmer les résultats obtenus.

En plus de disposer de mesures du débit dans les conduites de bonne qualité, il y a aussi un grand travail de complétion des données à réaliser en amont de toute modélisation. Puisque l'on se base sur le moment du pic, il est indispensable d'avoir la cote du radier puisqu'elle définit la pente de la conduite et que celle-ci a un impact direct sur le moment du pic. Pour produire une modélisation la plus précise possible, il sera donc important de commencer par compléter les données du réseau.

Grâce à l'analyse des données disponibles, il a été possible d'observer que les dispositifs de mesures couplés à un canal Venturi permettent d'obtenir des résultats plus stables. Au contraire, s'ils sont placés seuls, la qualité des mesures dépendra du débit dans la conduite. À Marie d'Oignies, la hauteur de la lame d'eau est faible et ce capteur est plus sujet à la présence d'artefacts, contrairement au capteur présent au niveau du collecteur principal qui présentait des mesures plus stables du fait de la plus grande hauteur d'eau présente dans la conduite.

Plusieurs hypothèses doivent être émises afin de faire la modélisation du réseau. Nous avons étudié comment les résultats pouvaient être influencés par ces différentes hypothèses avec, en général, une très faible variation des résultats.

Le facteur le plus important réside dans la manière de représenter l'intrusion de l'eau dans les conduites : par ruissellement ou insertion directe du flux dans la conduite. En effet, selon la technique utilisée, la simulation donnera des résultats très différents. Bien que le ruissellement soit la manière utilisée en cas de modélisation d'un réseau d'eaux de pluie et pourrait être représentatif d'un avaloir mal raccordé, dans notre cas, il n'était pas représentatif de la réalité. Le mode par insertion directe du flux au nœud est, certes, une situation idéalisée mais plus proche du cas d'une gouttière mal raccordée que l'on essaye de représenter.

Ce *modus operandi* nous donne un ordre d'idée de la distance à laquelle se trouve l'intrusion du capteur. Elle ne permet cependant pas de déterminer la direction dans le réseau. Dans les parties de réseau assez étendues, cela ne nous permet pas de savoir de quel embranchement vient l'intrusion. Il se peut donc que plusieurs zones soient mises en évidence en fonction du nombre d'embranchements.

L'étude des deux différents réseaux a permis de localiser des zones de recherche. Pour le réseau Marie d'Oignies, deux zones ont été mises en évidence : la rue Marie d'Oignies et la rue du Prieuré. Pour le réseau Georges Lemaître, une seule zone ressort. Bien que celle-ci soit assez vaste (100 m de longueur), il n'y a en réalité que 4 bâtiments qui devront être testés.

Les tests dans la rue Marie d'Oignies ont révélé au moins 2 mauvais branchements. Ces mauvais branchements se trouvent à l'endroit où on a pu remarquer une inversion des conduites d'eaux usées et de pluie sur les plans. Puisque nous ne connaissons pas le nombre de mauvais raccordements, il est possible qu'il y ait d'autres maisons mal raccordées dans la rue du Prieuré qui devra encore être testée.

Les résultats de ces tests permettent aussi de confirmer l'hypothèse de modélisation par insertion directe du flux émise au départ.

BIBLIOGRAPHIE

1. Water cycle, *Wikipedia*, 2024.
2. 8(b) The Hydrologic Cycle, <http://www.physicalgeography.net/fundamentals/8b.html>, Mar. 2024.
3. Le cycle de l'eau en 6 étapes, <https://www.mplux.be/pecher/l-eau/le-cycle-de-l-eau-en-6-etapes>, Feb. 2024.
4. Le cycle de l'eau | Société Publique de la Gestion de l'Eau, <https://www.spge.be/fr/le-cycle-de-l-eau.html?IDC=1293&IDD=361>, Feb. 2024.
5. Le cycle de l'eau expliqué pour comprendre les enjeux de la ressource eau, <https://www.activeau.fr/cycle-de-l-eau.htm>, Feb. 2024.
6. Période de retour, *Wikipédia*, 2023.
7. Panasiuk, O., Hedström, A., Langeveld, J., Haan, C. de, Liefing, E., Schilperoort, R., and Viklander, M., "Using Distributed Temperature Sensing (DTS) for Locating and Characterising Infiltration and Inflow into Foul Sewers before, during and after Snowmelt Period," *Water* 11(8):1529, 2019, doi:10.3390/w11081529.
8. Schilperoort, R., Hoppe, H., Haan, C. de, and Langeveld, J., "Searching for storm water inflows in foul sewers using fibre-optic distributed temperature sensing."
9. Qu'est-ce l'assainissement collectif, séparatif et unitaire (tout à l'égout) ? - Mon branchement au réseau d'assainissement, <https://monbranchement.fr/fonctionnement-assainissement-collectif/>, Sep. 2023.
10. Mesure en continu de la turbidité sur un réseau séparatif eaux usées : mise en œuvre et premiers résultats, <https://www.tandfonline.com/doi/epdf/10.1051/lhb%3A200604021?needAccess=true>, Mar. 2024, doi:10.1051/lhb:200604021.
11. Les réseaux d'eaux usées, <https://tpdemain.com/module/les-reseaux-deaux-usees/>, Feb. 2024.
12. Civil, E.-G., "Systèmes unitaires et séparatifs - Exercice corrigé d'assainissement," <https://etudiantgeniecivil.com/systemes-unitaires-et-separatifs/>, 2023.
13. Plastique, S., Des réseaux unitaires ou des réseaux séparatifs pour l'assainissement ?, *Soudplast*, 2013.
14. Duchesne, S., Cuzin, J-D., "Évaluation des avantages et inconvénients de la séparation des réseaux d'égout unitaires", Feb. 2024.
15. Belhadj, N., "Variations par temps de pluie des débits dans les réseaux d'eaux usées de type séparatif : identification des composantes et modélisation des infiltrations."
16. Nasrin, T., Sharma, A.K., and Muttill, N., "Impact of Short Duration Intense Rainfall Events on Sanitary Sewer Network Performance," *Water* 9(3):225, 2017, doi:10.3390/w9030225.
17. Breil, P., Joannis, C., Raimbault, G., Brissaud, F., and Desbordes, M., "Drainage des eaux claires parasites par les réseaux sanitaire. De l'observation à l'élaboration d'un modèle prototype," *Houille Blanche* 79(1):45–58, 1993, doi:10.1051/lhb/1993005.

18. Raynaud, O., Joannis, C., Lebouc, L., and Billard, F., "Les rejets de temps de pluie par les surverses de postes de relèvement en réseau séparatif d'eaux usées et leurs relations avec les différents types d'eaux claires parasites," in: Brelot, E., ed., *Novatech 2007 - 6ème Conférence sur les techniques et stratégies durables pour la gestion des eaux urbaines par temps de pluie / Sixth International Conference on Sustainable Techniques and Strategies in Urban Water Management*, GRAIE, Lyon, France, Lyon, France, 2007.
19. Nelson J. G. Carriço, Rita Brito, and Manuel Baptista, "A case study of rainfall-derived infiltration and inflow on a separate sanitary sewer system," 10, 2017.
20. Panasiuk, O., Hedström, A., Langeveld, J., and Viklander, M., "Identifying sources of infiltration and inflow in sanitary sewers in a northern community: comparative assessment of selected methods," *Water Sci. Technol.* 86(1):1–16, 2022, doi:10.2166/wst.2022.151.
21. Mise en conformité - Faire vérifier mes installations sanitaires - Dinan Agglomération, <https://www.dinan-agglomeration.fr/Environnement-developpement-durable/Eau-et-assainissement/Assainissement-collectif/Mise-en-conformite-Faire-verifier-mes-installations-sanitaires>, Apr. 2024.
22. Wright, L.T., Dent, S., Mosley, C., Kadota, P., and Djebbar, Y., "Comparing Rainfall Dependent Inflow and Infiltration Simulation Methods," *J. Water Manag. Model.*, 2001, doi:10.14796/JWMM.R207-16.
23. Etudes diagnostiques assainissement, <https://www.youtube.com/watch?v=UJuN71SCfCA>, 2020.
24. Figure AR6 WG1, <https://www.ipcc.ch/report/ar6/wg1/figures/summary-for-policymakers/figure-spm-6/>, Feb. 2024.
25. Rédaction, L., "Eaux claires parasites : un dysfonctionnement qu'il faut limiter !," <https://www.gismartware.com/blog/traque-eaux-claires-parasites/>, 2018.
26. De Bénédictis, J. and Bertrand-Krajewski, J.-L., "Infiltration in sewer systems: comparison of measurement methods", 2005.
27. Eutrophisation des milieux aquatiques - Ecotoxicologie.fr, <https://ecotoxicologie.fr/eutrophisation-milieux-aquatiques>, Apr. 2024.
28. Canada, E. et C. climatique, "Effets des effluents d'eaux usées : introduction, recherche; résultats de programmes", <https://www.canada.ca/fr/environnement-changement-climatique/services/eaux-usees/documents-reference/introduction.html>, 2008.
29. De Bondt, K., Seveno, F., Petrucci, G., Rodriguez, F., Joannis, C., and Claeys, Ph., "Potential and limits of stable isotopes ($\delta^{18}\text{O}$ and δD) to detect parasitic water in sewers of oceanic climate cities", Mar. 2024.
30. Houhou, J., Lartiges, B.S., France-Lanord, C., Guilmette, C., Poix, S., and Mustin, C., "Isotopic tracing of clear water sources in an urban sewer: A combined water and dissolved sulfate stable isotope approach", Mar. 2024.
31. Guo, S., Ding, R., Huang, B., Zhu, D.Z., Zhou, W., and Li, M., "Experimental study on three simple tracers for the assessment of extraneous water into sewer systems," *Water Sci. Technol.* 85(2):633–644, 2022, doi:10.2166/wst.2021.625.
32. Hydrogramme, *Wikipédia*, 2022.

33. Ce qu'il faut comprendre et retenir du $\delta^{18}\text{O}$ (delta 18 O) en tant qu'indicateur paléoclimatique | Tristan FERROIR, 2012.
34. Lien entre le $\delta^{18}\text{O}$ des glaces et la température atmosphérique — Planet-Terre, <https://planet-terre.ens-lyon.fr/ressource/temperature-des-glaces.xml>, Mar. 2024.
35. Hydrogène, *Wikipédia*, 2024.
36. GmbH, A.S., "DTS (DISTRIBUTED TEMPERATURE SENSING)," <https://www.apsensing.com/fr/technology/dts>, Apr. 2024.
37. Guide de la spectroscopie Raman, <https://www.bruker.com/fr/products-and-solutions/infrared-and-raman/raman-spectrometers/what-is-raman-spectroscopy.html>, Apr. 2024.
38. Kracht, O. and Gujer, W., "Quantification of infiltration into sewers based on time series of pollutant loads", 2005.
39. Turbidimètre portable - CIFEC - CIFEC, <https://www.shop.cifec.fr/10-turbidimetre#>, May 2024.
40. Les capsules du G3E | Cours d'eau | Physicochimie | Turbidité, <https://www.g3e-ewag.ca/ressources-interactives/capsules/cours-eau/physicochimie/turbidite.html>, May 2024.
41. Norme marocaine: Détermination de la turbidité.
42. Turbidité-Manitoba.pdf, May 2024.
43. Guide-Turbidite.pdf, May 2024.
44. La conductivité de l'eau, Apr. 2024.
45. Testez la Conductivité d'eau | Josmose, <https://www.josmose.fr/analyse-d-eau/testeur-d-eau/mesurer-conductivite-eau>, Apr. 2024.
46. Ville, N. de and Verbanck, M., "Gestion des eaux à Bruxelles : enseignements des longues séries temporelles de données du système de télémétrie Flowbru," *Bruss. Stud. Rev. Sci. Pour Rech. Sur Brux. Het Wet. Tijdschr. Voor Onderz. Brussel J. Res. Bruss.*, 2017, doi:10.4000/brussels.1522.
47. L'urine, <https://www.alloprof.qc.ca/fr/eleves/bv/sciences/l-urine-s1282>, Mar. 2024.
48. Contrôle des branchements d'assainissement par dispositif fumigène - La Couronne, <https://www.lacouronne.fr/2020/10/15/controle-des-branchements-dassainissement-par-dispositif-fumigene/>, 2020.
49. Inspection de Canalisation par Caméra : Un Diagnostic Précis, <https://www.depannageboiler.be/electrique/plombier/inspection-camera-canalisation.html>, Mar. 2024.
50. Heinselman, W., "What is CCTV Sewer and Pipe Inspection, and How Does It Work?," <https://www.expresssewer.com/blog/bid/359922/what-is-cctv-sewer-inspection>, 2020.
51. Cieslak, O., "Quels sont les outils et les actions à mettre en oeuvre pour réduire les eaux claires parasites dans les réseaux d'assainissement? Cas d'étude de la commune Mézos."
52. Qu'est-ce que le chemisage de canalisation ? - Asos Assainissement, <https://asos-assainissement.com/blog/le-saviez-vous/quest-ce-que-le-chemisage-de-canalisation>, Apr. 2024.

53. Chemisage de canalisations : réparation sans casse en Corse du Sud, May 2024.
54. Tubage | AXEO TP, <https://www.axeo-tp.fr/eau-potable-techniques-speciales/tubage>, Apr. 2024.
55. Aquarex Équipement - Réhabilitation sans tranchée - Le principe, https://www.aquarex-equipement.fr/rehabilitation_sans_tranchee/le_principe, Apr. 2024.
56. Fédération canadienne des municipalités, "Choix de techniques de réhabilitation ou de remplacement de conduites d'égout", 2003.
57. Zhao, J.Q., "Réhabilitation par tubage des conduites d'eau au moyen de tubes en polyéthylène à haute densité," 4 p., 2003, doi:10.4224/40002893.
58. "Réhabilitation sans tranchée réseaux eau potable résine - ART Europe," <https://www.artcanalisation.com>, Apr. 2024.
59. Rossman, L.A. and Huber, W.C., "Storm Water Management Model Reference Manual - Volume I - Hydrology", 2016.
60. Manuel SWMM 5 | PDF | Bouton (informatique) | Perméabilité (fluide), <https://fr.scribd.com/doc/133449064/Manuel-Swmm-5>, Apr. 2024.
61. Rossman, L.A., "Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1", 2015.
62. Telliez, M., "EPA SWMM 5: Manuel d'initiation 2010", Apr. 2024.
63. Soares-Frazao, S., "Hydraulics of sewer," Feb. 2024.
64. Ovalo, "Consommation et répartition de l'eau dans les ménages", *Ovalo*, 2021.
65. Louvain-la-Neuve, *Wikipédia*, 2024.
66. Ce qu'il faut savoir... — Ottignies Louvain-la-Neuve, Document, <https://www.tourisme-olln.be/decouvrez/une-ville-deux-centres-urbains/ce-qu-il-faut-savoir>, Feb. 2024.
67. Ensminger, D., "Ultrasonics: Fundamentals, Technology, Applications, Second Edition, Revised and Expanded," CRC Press, ISBN 978-0-8247-7659-6, 1988.
68. The Benefits of Real-Time Water Level Monitoring with Ultrasonic Sensors, <https://www.boquinstrument.com/the-benefits-of-real-time-water-level-monitoring-with-ultrasonic-sensors>, May 2024.
69. Ultrasonic Sensors: Advantages and Limitations, <https://maxbotix.com/blogs/blog/advantages-limitations-ultrasonic-sensors>, 2019.
70. (PDF) Canal Khafagi-Venturi - Mesure de débit en caniveaux ouverts, <https://dokumen.tips/documents/canal-khafagi-venturi-mesure-de-debit-en-caniveaux-ouverts.html>, May 2024.
71. Lesne, L., "Analyse de la connectivité fonctionnelle des milieux ouverts et semi-ouverts à Louvain-la-Neuve," 2022.
72. Rossman, L.A., "Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1."

ANNEXE A : CARTE D'OCCUPATION DES SOLS DE LOUVAIN-LA-NEUVE

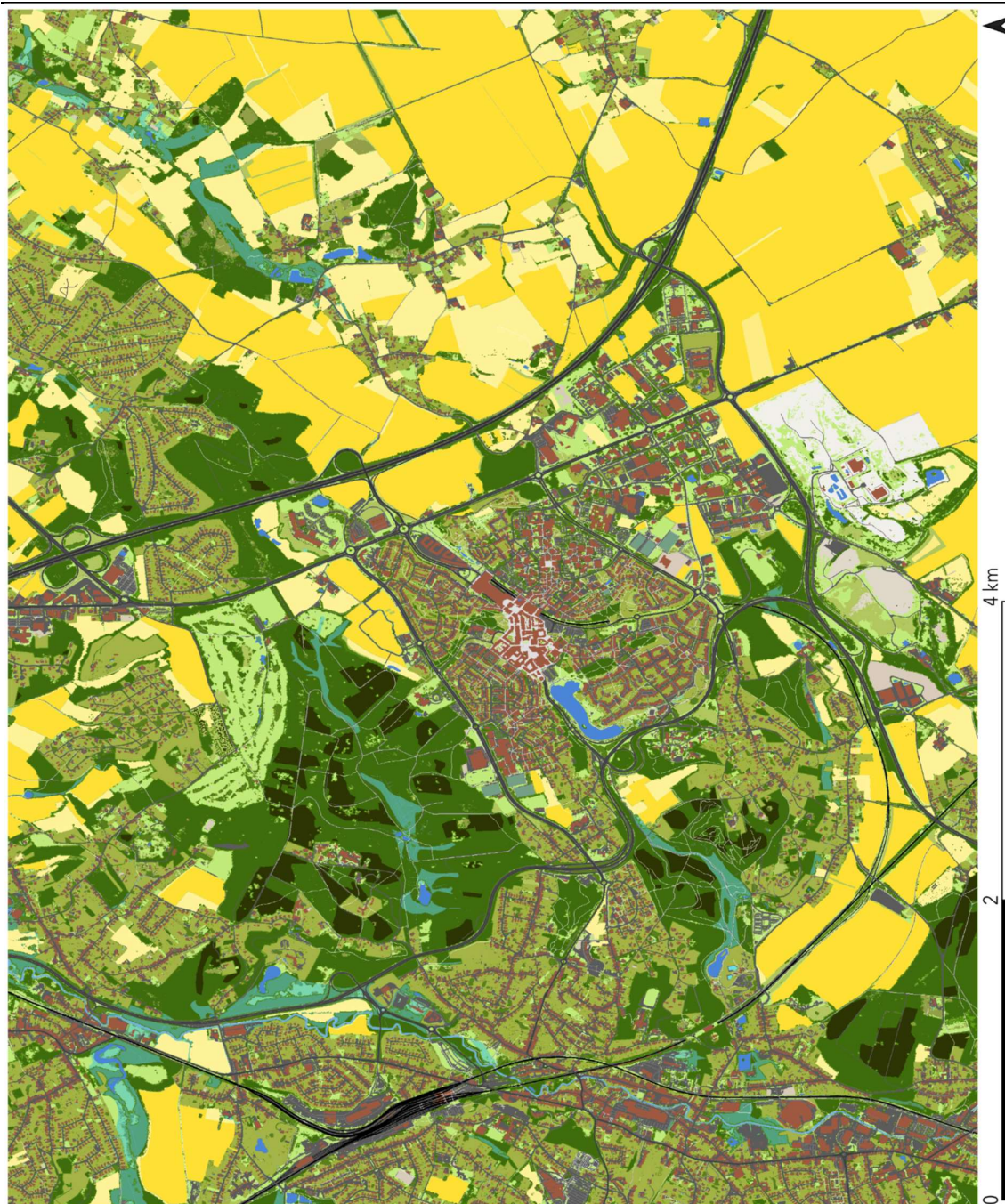


Figure 0-1: Carte d'occupation des sols réalisée par Louise Lesne [71].

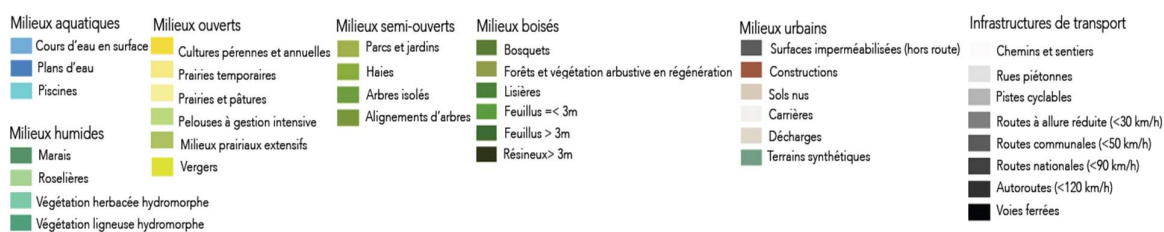


Figure 0-2: Légende de la carte d'occupation des sols [71].

ANNEXE B : COEFFICIENTS DE MANNING – CONDUITES

Conduit Material	n
Asbestos-cement pipe	0.011 - 0.015
Brick	0.013 - 0.017
Cast iron pipe	
- Cement-lined & seal coated	0.011 - 0.015
Concrete (monolithic)	
- Smooth forms	0.012 - 0.014
- Rough forms	0.015 - 0.017
Concrete pipe	0.011 - 0.015
Corrugated-metal pipe (1/2-in. x 2-2/3-in. corrugations)	
- Plain	0.022 - 0.026
- Paved invert	0.018 - 0.022
- Spun asphalt lined	0.011 - 0.015
Plastic pipe (smooth)	0.011 - 0.015
Vitrified clay	
- Pipes	0.011 - 0.015
- Liner plates	0.013 - 0.017

Figure 0-1: Coefficients de Manning pour les conduites [72].

ANNEXE C : COEFFICIENTS DE MANNING – BASSIN VERSANT

Surface	n
Smooth asphalt	0.011
Smooth concrete	0.012
Ordinary concrete lining	0.013
Good wood	0.014
Brick with cement mortar	0.014
Vitrified clay	0.015
Cast iron	0.015
Corrugated metal pipes	0.024
Cement rubble surface	0.024
Fallow soils (no residue)	0.05
Cultivated soils	
Residue cover < 20%	0.06
Residue cover > 20%	0.17
Range (natural)	0.13
Grass	
Short, prairie	0.15
Dense	0.24
Bermuda grass	0.41
Woods	
Light underbrush	0.40
Dense underbrush	0.80

Figure 0-1: Coefficients de Manning pour les sols [72].

ANNEXE D : COEFFICIENTS POUR LA VALEUR CN

Group	Meaning	Saturated Hydraulic Conductivity (in/hr)
A	Low runoff potential. Water is transmitted freely through the soil. Group A soils typically have less than 10 percent clay and more than 90 percent sand or gravel and have gravel or sand textures.	> 1.42
B	Moderately low runoff potential. Water transmission through the soil is unimpeded. Group B soils typically have between 10 percent and 20 percent clay and 50 percent to 90 percent sand and have loamy sand or sandy loam textures.	0.57 – 1.42
C	Moderately high runoff potential. Water transmission through the soil is somewhat restricted. Group C soils typically have between 20 percent and 40 percent clay and less than 50 percent sand and have loam, silt loam, sandy clay loam, clay loam, and silty clay loam textures.	0.06 - 0.57
D	High runoff potential. Water movement through the soil is restricted or very restricted. Group D soils typically have greater than 40 percent clay, less than 50 percent sand, and have clayey textures.	< 0.06

Figure 0-1: Définition des groupes de sols hydrologiques.

Land Use Description	Hydrologic Soil Group			
	A	B	C	D
Cultivated land				
Without conservation treatment	72	81	88	91
With conservation treatment	62	71	78	81
Pasture or range land				
Poor condition	68	79	86	89
Good condition	39	61	74	80
Meadow				
Good condition	30	58	71	78
Wood or forest land				
Thin stand, poor cover, no mulch	45	66	77	83
Good cover ²	25	55	70	77
Open spaces, lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.				
Good condition: grass cover on 75% or more of the area	39	61	74	80
Fair condition: grass cover on 50-75% of the area	49	69	79	84
Commercial and business areas (85% impervious)	89	92	94	95
Industrial districts (72% impervious)	81	88	91	93
Residential ³				
Average lot size (% Impervious ⁴)				
1/8 ac or less (65)	77	85	90	92
1/4 ac (38)	61	75	83	87
1/3 ac (30)	57	72	81	86
1/2 ac (25)	54	70	80	85
1 ac (20)	51	68	79	84
Paved parking lots, roofs, driveways, etc. ⁵	98	98	98	98
Streets and roads				
Paved with curbs and storm sewers ⁵	98	98	98	98
Gravel	76	85	89	91
Dirt	72	82	87	89

Figure 0-2: Valeur CN

ANNEXE E : SIMULATIONS DE PLUIES POUR MARIE D'OIGNIES

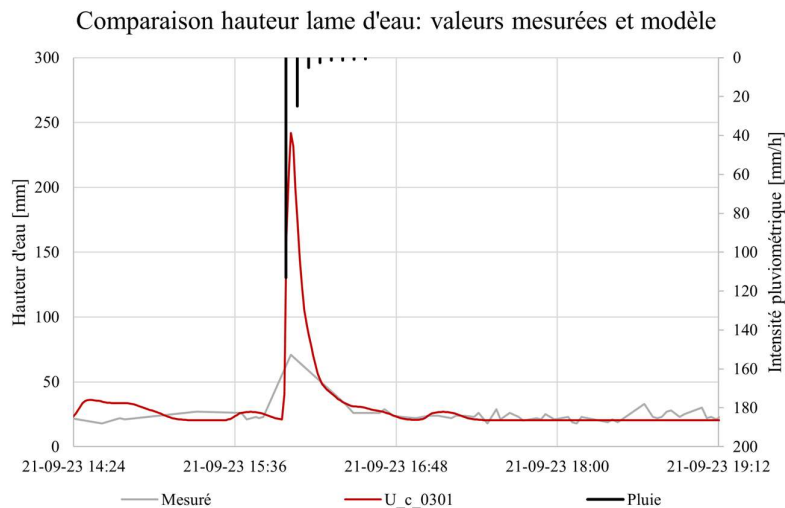


Figure 0-2: Simulation de la pluie du 21 septembre 2023 introduite au nœud U_c_0301.

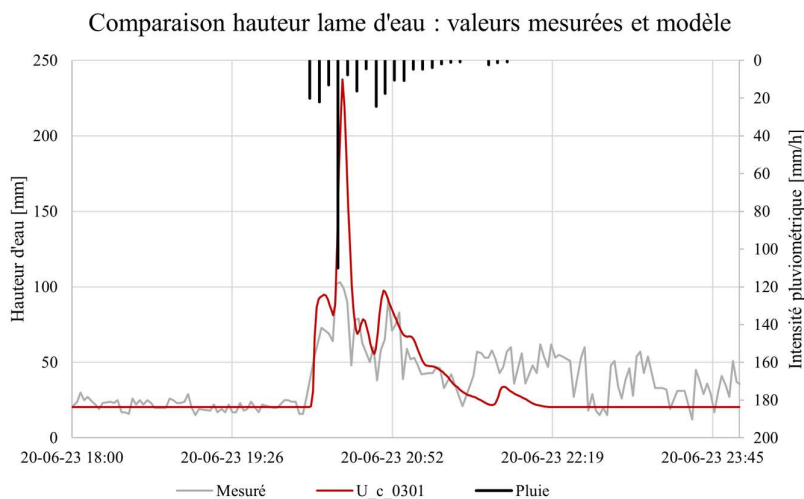
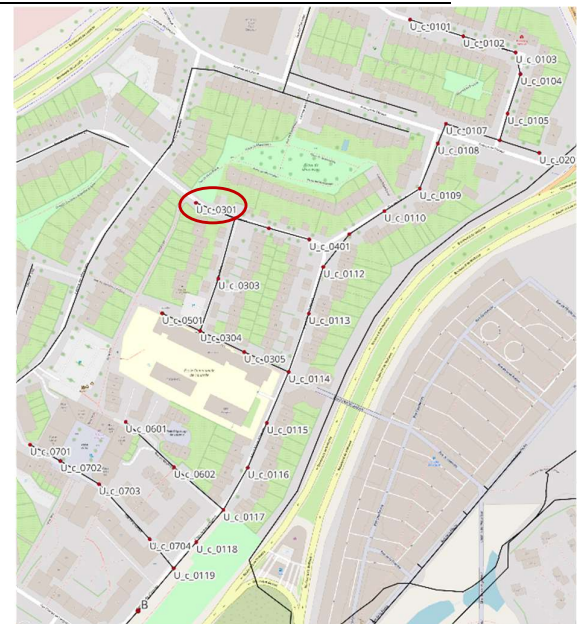
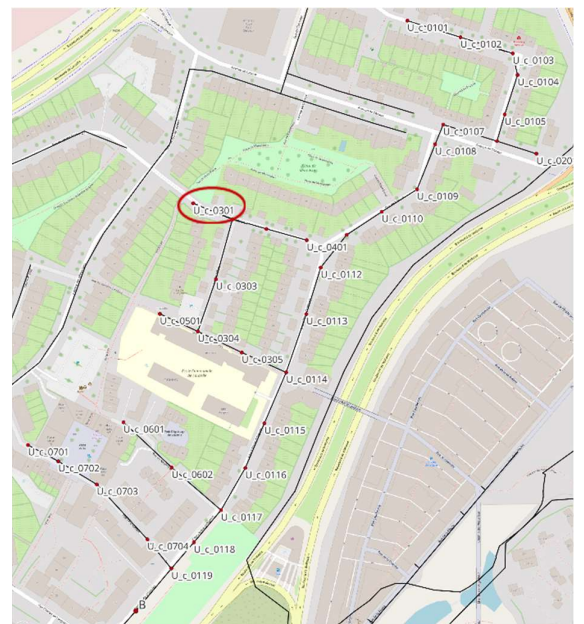


Figure 0-1: Simulation de la pluie du 20 juin 2023 introduite au nœud U_c_0301.



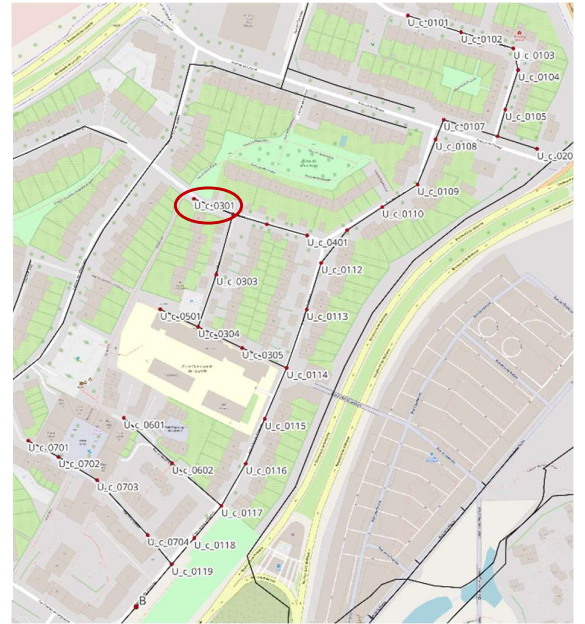
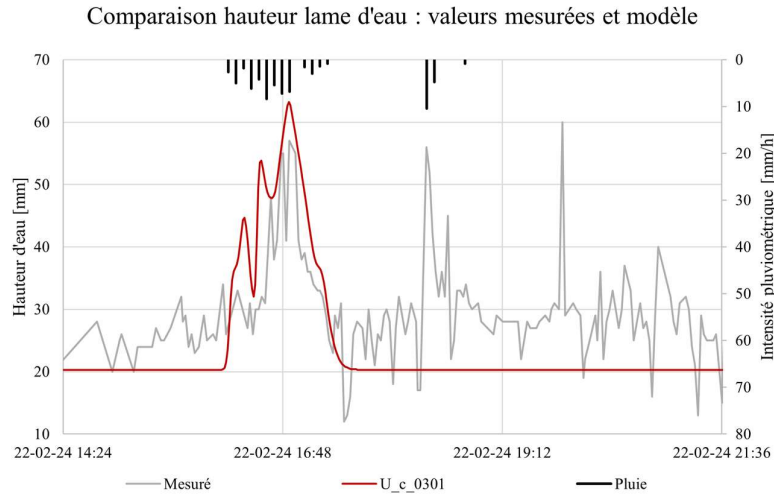


Figure 0-3: Simulation de la pluie du 22 février 2024 introduite au nœud U_c_0301.

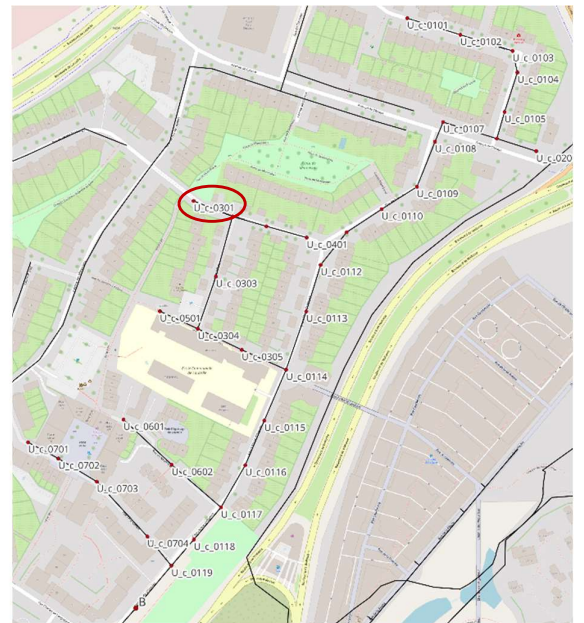
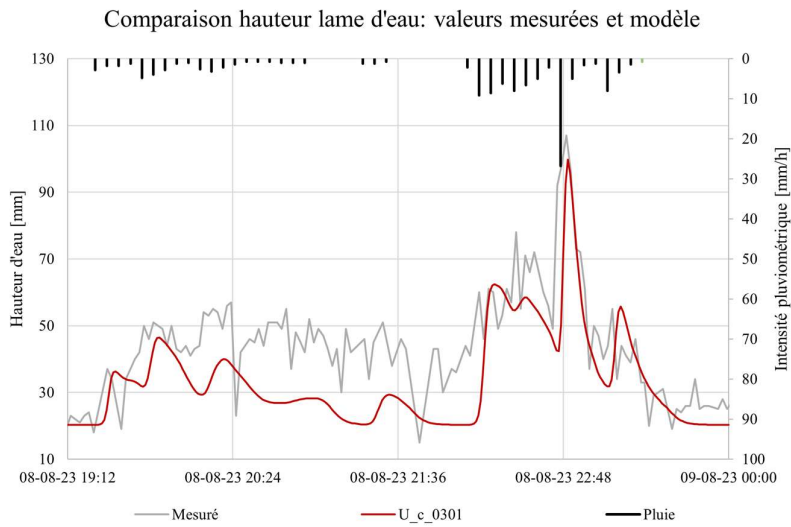


Figure 0-4: Simulation de la pluie du 8 août 2023 introduite au nœud U_c_0301 - 1 minute de décalage au pic.

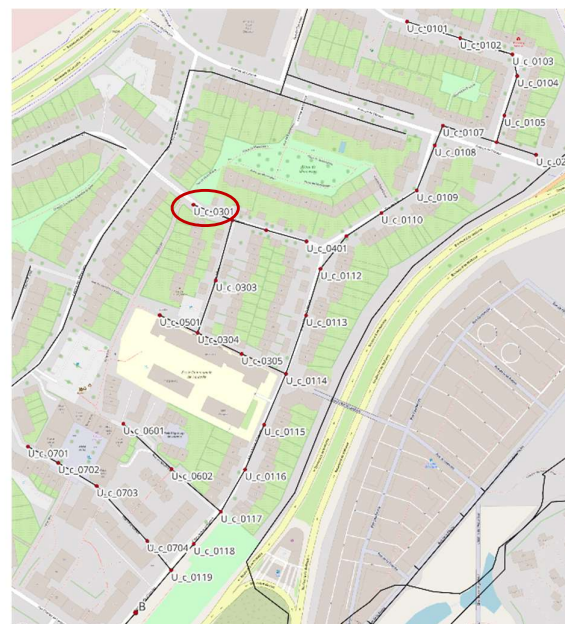
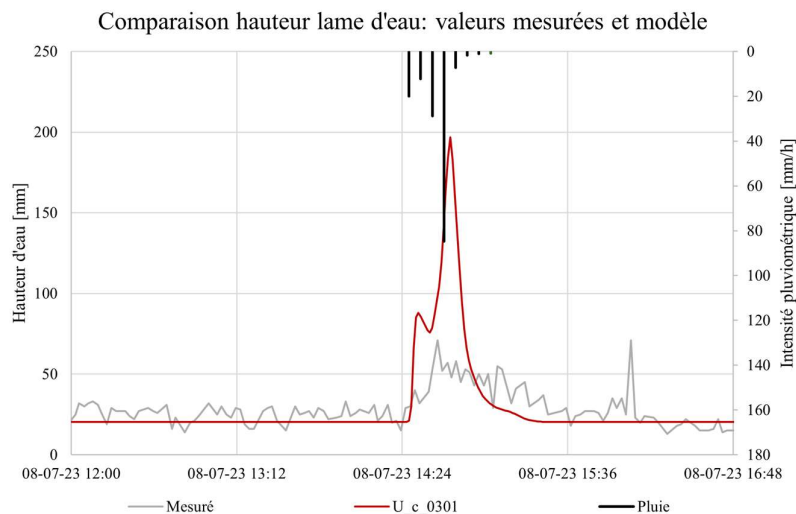


Figure 0-5: Simulation de la pluie du 8 juillet 2023 introduite au nœud U_c_0301.

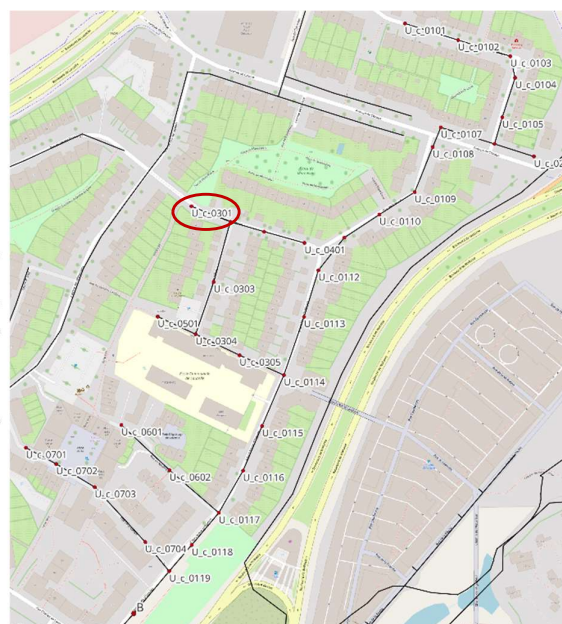
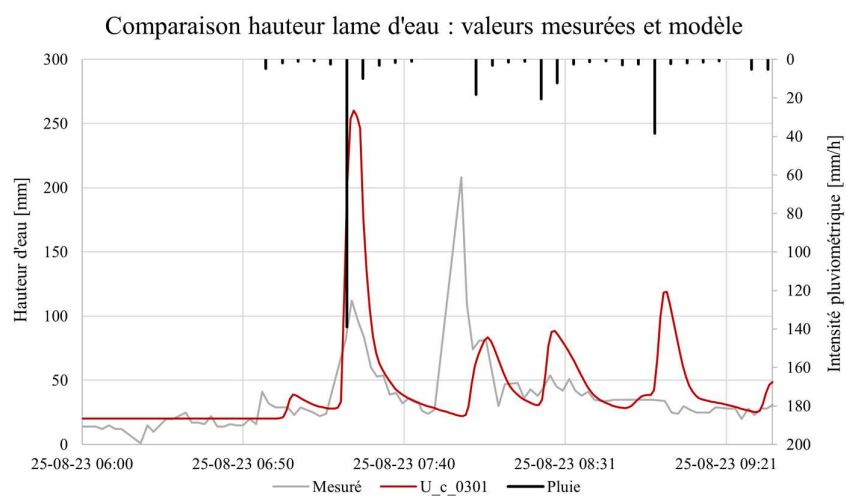
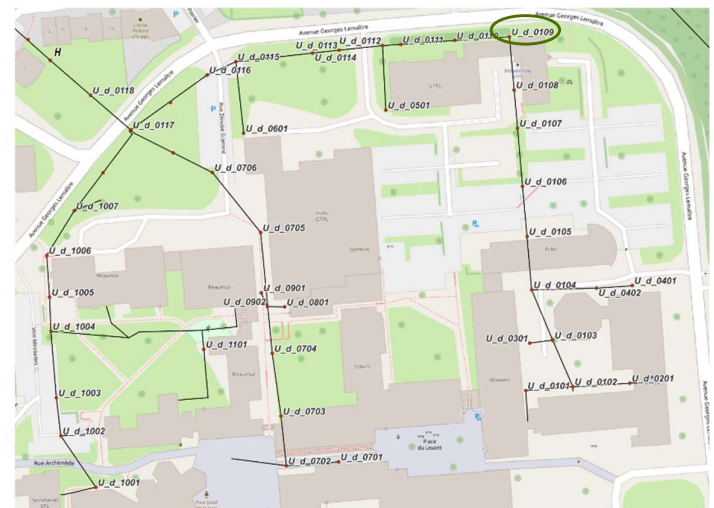
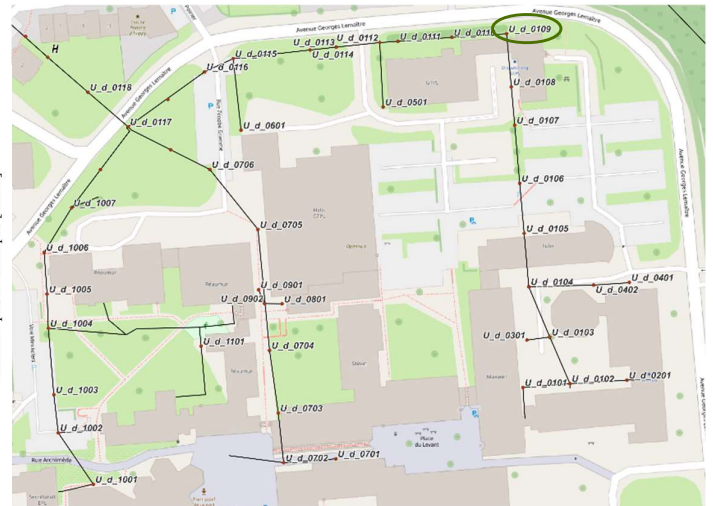


Figure 0-6: Simulation de la pluie du 25 août 2023 introduite au nœud U_c_0301 – 1 minute de décalage au pic.



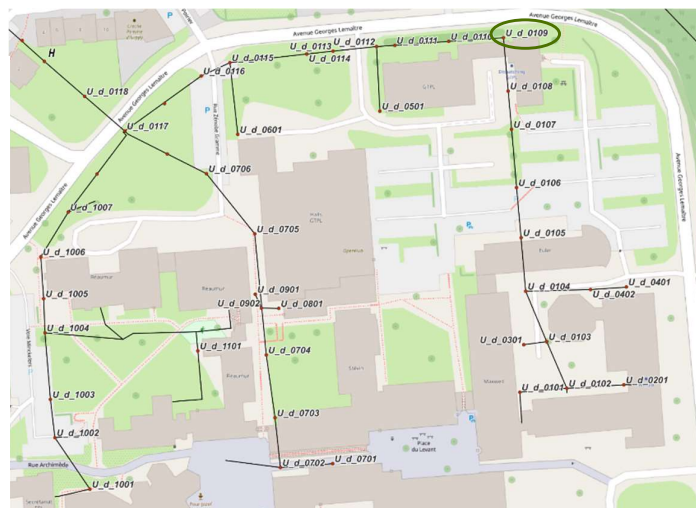
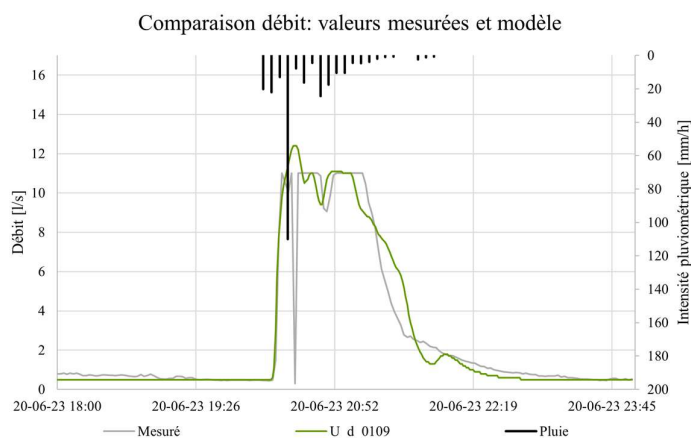


Figure 0-3: Simulation de la pluie du 20 juin 2023 introduite au point U_d_0109.

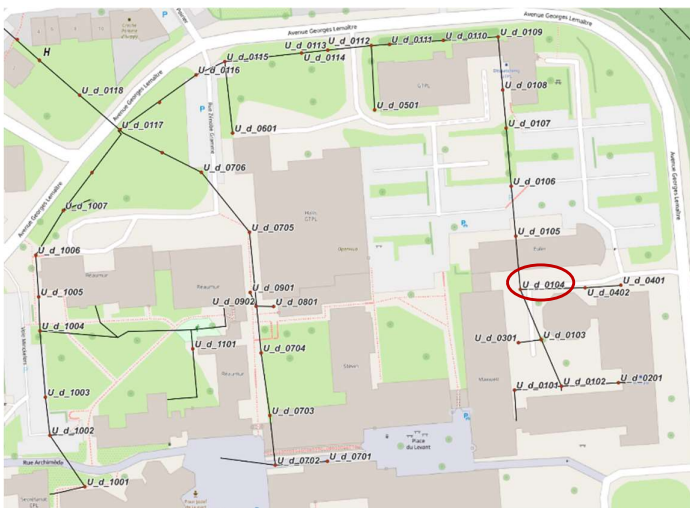
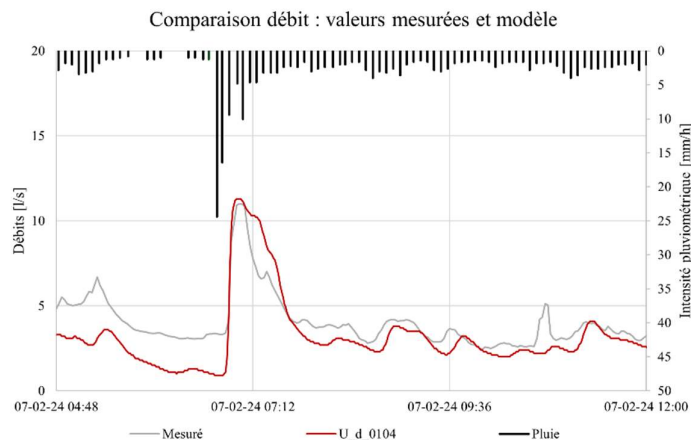


Figure 0-4: Simulation de la pluie du 7 février 2024 introduite au point U_d_0104.

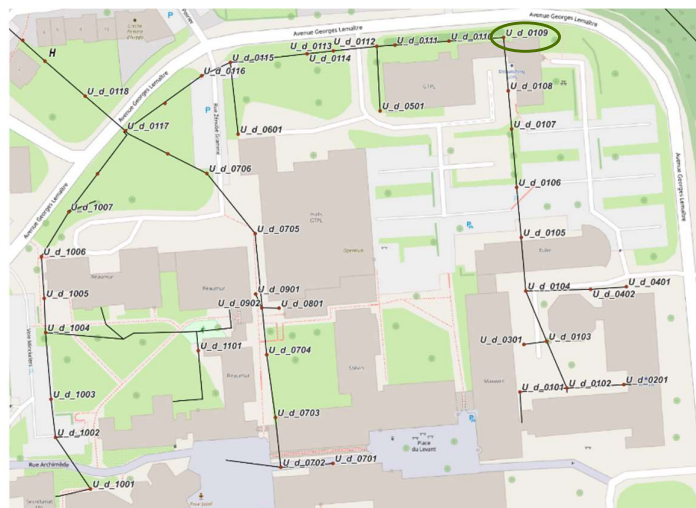
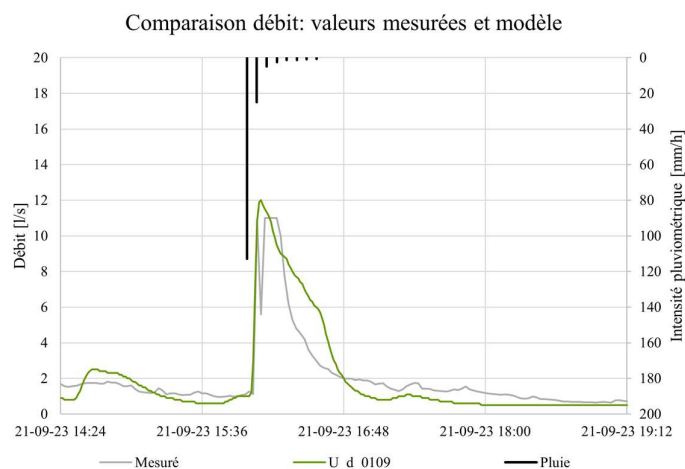


Figure 0-5: Simulation de la pluie du 21 septembre 2023 introduite au nœud U_d_0109.

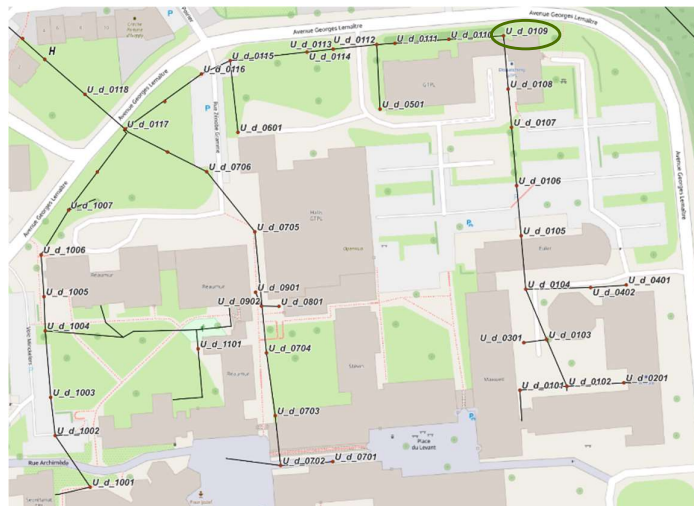
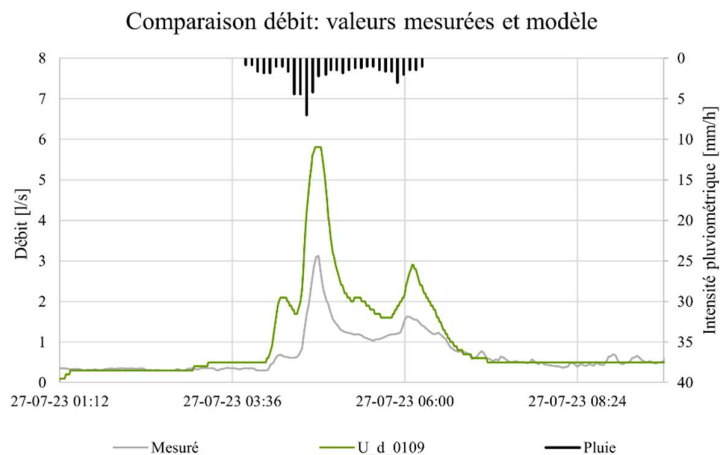


Figure 0-6: Simulation de la pluie du 27 juillet 2023 introduite au nœud U_d_0109.

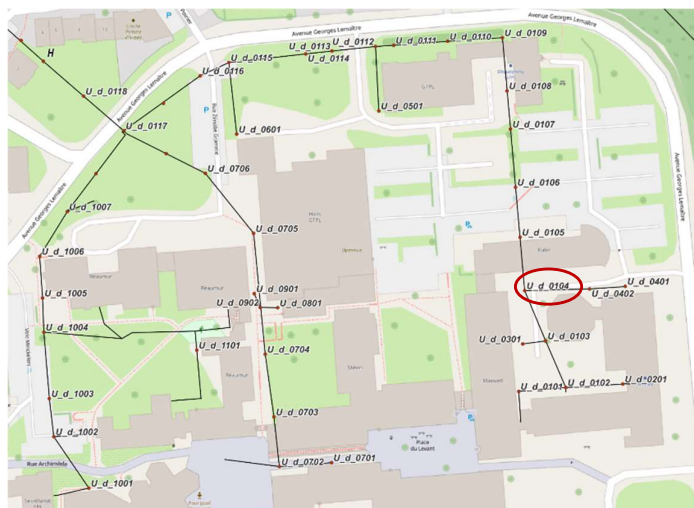
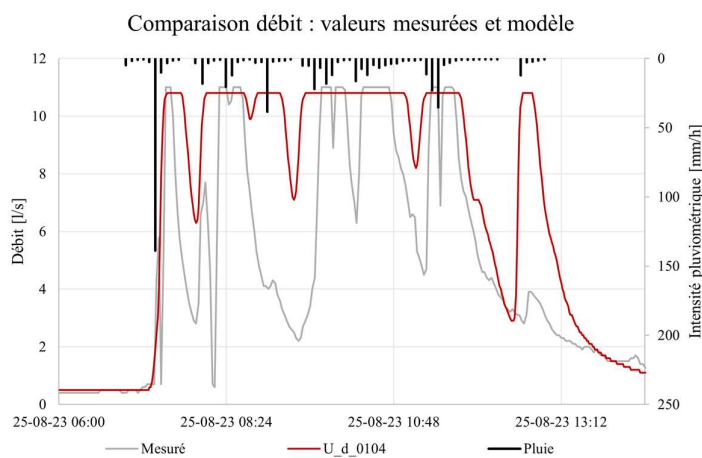


Figure 0-7: Simulation de la pluie du 25 août 2023 introduite au nœud U_d_0104.

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain

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