N°d'ordre NNT : 2024ISAL0030

THESE de DOCTORAT DE L'INSA LYON, membre de l'Université de Lyon

Ecole Doctorale N° 162

Mécanique, Energétique, Génie civil, Acoustique

Discipline de doctorat : Génie civil

Soutenue publiquement le 4 avril 2021, par :

Violeta A. Montoya-Coronado

Mise au point d'une méthodologie de déconnexion des eaux urbaines à l'échelle d'un bassin versant

---

Devant le jury composé de :

Sophie Duchesne	Professeure	INRS Canada	Rapporteure
Fabrice Rodriguez	Chercheur IDTPE, HDR	Gustave Eiffel	Rapporteur
Katia Chancibault	Chargée de Recherche DD	Gustave Eiffel	Examinatrice
Fabienne Favre Boivin	Professeure	HES HEIA Suisse	Examinatrice
Elisabeth Sibeud	Responsable du service pilotage assainissement eaux usées et eaux pluviales	Direction de l'Eau de la Métropole de Lyon	Invitée
Gislain Lipeme-Kouyi	Professeur des universités	INSA-Lyon	Directeur
Hélène Castebrunet	Maîtresse de Conférences	IGE-Grenoble	Co-directrice
Damien Tedoldi	Maître de Conférences	INSA-Lyon	Co-encadrant
Pascal Molle	Directeur de recherche	INRAE-Lyon	Co-encadrant

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

INSTITUT NATIONAL
DES SCIENCES
APPLIQUÉES
LYON

Département de la Formation par la Recherche
et des Études Doctorales (**FEDORA**)

Bâtiment INSA direction, 1er étage
37, av. J. Capelle
69621 Villeurbanne Cédex
fedora@insa-lyon.fr

Référence : TH1081_MONTOYA CORONADO Violeta Alexandra

L'INSA Lyon a mis en place une procédure de contrôle systématique via un outil de détection de similitudes (logiciel Compilatio). Après le dépôt du manuscrit de thèse, celui-ci est analysé par l'outil. Pour tout taux de similarité supérieur à 10%, le manuscrit est vérifié par l'équipe de FEDORA. Il s'agit notamment d'exclure les auto-citations, à condition qu'elles soient correctement référencées avec citation expresse dans le manuscrit.

Par ce document, il est attesté que ce manuscrit, dans la forme communiquée par la personne doctorante à l'INSA Lyon, satisfait aux exigences de l'Etablissement concernant le taux maximal de similitude admissible.

INSA LYON
Campus LyonTech La Doua
20, avenue Albert Einstein - 69621 Villeurbanne cedex - France
Tél. +33 (0)4 72 43 83 83 - Fax +33 (0)4 72 43 85 00
www.insa-lyon.fr

membre de UNIVERSITÉ DE LYON

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Département FEDORA – INSA Lyon - Ecoles Doctorales

SIGLE	ECOLE DOCTORALE	NOM ET COORDONNEES DU RESPONSABLE
ED 206 CHIMIE	CHIMIE DE LYON https://www.edchimie-lyon.fr Sec. : Renée EL MELHEM Bât. Blaise PASCAL, 3e étage secretariat@edchimie-lyon.fr	M. Stéphane DANIELE C2P2-CPE LYON-UMR 5265 Bâtiment F308, BP 2077 43 Boulevard du 11 novembre 1918 69616 Villeurbanne directeur@edchimie-lyon.fr
ED 341 E2M2	ÉVOLUTION, ÉCOSYSTÈME, MICROBIOLOGIE, MODÉLISATION http://e2m2.universite-lyon.fr Sec. : Bénédicte LANZA Bât. Atrium, UCB Lyon 1 Tél : 04.72.44.83.62 secretariat.e2m2@univ-lyon1.fr	Mme Sandrine CHARLES Université Claude Bernard Lyon 1 UFR Biosciences Bâtiment Mendel 43, boulevard du 11 Novembre 1918 69622 Villeurbanne CEDEX e2m2.codir@listes.univ-lyon1.fr
ED 205 EDISS	INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES-SANTÉ http://ediss.universite-lyon.fr Sec. : Bénédicte LANZA Bât. Atrium, UCB Lyon 1 Tél : 04.72.44.83.62 secretariat.ediss@univ-lyon1.fr	Mme Sylvie RICARD-BLUM Laboratoire ICBMS - UMR 5246 CNRS - Université Lyon 1 Bâtiment Raulin - 2ème étage Nord 43 Boulevard du 11 novembre 1918 69622 Villeurbanne Cedex Tél : +33(0)4 72 44 82 32 sylvie.ricard-blum@univ-lyon1.fr
ED 34 EDML	MATÉRIAUX DE LYON http://ed34.universite-lyon.fr Sec. : Yann DE ORDENANA Tél : 04.72.18.62.44 yann.de-ordenana@ec-lyon.fr	M. Stéphane BENAYOUN Ecole Centrale de Lyon Laboratoire LTDS 36 avenue Guy de Collongue 69134 Ecully CEDEX Tél : 04.72.18.64.37 stephane.benayoun@ec-lyon.fr
ED 160 EEA	ÉLECTRONIQUE, ÉLECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE https://edeea.universite-lyon.fr Sec. : Philomène TRECOURT Bâtiment Direction INSA Lyon Tél : 04.72.43.71.70 secretariat.edeea@insa-lyon.fr	M. Philippe DELACHARTRE INSA LYON Laboratoire CREATIS Bâtiment Blaise Pascal, 7 avenue Jean Capelle 69621 Villeurbanne CEDEX Tél : 04.72.43.88.63 philippe.delachartre@insa-lyon.fr
ED 512 INFOMATHS	INFORMATIQUE ET MATHÉMATIQUES http://edinfomaths.universite-lyon.fr Sec. : Renée EL MELHEM Bât. Blaise PASCAL, 3e étage Tél : 04.72.43.80.46 infomaths@univ-lyon1.fr	M. Hamamache KHEDDOUCI Université Claude Bernard Lyon 1 Bât. Nautibus 43, Boulevard du 11 novembre 1918 69 622 Villeurbanne Cedex France Tél : 04.72.44.83.69 direction.infomaths@listes.univ-lyon1.fr
ED 162 MEGA	MÉCANIQUE, ÉNERGÉTIQUE, GÉNIE CIVIL, ACOUSTIQUE http://edmega.universite-lyon.fr Sec. : Philomène TRECOURT Tél : 04.72.43.71.70 Bâtiment Direction INSA Lyon mega@insa-lyon.fr	M. Etienne PARIZET INSA Lyon Laboratoire LVA Bâtiment St. Exupéry 25 bis av. Jean Capelle 69621 Villeurbanne CEDEX etienne.parizet@insa-lyon.fr
ED 483 ScSo	ScSo[1] https://edsciencessociales.universite-lyon.fr Sec. : Mélina FAVETON Tél : 04.78.69.77.79 melina.faveton@univ-lyon2.fr	M. Bruno MILLY (INSA : J.Y. TOUSSAINT) Univ. Lyon 2 Campus Berges du Rhône 18, quai Claude Bernard 69365 LYON CEDEX 07 Bureau BEL 319 bruno.milly@univ-lyon2.fr

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Remerciements

Quelle émotion de parvenir à cette page qui marque la fin de trois ans et demi d'un parcours exceptionnel et le souvenir précieux de toutes les étapes franchises. Ma thèse a été une belle aventure, dont le fruit de ce travail n'aurait pas été le même sans toutes les personnes qui ont contribué.

Je voudrais en premier lieu exprimer mes profonds remerciements à mes encadrants,

A **Gislain Lipeme Kouyi** et **Hélène Castebrunet** pour la confiance que vous m'avez accordée en m'acceptant comme doctorante. Votre soutien constant, vos précieux conseils et votre disponibilité tout au long de ce parcours doctoral ont été des éléments essentiels de ma réussite.

A **Damien Tedoldi**, pour son soutien éclairé et son implication constante, qui m'ont permis d'acquérir le recul et le discernement nécessaires pour parvenir jusqu'à ce jour. Merci pour ta disponibilité, ta bienveillance, ta rigueur et tes encouragements parfois très nécessaires qui m'ont transmis le sens de la célèbre phrase de George E. P. Box « *All models are wrong, but some are useful* ». Je garderai précieusement nos nombreuses conversations sur les données, les modèles et leurs usages tout au long de ma carrière.

A **Pascal Molle**, pour avoir apporté le recul nécessaire à chaque étape de cette thèse et pour m'avoir permis de participer de près ou de loin aux projets connexes du projet TONIC. Je tiens aussi à te remercier de m'avoir accueillie à REVERSAAL.

Gislain, **Hélène**, **Damien**, **Pascal**, je vous adresser mes plus sincères remerciements pour la confiance et le soutien que vous m'avez accordée tout au long de cette aventure. Votre bonne humeur et votre enthousiasme ont contribué à rendre ces trois années extrêmement agréables. Je n'aurais pu avoir de meilleur encadrement de thèse tant sur le plan humain que scientifique.

Je souhaite adresser mes remerciements les plus chaleureux aux membres du jury qui ont accepté de consacrer leur temps et leur expertise à la lecture et à l'évaluation de mon travail de thèse : **Sophie Duchesne**, **Fabrice Rodriguez**, **Katia Chancibault**, **Elisabeth Sibeud** et **Fabienne Favre Boivin.**

Je souhaite remercier **les Agences de l'Eau Adour Garonne** et **Rhône Méditerranée-Corse**, l'**Office Français de la Biodiversité** et l'**Ecole Universitaire de Recherche des Sciences de l'Eau et des Hydrosystèmes** pour leur soutien financier et technique ainsi qu'à la **Direction Eaux et Déchets de la Métropole de Lyon**, l'**Observatoire de Terrain en Hydrologie Urbaine** (OTHU) et la **Ville de Figeac** pour leur collaboration qui a rendu possible cette thèse.

Je tiens à remercier les techniciens de l'OTHU pour leur collaboration le long de cette thèse. **Nicolas Walcker**, **Stéphane Vacherie** et **Serge Naltchayan**, votre bonne humeur et compagnie dans l'exploitation des données m'a aidé à établir les piliers de cette thèse, vous avez apporté un éclairage à toutes mes questions existentielles et vous m'aurez appris la complexité qui existe dans la métrologie.

Un grand merci également à **Nathalie Desjardin** pour ton aide précieuse dans toutes mes démarches administratives. Ta réactivité innée a été d'une grande aide. Merci pour ta bienveillance et ton côté très humain.

Ma profonde gratitude envers celles et ceux qui ont contribué « indirectement » à ma thèse, mais sans qui ce parcours n'aurait pas été le même.

Aux collègues du Laboratoire DEEP, **REVERSAAL**, **GRAIE** et **ENTPE** sans qui mon séjour n'aurait pas été si enrichissant tant sur le plan scientifique comme humain.

A ceux et celle qui m'ont précédé, à ces pionniers et guides bienveillants qui ont traversé ce chemin avant moi et dont leur amitié et conseils ont été précieux : **Amin Laafar**, **Eloïse Lenormand**, **Fréderic Gogien**, **Helen Coarita**, **Vincent Pons**, **Gersende Fernandez**, **Janett Ruiz** et **Julie Figueras**.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Aux doctorants du laboratoire que j'ai eu l'immense plaisir de rencontrer : **Sophie Guillaume**, **Milena Chabert**, **Wen Dai**, **Mathis Lemonnier**, **Rodolphe Vautherin**, **Emma Girot**, **Gabrielle Deslandes**, **Myriam Kellou** et **Zoé Iannuzzi**. Courage aux futurs docteur.e.s !!

Aux collègues et amis brésiliens du bureau 120, **Adjane Damasceno**, **Mariana Moreira**, **Maria Gisi**, **Loide Angelini**, **Matheus Cavali** et **Igor Quaresma**, qui m'ont accompagnée à différents moments de ma thèse et de ma vie lyonnaise, je tiens à exprimer ma profonde gratitude. Votre amitié et votre soutien ont été un véritable refuge, transformant notre groupe en une famille soudée et chaleureuse.

A **Elodie Varennes**, pour l'organisation des Entraides-Doctorant, ton soutient et ta bienveillance ont été des bouées de sauvetage dans les moments difficiles.

A **Manon Brossat**, co-marathonienne de rédaction et de soutenance (à une semaine d'écart !). J'ai été heureuse de partager ces dernières semaines en ta compagnie.

Je voudrais remercier tout particulièrement ma jumelle de thèse (à un petit Lou près) : **Noémie Etienne**. Depuis le tout début de nos thèses nous nous sommes retrouvées pour ne plus nous quitter et partager cette aventure jusqu'au bout. Regarde-nous, à finir notre marathon avec trois semaines d'écart ! J'ai été très heureuse de partager tous ces méandres administratifs (qui, sans ton aide, semblaient éternelles !) et tous ces moments à l'intérieur du labo (devant nos écrans illuminés par Python, entourées de tasses de café/thé et biscuits) comme à l'extérieur (avec un Kebab ou bien aux bords de la rivière).

Je finirai par remercier les personnes qui ne font pas partie du contexte immédiat de ce travail, mais dont le soutien a rendu possible de cette thèse,

Aux Auvergnats et Corréziens de cœur, **Sylvain Dernat**, **Elodie Pastor**, **Laurianne** et **Benoit Berger** et **Thomas Martinet** pour les aventures en Correze, Clermont, Saignes, Saugane. A **Madelaine** et **Francois Johanny** pour nos inoubliables asados y bailongos. Votre compagnie m'a permis de respirer et de recharger les énergies qui m'ont aidé à franchir la dernière ligne droite.

Aux amis du comité, **Josianne et Henri Hocdé**, **Marta Chacon**, **Bruno Rapidel, Michel Dulcire**, et **Donaldo Meynard**, vous avez été à mes coté depuis bien longtemps, pour trinquer chaque succès de mon jeune parcours, et vous m'avait aidé à surmonter les consternations de notre petit pays. Je vous remercie profondément.
Je tiens tout particulièrement à remercier **Florent Maraux**, mon tonton français et ami exceptionnel, relecteur minutieux du présent manuscrit, capitain incontesté de notre asso, partenaire à l'antenne Radio-Clapas, super-héros des déménagements (sans cape mais avec une sacrée paire de bras !), et architecte de tous ces moments mémorables qu'on a empilés au fil des dernières années. Merci pour chaque coup de main derrière les coulisses et pour les nombreux conseils qui m'épaulent dans mes choix professionnels depuis bien longtemps.

A **Daniella Portela** et **Marlon Schlinschling**, plus que des « v.a » (blague entre nous) vous êtes devenu une famille choisie avec qui j'ai pu compter du début jusqu'à la fin de ce parcours. Vous êtes toujours restés prêts à me soutenir, à m'encourager, et à me remonter le moral dans tous ces occasions où j'étais « au bout de ma vie ». Merci pour ces trois dernières années ensemble remplies de voyages (plus de ski svp), diners, sorties, BBQs, films et moments de bonheur (avec ou sans Plumita). Dani, c'est bientôt ton tour future Docteure !!

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

A mis queridos padres, **Violeta Coronado y Alberto Montoya**, les deseo expresar mi más profundo agradecimiento por los sacrificios que han realizado para darme la educación que he tenido. Les estoy profundamente agradecida por el amor incondicional que me han brindado y por estar presentes, a pesar de la distancia que nos separa, en cada momento en que los he necesitado. Gracias por ser los faros en mi vida.

A mi querido hermano, **Luis Alberto**, le admiro sinceramente por su inquebrantable perseverancia y su incansable energía, cualidades de las que siempre he aprendido y he tomado ejemplo. Agradezco profundamente su guía y su aliento en estos últimos años. A mi querida cuñada, **Helen Davilene**, le doy las gracias por su constante apoyo y ánimos. Gracias a los dos por traer al mundo a mis adorables sobrinos, **Izel** y **Yalí**, quienes llegaron durante el transcurso de mi tesis a alegrar nuestras vidas.

A mi entrañable hermana, **Gabriela Paola**, le agradezco por las risas y los momentos de locura que hemos compartido. Agradezco profundamente tenerte a mi lado en las buenas y las malas, has sido mi compañía y mi fortaleza indispensable estos últimos años.

Finalement, toute mon affection est pour **Smilton Garcia**, le seul qui pourra témoigner de la joie et parfois -surtout- le stress que j'ai souvent exprimé en privé. Merci pour ta compréhension, encouragement et amour. Sans ta compagnie, je n'aurais pas eu autant de tranquillité dans cette dernière ligne droite. Il nous restera que les bons souvenir partagés et surtout l'expertise œnologique que tu as acquise pendant notre séjour aux Côtes du Rhône. Pendant ces trois dernières années je n'ai pas été un modèle de disponibilité, mais je compte me rattraper dans nos nouvelles aventures à Montpellier.

Villeurbanne, Avril, 2024

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Résumé

Il est aujourd'hui indéniable que l'urbanisation impacte significativement le cycle de l'eau. Cette situation est exacerbée par le changement climatique qui menace davantage la disponibilité des ressources en eau douce. Les villes se voient confrontées à la nécessité d'adapter leurs systèmes de drainage urbain, et de mettre en place *une gestion intégrée des eaux pluviales visant à minimiser les rejets urbains par temps de pluie, notamment les rejets des déversoirs d'orage,* permettant ainsi de préserver la qualité des ressources en eau disponibles.

La gestion intégrée des eaux pluviales repose sur le déploiement de solutions de gestion à la source à l'échelle du bassin versant. Néanmoins, de telles pratiques suscitent des interrogations sur leur capacité à réduire les déversements lors d'événements pluvieux. Les travaux de cette thèse ont porté sur *la réduction des déversements par temps de pluie grâce à la mise en place d'une gestion des eaux pluviales à la source*. Trois objectifs sont visés : (i) comprendre et conceptualiser les phénomènes complexes du système urbain afin de développer un modèle hydrologique et hydraulique (HH) à l'échelle du bassin versant urbain qui soit peu gourmand en paramètres d'entrée, et qui puisse modéliser les déversements à l'échelle annuelle ; (ii) améliorer les connaissances sur l'élaboration des stratégies de gestion des eaux pluviales à la source permettant de répondre aux défis liés à la réduction des déversements du réseau unitaire et ; (iii) évaluer l'impact, sur les déversements, de la dissémination globale (à l'échelle du bassin versant) et ciblée (à l'échelle de sous-bassins versants) des ouvrages de gestions des eaux pluviales et leur robustesse pour faire face au changement climatique.

Pour répondre à ces objectifs, les différentes composantes urbaines contribuant aux déversements ont été caractérisées et quantifiées. Un ensemble important de données observées collectées sur deux sites contrastés (Ecully, près de Lyon et Figeac) a été utilisé pour développer un modèle HH parcimonieux, basé sur des approches physiques pour simuler les déversements. Le modèle a montré sa capacité à simuler les volumes déversés et fréquences de déversement à l'échelle annuelle. Ce modèle a été utilisé par la suite pour simuler des scénarios d'aménagement urbain. Les résultats confirment d'une part, que la gestion décentralisée des eaux pluviales permet de réduire le volume et la fréquence de déversements par temps de pluie et d'atténuer les effets du changement climatique. D'autre part, si une gestion basée sur la déconnexion et la désimperméabilisation permet de réduire efficacement le volume et la fréquence de déversements, il est nécessaire de considérer les caractéristiques hydrologiques du territoire (production de volume et vitesse de transfert) afin d'optimiser l'identification des emplacements appropriés dans le processus de planification urbaine. Pour les deux cas d'étude, l'effort doit être réparti sur des sous-bassins versants ciblés afin d'atteindre les niveaux réglementaires exigés.

Mots-clés : Bassin versant urbain, Déversoir d'orage, Déversements, Eaux pluviales, Hydrologie urbaine, Modélisation

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Abstract

Today, it is undeniable that urbanization significantly impacts the water cycle. This situation is exacerbated by climate change, which further threatens the availability of freshwater resources. Cities are faced to the necessity to adapt their urban drainage systems and to *implement integrated stormwater management, which aims to minimise urban discharges during rainy periods, from Combined Sewer Overflow (CSO),* and thereby preserve the quality of available water resources.

Integrated stormwater management relies on the deployment of source control solutions at the catchment scale. However, such practices raise questions about their ability to reduce CSO during rainfall events. This thesis focused on *reducing CSO through the implementation of source control stormwater management*. The objectives were threefold: (i) understand and conceptualize the complex phenomena of the urban system to develop a hydrological and hydraulic (HH) model at the urban catchment scale that requires few input parameters and can model discharges on an annual scale; (ii) improving knowledge on the development of source control stormwater management strategies to address the challenges related to discharges from the combined sewer system; and (iii) evaluating the impact on CSO of the widespread (at the catchment scale) and targeted (at the sub-catchment scale) dissemination of stormwater management facilities and their robustness in facing climate change.

To achieve these objectives, the different urban components contributing to CSO were characterized and quantified. A large set of observations collected at two contrasting sites (Ecully and Figeac) was used to develop a parsimonious HH model based on physical approaches to simulate CSO. The model showed its capacity to simulate the CSO volumes and frequencies on an annual scale. This model was subsequently used to simulate urban development scenarios. The results confirm, on the one hand, that decentralized stormwater management can reduce the CSO volume and frequency and mitigate the effects of climate change. On the other hand, while management based on disconnection and desilting can effectively reduce the CSO volume and frequency, it is necessary to consider the hydrological characteristics of the territory (volume production and transfer) to optimize the identification of appropriate locations in the urban planning process. For both case studies, the effort must be distributed over targeted sub-catchments to fulfil the required regulatory requirements.

Keywords: Combined Sewer Overflow, Modelling, Storm overflow, Stormwater, Urban catchment, Urban hydrology

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Sommaire

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

REMERCIEMENTS I
RÉSUMÉ IV
ABSTRACT II
SOMMAIRE VI
LISTE DES SYMBOLES ET DES ABRÉVIATIONS XI

INTRODUCTION GÉNÉRALE 1

Cadre et Financement du travail de thèse 3
Contexte de la thèse 3
Problématique et questions scientifiques soulevées 6
Objectifs de la thèse 7
Structure de la thèse 8
Communications et posters 10

CHAPITRE 1. RÉDUCTION DES DÉVERSEMENTS À L'AIDE DE STRATÉGIES DE GESTION DES EAUX PLUVIALES À LA SOURCE : ÉTAT DE L'ART DES PRATIQUES DE MODÉLISATION, ÉLABORATION DES SCÉNARIOS ET PERFORMANCES 13

Avant-propos 15
Abstract 16
1 Introduction 17
2 Methodology: selection of the studies sample 20
3 General observations about the corpus 21
3.1 Geographical origin 21
3.2 Study drivers and CSO evaluation criteria 21
3.3 Modelling tools 21
4 Spatio-temporal model resolution 22
4.1 Spatial discretization 22
4.1.1 How are catchments and sub-catchments delimited? 22
4.1.2 Which spatial discretization for urban catchment scale models? 22
4.2 Rainfall data and temporal scale of simulations 23
4.2.1 Temporal scale of simulations 23
4.2.2 Temporal discretization 25
5 How to model the urban catchment compartment and what is lacking? 25
5.1 Considered urban catchment compartments 25
5.2 Conceptual models for urban drainage systems 27
5.2.1 Rainfall-runoff model 27
5.2.2 Infiltration and subsurface flow models 28
5.2.3 Flow routine model 29
5.2.4 Combined sewer overflow models 29
5.2.5 Quality model: build-up, wash-off and pollutant transfer models 30
5.3 Calibration and validation: a challenging step at the catchment scale 31

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

5.3.1 Parameters to calibrate the model 31
5.3.2 Metrics for calibration and validation phases 32
5.3.3 Temporal scale of dataset to calibrate and evaluate the model 34
5.3.4 Discussion about the calibration and validation. 34
5.4 Large scale SUDS modelling approaches 35
6 SUDS planning scenarios: scenario elaboration and selection 36
6.1 SUDS scenario élaboration 36
6.1.1 Which SUDS? 37
6.1.2 How many SUDS and which size of SUDS? 37
6.1.3 Where to implement them? 38
6.1.4 Correlation between the modelling approaches selection and scenario elaboration 38
6.2 SUDS scenario selection 39
6.2.1 Which typology of SUDS frequently modelled 39
6.2.2 SUDS performance indicators for comparing modelled scenarios 39
6.2.3 Methods used for relevant scenarios selection 42
6.3 SUDS scenarios performances 43
7 Conclusion and perspectives 44

CHAPITRE 2. DÉVELOPPEMENT D'UN MODÈLE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE GLOBAL À BASE PHYSIQUE POUR SIMULER LES DÉVERSEMENTS 47

Avant-propos 49
Abstract 50
1 Introduction 51
2 Material and methods 53
2.1 Concepts and terminology 53
2.2 Description of the study area and monitoring data 54
2.3 Data pretreatment: identification of hydrograph components 55
2.4 Data driven hydrological model description 56
2.4.1 Conceptual model 57
2.4.2 Parameter calibration 59
2.5 Uncertainties propagation: from observed data to model simulation 62
2.6 Model accuracy evaluation 64
2.7 Scenario elaboration 64
3 Results : case study of Ecully 65
3.1 Identification of parameters ranges 65
3.2 Model accuracy evaluation 68
3.3 Comparison of PII and RII reduction and disconnection scenarios impact on CSO volumes 72
4 Discussion 73
4.1 Consistency between calibrated parameters and physical values 73
4.2 Feasibility and consequences of evaluated scenarios 73
5 Conclusion 74

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

CHAPITRE 3. DÉVELOPPEMENT D'UN MODÈLE SEMI-DISTRIBUÉ POUR LA MODÉLISATION DE LA GESTION DES EAUX PLUVIALES À LA SOURCE 77

Avant-propos 79

1 Introduction 80

2 Matériel et méthodes 81

2.1 Sites d'études et données d'autosurveillance 81
2.1.1 Le bassin versant d'Ecully et données d'autosurveillance 81
Description du bassin versant et des sous-bassins versants 81
Données d'autosurveillance 83
2.1.2 Le bassin versant de Figeac et données d'autosurveillance 85
Description du bassin versant et des sous-bassins versants 85
Données d'autosurveillance 86
2.1.3 L'apport de deux sites d'études pour la construction d'un modèle 87
2.2 Construction d'un modèle hydrologique et hydraulique semi-distribué 88
2.2.1 Discrétisation des paramètres globaux 89
Estimation de la population dans chaque sous-bassin versant 90
Estimation de la production d'eau usée journalière par habitant 91
Estimation des caractéristiques physiques des surfaces 91
Estimation des eaux claires parasites permanentes 92
Estimation de la chronique journalière d'eau usée 92
Estimation des paramètres par temps de pluie 93
Détermination du lag-time 95
2.2.2 Récapitulatif : quelle méthode retenir pour les cas d'étude d'Ecully et de Figeac ? 96
2.2.3 Modèle réseau 98
Les équations de Barré de Saint Venant 98
L'onde dynamique et diffusive 98
Le modèle de Muskingum 98
Modèle choisi pour le modèle TONIC 99
2.3 Modélisation des déversoirs d'orage 100
2.3.1 Quelques rappels sur la modélisation du fonctionnement hydraulique des DO 100
Fonctionnement d'un déversoir d'orage 100
Modèles de déversoir d'orage 101
2.3.2 Déversoir d'orage d'Ecully Valvert 103
2.3.3 Déversoirs d'orage de Figeac 105
Déversoir d'orage du Ségala 105
Déversoir d'orage des Tours, Figeac 108
Déversoir d'orage de Place de l'Estang 110
Déversoir d'orage du Pont du Gua 112
2.4 Evaluation de la performance du modèle discrétisé 114
2.4.1 Variables choisies pour l'évaluation du modèle 114
2.4.2 Points d'observations utilisés pour évaluer le modèle 114
2.4.3 Choix temporel pour l'évaluation du modèle 115
2.4.4 Métriques utilisées pour l'évaluation du modèle 115
Métriques en hydrologie urbaine 115
Choix des métriques dans la présente thèse 116
Tableau de contingence 116

3 Résultats et discussions : Application du modèle discrétisé au site d'Ecully 118

3.1 Discrétisation des données globales 118
3.1.1 Caractéristiques du bassin versant 118
3.1.2 Paramètres de temps sec 119

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

3.1.3 Paramètres de temps de pluie 119
3.1.4 Récapitulatif des paramètres des sous-bassins versants d'Ecully 120
3.2 Evaluation de la performance du modèle discrétisé à l'échelle évènementielle 122
3.3 Evaluation de la performance du modèle discrétisé à l'échelle annuelle 126
4 Résultats et discussions : Application du modèle discrétisé au site de Figeac 129
4.1 Discrétisation des paramètres globaux des paramètres 129
4.1.1 Occupation des sols 129
4.1.2 Paramètres de temps sec 130
Chronique journalière d'eau usée 130
Débit d'eau claires parasites 132
Production journalière d'eau usée par habitant 132
Estimation du volume journalier d'eau usée 133
Estimation de la population 134
4.1.3 Paramètres de temps de pluie 135
Lag-time du réservoir surface 135
Coefficient de ruissellement et pertes initiales 135
4.1.4 Récapitulatif des paramètres des sous-bassins versants de Figeac 145
4.2 Validation du modèle de Figeac 146
4.2.1 Sous-bassin S et déversoir d'orage du Ségala 146
4.2.2 Sous-bassin R et déversoir d'orage des Tours 149
4.2.3 Sous-bassin O et déversoir d'orage de Place de l'Estang 149
4.2.4 Sous-bassin N 152
4.2.5 Sous-bassin L 153
4.2.6 Sous-bassin K 155
4.2.7 Bassin versant de Figeac et exutoire du Pont du Gua 157
5 Conclusion de la modélisation semi-distribué d'Ecully et Figeac 161
CHAPITRE 4. MODÉLISATION DES STRATÉGIES DE GESTION DES EAUX PLUVIALES À LA SOURCE À L'ÉCHELLE DU BASSIN VERSANT URBAIN 163
Avant-propos 165
1 Introduction 167
2 Matériel et méthodes 168
2.1 Stratégie de gestion des eaux pluviales : terminologie 168
2.1.1 Modélisation de la stratégie de déconnexion 169
2.1.2 Modélisation de la stratégie de désimperméabilisation 170
2.2 Elaboration des scénarios 174
2.2.1 Scénarios de déconnexion 174
2.2.2 Scénarios de désimperméabilisation 175
2.3 Stratégie d'analyse des simulations 175
2.3.1 Définition des indicateurs et échelle temporelle 175
3 Résultats et discussions 176
3.1 *Status quo* du modèle d'Ecully et Figeac 176
3.2 Efficacité d'une stratégie de déconnexion sur les déversements 177
3.2.1 Performance d'une stratégie de déconnexion à l'échelle annuelle 177
3.2.2 Performance d'une stratégie de déconnexion par type de pluie 186
3.3 Efficacité d'une stratégie de désimperméabilisation sur les déversements 189
3.3.1 Performance d'une stratégie de désimperméabilisation à l'échelle annuelle 189
4 Conclusions 197

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

CHAPITRE 5. ANALYSE DES STRATÉGIES DE GESTION DES EAUX PLUVIALES POUR FAIRE FACE AU CHANGEMENT CLIMATIQUE 201

Avant-propos 203

Résumé 204

1 Introduction 205

2 Matériel et méthodes 206

2.1 Présentation du site d'étude 206
2.2 Présentation des données disponibles 207
2.3 Calage et validation du modèle 209
2.4 Stratégies de gestion des eaux pluviales testées 210
2.5 Construction des scénarios futurs 212

3 Résultats et discussion 213

3.1 Effets de la déconnexion des eaux pluviales 213
3.2 Effets de la désimperméabilisation du territoire 214
3.3 Pertinence de l'abattement des 15 premiers millimètres sur le BV d'Ecully face aux scénarios futurs 216

4 Conclusion 218

CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES 221

RÉFÉRENCES 231
LISTE DES FIGURES 247
LISTE DES TABLEAUX 256
LISTE DES ÉQUATIONS 258

ANNEXES 259

Annexe A : Supplementary data Chapter 1 255

Annexe B : Supplementary data Chapter 2 259

Annexe C : Délimitation du bassin versant urbain et des sous-bassins versants 265

Annexe D : Résumé des activités du doctorant 286

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Liste des symboles et des abréviations

A_{imp}	Surface imperméable
A_{per}	Surface perméable
A_{tot}	Surface totale
ANR	Agence Nationale de la Recherche
BV	Bassin Versant
BOD	Biologigal Oxygen Demand
$CR_{désimp}$	Coefficient de ruissellement de la surface désimperméabilisée
CR_{per}	Coefficient de ruissellement de la surface perméable
C_{imp}	Coefficient de ruissellement de la surface imperméable
COD	Chemical Oxygen Demand
CSO	Combined Sewer Overflow (Déversements en reseau unitaire)
CSS	Combined Sewer System (réseau unitaire)
DO	Déversoir d'orage
DCE	Directive Cadre sur l'Eau
EH	Production d'eau usée par habitant journalière [L/Jour/Habitant]
FP	Faux-Positif
FN	Faux-Négatif
F_{imp}	Fraction de la pluie ruisselée dans les surfaces imperméables
F_{per}	Fraction de la pluie ruisselée dans les surfaces perméables
F_{RII}	Fraction de la pluie infiltrée dans le sol et dirigée vers le réseau
H_{soil}	Seuil de déclenchement du ruissellement des surfaces imperméables
H	Hauteur d'eau
H2O'Lyon	École Universitaire de Recherche des Sciences de l'Eau et des Hydrosystèmes
IL	Pertes initiales
K_R	Lag-time du réservoir surface
K_{RII}	Lag-time du réservoir sol
KGE	Critère d'Efficacité Kling-Gupta
L	Longueur du plus long parcours de l'eau
MCM	Monte Carlo Method
MAE	Mean Absolute Error
MAPE	Mean Absolute Percentage Error
MULTISOURCE	ModULar Tools for Integrating enhanced natural treatment SOlutions

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

	in URban water CyclEs
NSE	Nash-Sutcliffe Efficiency
NDVI	Normalized Difference Vegetation Index
NH_3	Ammonia
NH_4	Ammonium
OFB	Office Français de la Biodiversité
OPEX	Operating Expenses
OTHU	Observatoire de Terrain en Hydrologie Urbaine
P	Nombre d'évènements
PII	Permanent Infiltration Inflow
Pop	Population
P_T	Population totale du bassin versant
P_{bv}	Population du bassin versant
P_{sbv}	Population totale du sous-bassin versant
Q_s	Débit de sortie du réservoir linéaire
Q_{CSO}	Débit déversé
Q_{night}	Débit minimum nocturne
Q_{imp}	Débit de la surface imperméable
Q_{per}	Débit de la surface perméable
Q_{RII}	Débit des eaux claires parasites évènementielles
Q_e	Débit d'entrée du réservoir lineaire
QGIS	Geographic information system (GIS)
$Q_{déversé}$	Débit déversé
R	Pearson product-moment correlation coefficient
r^2	Carré du coefficient de corrélation linéaire
RSR	Ratio De L'erreur Standard
RII	Rain-Induced Infiltration
RMSE	Root Mean Squared Error
RUTP	Rejets urbains en temp de pluie
$S_{(h)}$	Section mouillée
S_{inf}	Hauteur de pluie maximale avant apparition d'eaux claires parasites événementielles
S_{soil}	Hauteur de pluie maximale avant ruissellement des surfaces perméables
SBV	Sous-bassin Versant

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

SUDS	Sustainable Urban Drainage Systems
SIG	Système d'Information Géographique
SfN	Solutions Fondées sur la Nature
SWMM	Storm Water Management Model
S_{imp}	Surface imperméable
S_{per}	Surface perméable
T	Temps
TA	Techniques Alternatives
TONIC	Tools fOr greeN resillent Cities
TN	Total Nitrogen
TP	Total Phosphorous
TSS	Total Suspended Solids
U	Vitesse moyenne
V	Volume
VP	Vrai-Positif
VN	Vrai-Négatif
$V_{référence}$	Volume observé
$V_{simulé}$	Volume simulé
V_{EU}	Volume d'eau usée
V_{EP}	Volume d'eau potable
$WW(t)$	Wastewater Flow Pattern
$WWTP$	Wastewater Treatment Plant
σ_o	Observed standard deviation
σ_s	Simulated stantard deviation
μ_s	Observed flow means
μo	Simulated flow means
Δt	Pas de temps

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Introduction générale

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Cadre et Financement du travail de thèse

Les travaux de thèse ont lieu dans le cadre du projet national TONIC (Tool fOr greeN resillent Cities) financé par les Agences de l'Eau Adour Garonne et Rhône Méditerranée-Corse, l'Office Français de la Biodiversité (OFB) et l'Ecole Universitaire de Recherche des Sciences de l'Eau et des Hydrosystèmes (H2O'Lyon).

Une collaboration a également été mise en place avec la direction Eaux et Déchets de la Métropole de Lyon, l'Observatoire de Terrain en Hydrologie Urbaine (OTHU) et le projet européen H2020 MULTISOURCE (subvention 101003527).

Contexte de la thèse

Dans le contexte mouvant et inquiétant du XXIe siècle une chose est certaine: les défis de la gestion de l'eau douce nous obligent à réviser nos manières de concevoir l'aménagement urbain pour faire face aux multiples défis de demain : une urbanisation croissante, le changement climatique, les limites de nos ressources, etc. (Renouard et al., 2020).

Vers la fin du XIXème siècle, face aux défis sanitaires et aux inondations, le principe d'un réseau d'assainissement unitaire a été mis en œuvre. Son objectif principal est de centraliser et acheminer les flux d'eaux urbaines, comprenant à la fois les eaux usées et les eaux pluviales, pour les traiter dans une station d'épuration avant leur rejet dans les milieux récepteurs. Cependant, lors de fortes pluies, le débit augmente au-delà de la capacité pour laquelle le réseau d'assainissement a été dimensionné, entraînant un risque de débordement de la station d'épuration. Pour pallier ce problème et soulager le réseau, des ouvrages hydrauliques spécifiques, appelés déversoirs d'orage, ont été mis en place. Ces infrastructures sont conçues pour évacuer une partie des eaux non traitées directement dans le milieu récepteur, ces déversements font partie des rejets urbains par temps de pluie (RUTP).

Ces RUTP sont une source majeure de pollution des milieux récepteurs et sont composés :

(i) Des eaux usées non traitées chargées en matière en suspension, nutriments comme l'azote et le phosphore (Seidl et al., 1998; Even et al., 2007), pathogènes (Al Aukidy and Verlicchi, 2017), et molécules pharmaceutiques issues de la consommation humaine (Ellis, 2006; Kay et al., 2017);

(ii) Des eaux pluviales issues essentiellement du ruissellement des surfaces urbaines qui lessivent des macro et micro polluants tels que biocides (Paijens et al., 2021), métaux lourds (Xu et al., 2018), hydrocarbures (Lamprea et al., 2017), et micro plastiques (Di Nunno et al., 2021). La pollution rejetée par ces RUTP affecte la qualité des eaux réceptrices, impactant ainsi l'environnement et tout le réseau trophique jusqu'à créer

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

des risques potentiellement importants pour l'Homme.

En raison du développement urbain et de l'imperméabilisation des surfaces, le système de drainage urbain s'est étalé de manière désorganisée au cours du temps (Decoupigny, 2022). Dans ce contexte, le dimensionnement des branches principales du réseau est aujourd'hui insuffisant pour satisfaire la croissance rapide de l'urbanisation. D'une part, le vieillissement et la détérioration des infrastructures entraînent divers problèmes tels que l'infiltration d'eau issue des surfaces environnantes , contribuant à une augmentation des débits dans le réseau (Bertels et al., 2023; Chocat et al., 2001; Fenner, 2000). D'autre part, dans un contexte de changement climatique, l'augmentation probable des évènements pluvieux extrêmes associée à l'imperméabilisation des sols (Bonneau et al., 2023b; Gogien et al., 2023; Zhou et al., 2019) accentuera le ruissellement et les RUTP. Des investissements financiers considérables sont ainsi nécessaires pour la mise à niveau et l'expansion des infrastructures, alourdissant ainsi la charge économique pour les collectivités.

De plus en plus conscients de l'importance de la qualité de l'eau, les pouvoirs publics mettent en œuvre des mesures visant à réduire les RUTP. La Directive Cadre sur l'Eau (DCE) (2000/60/CE) vise à instaurer une politique communautaire pour tous les Etats membres de l'Union Européenne et s'engage à atteindre des objectifs de bon état écologique et chimique de toutes les « masses d'eau » d'ici 2027 (Commission au Parlement européen et au Conseil, 2000). Pour atteindre ces objectifs, les Etat membres établissent la règlementation au niveau national afin de remplir ces objectifs. En France, l'arrêté du 21 juillet 2015 définit les modalités de surveillance et de contrôle des systèmes d'assainissement. L'arrêté précise les modalités de l'évaluation de la conformité de la collecte par temps de pluie. Trois critères, au choix et par déversoir d'orage, sont utilisés pour juger la conformité des réseaux d'assainissement :

- Un volume des déversements inférieur à 5 % du volume total d'eaux usées ;
- Une charge polluante déversée représentant au maximum 5 % du flux de pollution ;
- Une fréquence annuelle de déversement inférieure à 20 jours de déversement en moyenne quinquennale.

Parmi les solutions existantes visant à contrôler l'impact des déversements sur le milieu récepteur, il existe :

(i) Les filtres plantés de roseaux (FPR) ou des zones humides artificielles (ZHA) : cette approche implique le traitement en aval des rejets du déversoir d'orage avant la restitution dans le milieu récepteur (Botturi et al., 2021; Rizzo et al., 2018). Ces systèmes sont conçus pour reproduire les fonctions d'épuration naturelles des zones humides, en utilisant une surface libre ou un massif saturé d'eau planté de végétation. Les FPR ou

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

ZHA, peuvent aussi fournir des services écosystémiques et favoriser la biodiversité;

(ii) La méthode de contrôle en temps réel (en anglais Real-Time Control, RTC) : cette approche implique une régulation dynamique des infrastructures du réseau d'assainissement, dans le but de limiter les déversements. Elle peut inclure, par exemple, un système de vannes automatisées s'ajustant en temps réel pour optimiser la capacité de stockage du réseau d'égouts durant les événements pluvieux (Duchesne et al., 2001). Cette optimisation repose sur des mesures en temps réel telles que l'intensité des précipitations, les niveaux d'eau et les débits, entre autres (Xu et al., 2021) afin de faciliter la prise de décision rapide concernant les actions à entreprendre. L'efficacité de la méthode RTC dans la réduction des déversements a été démontrée par des études menées en Allemagne (Seggelke et al., 2013), en Italie (Carbone et al., 2014) et au Canada (Jean et al., 2021) ;

(iii) Les ouvrages de gestion à la source, qui représentent le cœur d'intérêt de cette thèse, sont des infrastructures caractérisées par leur approche de gestion en amont, c'est-à-dire à proximité du point de formation du ruissellement. Ces ouvrages visent principalement à réguler les débits et les volumes d'eaux pluviales comme décrit par Fletcher et al., (2015);

(iv) L'application combinée des stratégies mentionnées ci-dessus, visant à offrir une performance complémentaire dans la gestion des eaux pluviales, comme souligné par Jean et al. (2022).

Les dernières décennies, un mouvement de transition a été mené par les différents acteurs de l'eau (citoyens, architectes, opérationnels, scientifiques). C'est un changement de paradigme : on est passé d'une gestion centralisée avec une vision du « tout-à-l'égout », à une gestion décentralisée où l'eau récupère sa place dans le grand cycle de l'eau. Cette gestion décentralisée s'illustre par la mise en œuvre d'ouvrages de gestion d'eau pluviale, souvent de petite taille, localisés où il y a de la disponibilité foncière et/ou du renouvellement urbain. Situés en surface, ils sont moins coûteux à mettre en place et à maintenir que le réseau traditionnel et offrent également plusieurs avantages connexes en termes de bien-être humain et de biodiversité (Castellar et al., 2021; Chocat et al., 2022)

La gestion décentralisée des eaux pluviales vise à traiter un maximum d'eau au plus près de l'endroit où elle tombe, avec des ouvrages gris et/ou végétalisées. Dans la pratique, ces ouvrages consistent à stocker temporairement l'eau pour réduire le pic de débit, l'infiltrer et favoriser l'évapotranspiration d'une partie du volume (Tunqui Neira et al., 2023). Ces stratégies permettent d'atténuer - voire de résoudre - la plupart des problèmes hydrologiques et hydrauliques liés à l'imperméabilisation des sols. L'objectif est de minimiser l'impact de l'urbanisation et de restaurer le cycle de l'eau pour qu'il soit aussi proche que possible de son état naturel (avant le développement urbain).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Plusieurs types d'ouvrages de gestion des eaux urbaines à la source existent. Parmi eux, on peut citer à titre d'exemple les noues, les toitures végétalisées, les tranchées, les parkings drainants. Selon la typologie choisie, l'ouvrage peut réguler aussi bien le ruissellement que la qualité de l'eau. Des études expérimentales ont démontré le potentiel de ces ouvrages pour gérer les volumes d'eau ruisselée et les masses de polluants, en particulier lorsqu'ils sont végétalisés (Bacot et al., 2020; Tedoldi et al., 2016).

Face au développement croissant d'ouvrages décentralisés pour la gestion des eaux pluviales au sein du tissu urbain, des interrogations émergent quant à leur efficacité à réguler et diminuer le ruissellement et, par conséquent, à atténuer les déversements indésirables lors d'épisodes pluvieux (Bertels et al., 2023; Golden and Hoghooghi, 2018), d'autant plus que la performance des ouvrages varie considérablement en fonction de leur emplacement (Ferrans et al., 2022; Lerer et al., 2015; Torres et al., 2016). Toutefois, étant donné que leur emplacement et configuration (type d'ouvrage et quantité) sont fréquemment choisis arbitrairement, il est pertinent de s'interroger sur une possible méthodologie permettant d'identifier un scénario qui maximise les avantages. Des études se sont orientées vers la conception d'arbres de décision basés sur les caractéristiques intrinsèques des bassins versants (Alves et al., 2016; Moore et al., 2012), ou ont exploré des techniques d'optimisation dédiées à identifier le scenario le plus adapté aux objectifs ciblés (Radinja et al., 2019; Torres et al., 2022). Toutefois, malgré la diversité des méthodes proposées, leur efficacité tend à être restreinte aux cas d'étude spécifiques pour lesquels elles ont été élaborées, ce qui limite leur généralisation et leur applicabilité à des contextes plus larges. De plus, la compréhension de l'impact de l'emplacement des ouvrages dans le bassin versant sur la performance du réseau d'assainissement est encore limitée, du fait de l'absence d'une approche systématique d'élaboration de scénarios visant à améliorer les performances hydrologiques.

Problématique et questions scientifiques soulevées

La modélisation est utilisée pour élaborer et évaluer des scénarios de gestion à la source visant à réduire les déversements. Cependant, la modélisation d'un bassin versant urbain muni d'ouvrages de gestion à la source à l'échelle du bassin versant urbain est complexe à mettre en œuvre. Tout d'abord, en raison des difficultés à modéliser les processus hydrologiques et hydrauliques en action dans le bassin versant urbain ; à cela s'ajoute la difficulté de modéliser des ouvrages de gestion à la source qui sont souvent assez complexes à représenter du fait des nombreux processus en œuvre simultanément *in situ* et au nombre de paramètres d'entrée que chaque processus exige. La quête d'un scenario optimal en termes de réduction des déversements, peut représenter un véritable verrou en termes de modélisation.

La nécessité de développer des outils d'accompagnement à l'élaboration et à la modélisation de scenarios de réduction des déversements avec des ouvrages de gestion

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

à la source soulève diverses questions ; parmi celles-ci, on peut mettre en avant les suivantes :

- Quels sont les processus hydrologiques et hydrauliques prépondérants à prendre en compte à l'échelle du bassin versant pour modéliser les déversements à l'échelle annuelle ?
- Comment choisir judicieusement et avec parcimonie les processus, le nombre et la nature des paramètres nécessaires à leur prise en compte ?
- Avec quelle précision faut-il connaitre ces paramètres et comment alimenter un modèle dans un contexte de données limitées ?
- Quelle méthodologie, qui prendrait en compte le réseau d'assainissement, permettrait d'optimiser l'élaboration de scenarios de déconnexion pour réduire les déversements ?
- Quelles performances peuvent être attendues en fonction de la configuration des ouvrages de gestion à la source ?
- Quelle est la capacité des ouvrages de gestion à la source à atténuer les impacts des changements globaux sur les déversements ?

Toutes ces questions font référence à la même problématique : comment simplifier et optimiser la modélisation des processus hydrologiques et hydrauliques à l'échelle du bassin versant urbain, pour élaborer et simuler des scenarios de réduction des déversements au travers de l'implémentation d'ouvrages de gestion à la source ?

Objectifs de la thèse

L'objectif principal de la thèse est de proposer une méthodologie d'aide à la planification des scenarios de réduction des déversements basée sur la mise en œuvre d'ouvrages de gestion à la source. Cette méthodologie doit déboucher sur la distribution spatiale des ouvrages de gestion à la source à l'échelle du sous-bassin versant afin de gérer de manière ciblée, en amont, les débits d'eau envoyés dans le réseau d'assainissement et ainsi réduire les déversements et les flux polluants véhiculés vers les milieux récepteurs.

En partant de la problématique et des questions scientifiques soulevées, on peut retenir trois grands axes de recherche :

- Conceptualiser la représentation des processus jugés dominants dans la production et le transfert des composantes de débits contribuant aux déversements à l'échelle du bassin versant dans un contexte d'accès parfois très limité aux données d'entrée.
- Concevoir des stratégies de gestion des eaux pluviales à la source et simuler la capacité de ces dernières à réduire les déversements des réseaux unitaires.
- Exploiter les résultats de simulations afin de d'évaluer les performances

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

hydrologiques associées à la dissémination des ouvrages de gestion à la source au sein du bassin versant.

Pour atteindre ces objectifs et répondre aux questions scientifiques et opérationnelles soulevées, la démarche scientifique suivante a été mise en œuvre :

1- Réaliser un bilan des connaissances actuelles et identifier les principaux besoins de recherche associées à la construction de stratégies de réduction des déversements ;

2- Construire un modèle hydrologique et hydraulique, conceptuel et à base physique, peu exigeant en données d'entrée, qui puisse représenter correctement les dynamiques d'écoulement des différentes composantes du réseau unitaire à l'échelle du bassin versant urbain ainsi que les déversements à l'échelle annuelle ;

3- Identifier et quantifier les composantes qui contribuent aux déversements ;

4- Elaborer une approche de modélisation de la dissémination des ouvrages de gestion à la source à l'échelle d'un bassin versant urbain ;

5- Identifier les indicateurs de performance pour comparer les stratégies de gestion et évaluer l'effet de ces différentes stratégies à l'échelle du bassin versant sur les volumes déversés et fréquences de déversement ;

6- Evaluer la robustesse de ces stratégies pour faire face aux effets du changement climatique.

Deux sites d'études seront considérés : Ecully et Figeac, chacun soutenu, respectivement, par les Agences de l'Eau Rhône Méditerranée-Corse et Adour Garonne.

Structure de la thèse

Ce manuscrit est organisé en quatre chapitres. Le **chapitre 1** établit une synthèse bibliographique des pratiques de modélisation de stratégies de déconnexion des eaux pluviales à l'échelle du bassin versant urbain pour réduire les déversements.

Le **chapitre 2** est consacré au développement d'un modèle hydrologique et hydraulique global à l'échelle du bassin versant urbain, peu gourmand en données d'entrée. Ce modèle a pour objectif de simuler, dans un premier temps, les quantités et les dynamiques des différentes composantes du réseau unitaire. Le modèle est conçu sur la base d'hypothèses physiques et de paramètres empiriques dérivés des données d'observation de la pluie et du débit en réseau. Il est évalué à travers sa capacité à simuler les déversements et permet de comparer l'efficacité de différentes stratégies de déconnexion des eaux urbaines à l'échelle du bassin versant.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Le **chapitre 3** aborde le passage d'un modèle global vers un modèle semi-distribué visant à prévoir l'effet du déploiement ciblé des stratégies de gestion d'eau pluviale et leurs effets sur les déversements. Etant donné la disparité de la qualité et quantité des données d'observation pour les deux sites d'étude, à savoir le site d'Ecully (site OTHU, riche en données) et celui de Figeac (site avec des données d'autosurveillance très limitées), des méthodes pour obtenir les données d'entrée non disponibles et pour évaluer les performances du modèle semi-distribué sont proposées. Pour les deux cas d'études, les résultats du modèle sont comparés aux observations et font l'objet de discussions, d'abord sur la capacité d'un modèle semi-distribué parcimonieux à simuler correctement la dynamique des flux ; et ensuite sur l'impact de la quantité et la qualité des données mobilisées sur les résultats du modèle.

Le **chapitre 4** propose un cadre méthodologique pour modéliser et évaluer le déploiement des stratégies de gestion des eaux pluviales à la source et leur capacité à réduire les déversements. Du point de vue opérationnel, l'objectif est de proposer un outil d'aide à l'optimisation de l'emplacement des ouvrages de gestion à la source dans le bassin versant. La méthodologie proposée permet également de quantifier les performances de ces stratégies (réduction annuelle du volume déversé, réduction annuelle de la fréquence de déversement, performance pour les évènements courants et évènements extrêmes).

Le **chapitre 5** est consacré à la modélisation de scénarios de gestion des eaux pluviales à la source face aux changements globaux pour réduire les déversements. Ce sujet est abordé en deux étapes : la première consiste à élaborer une approche de modélisation de stratégie globale de déconnexion des eaux pluviales et de désimperméabilisation des sols, et la seconde à analyser leur aptitude à réduire les déversements face à des scénarios de changement climatique.

Une conclusion générale et les perspectives de recherche clôturent ce manuscrit.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Communications et posters

Cette section présente les différentes publications, communications et affiches produites pendant la période de thèse. Leur contribution à la présente thèse est détaillée dans la section "Avant-propos" de chaque chapitre.

Publications dans des revues nationales et internationales à comité de lecture

Article A

Montoya-Coronado, V.A., Tedoldi, D., Castebrunet H., Lenormand, E., Molle, P., Lipeme Kouyi, G. 2024. Combined sewer overflow mitigation through SUDS - A review on modelling practices, scenario elaboration, and related performances. *Journal of Environmental Management*. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2024.121073.

Article B

Montoya-Coronado, V.A., Tedoldi, D., Castebrunet H., Molle, P., Lipeme Kouyi, G. 2024. Data-driven methodological approach for modeling rainfall-induced infiltration effects on combined sewer overflow in urban catchments. *Journal of Hydrology 130834*. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2024.130834

Article C

Montoya-Coronado, V.A., Bret, P., Castebrunet, H., Tedoldi, D., Lipeme Kouyi, G. 2022. Stratégies de déconnexion des eaux pluviales à l'échelle d'un bassin versant pour réduire les déversements. *Techniques Sciences Méthodes* 27–37. https://doi.org/10.36904/tsm/202204027

Communications dans le cadre de conférences internationales et nationales et séminaires

Montoya-Coronado, V.A., Tedoldi, D., Castebrunet H., Molle, P., Lipeme Kouyi, G. 2023. Un modèle hydrologique semi-distribué pour la réduction des déversements par des stratégies de déconnexion des eaux pluviales. *Novatech 2023*, Graie, Jul 2023, Lyon, France. https://hal.science/hal-04186331

Montoya-Coronado, V.A., Tedoldi, D., Castebrunet H., Molle, P., Lipeme Kouyi, G. 2022. Analyse quantitative de l'impact des eaux claires parasites sur les déversements en réseau unitaire : cas du déversoir d'orage d'Ecully Valvert. *10ème JDHU - Journée Doctorales en Hydrologie Urbaine*. Lyon, France.

Montoya-Coronado, V.A., Lipeme Kouyi, G. 2022. Reduction des déversements par des stratégies de déconnexion des eaux pluviales. *Journées Techniques EPNAC 2023.* Reims, France.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Montoya-Coronado, V.A., Souillard L., Gaubert R., Molle, P., Tedoldi, D., Lipeme Kouyi, G. 2022. (Sub-) Catchment delineation with different levels of geographical data: which effects on combined sewer overflow modelling? *10th International Conference on Sewer Processes and Networks.* Graz, Austria. https://hal.science/hal-04330233

Montoya-Coronado, V.A., Lipeme Kouyi, G. 2022. Hydraulic disconnection approach for combined sewer overflow mitigation. *MULTISOURCE Summer School "Accelerating the transition to circular cities with nature-based solutions for water treatment".* Lyon, France.

Montoya-Coronado, V.A., Castebrunet H., Molle, P., Lipeme Kouyi, G. 2020. Tests de stratégies de déconnexion des eaux pluviales à l'échelle d'un bassin versant pour réduire les déversements. *9ème JDHU - Journée Doctorales en Hydrologie Urbaine*. Strasbourg, France.

Posters dans le cadre de conférences internationales et nationales

Montoya-Coronado, V.A., Castebrunet H., Molle, P., Lipeme Kouyi, G. 2023. A physically-based and data-driven hydrological model for CSO mitigation through stormwater disconnection strategies. *Novatech 2023*. Lyon, France. https://hal.science/hal-04312743

Montoya-Coronado, V.A., Souillard L., Gaubert R., Molle, P., Tedoldi, D., Lipeme Kouyi, G. 2022. (Sub-) Catchment delineation with different levels of geographical data: which effects on combined sewer overflow modelling? *10th International Conference on Sewer Processes and Networks.* Graz, Austria. https://hal.science/hal-04377274

Némery J., Castebrunet H., Montoya-Coronado V.A., Thuong TQ., Michel A., Lipeme-Kouyi G., Molle P., Nguyen AT., Nguyen PD., Bui XT., Gratiot N., Descloitre M., Baduel C., Caracciolo R., Séchet P. 2022. Modeling urban waters using TONIC model in large metropolitan areas: comparison between Lyon (France) and Ho Chi Minh City (Vietnam). *4th International Conference I.S.Rivers.* Lyon, France. https://hal.science/hal-04377213

Montoya-Coronado, V.A., Molle, P., Tedoldi, D., Castebrunet H., Lipeme Kouyi, G. 2022. Decision support tool for stormwater disconnection. *1th MULTISOURCE European Project H2020 Annual Meeting.* Lyon, France. https://hal.science/hal-04330254

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Chapitre 1

Réduction des déversements à l'aide de stratégies de gestion des eaux pluviales à la source : état de l'art des pratiques de modélisation, élaboration des scénarios et performances

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Avant-propos

Ce chapitre offre une synthèse des travaux de la littérature portant sur les pratiques de modélisation, la démarche d'élaboration de scénarios et l'évaluation des performances de ces scénarios lorsque l'objectif principal est la réduction des déversements à l'aide des stratégies de gestion des eaux pluviales à la source. Les résultats bibliographiques présentés tout au long de ce chapitre permettent ainsi de positionner les objectifs de cette thèse par rapport aux travaux existants.

Ce chapitre s'appuie sur l'article suivant :

Article A: Montoya-Coronado, V.A., Tedoldi, D., Castebrunet H., Lenormand, E., Molle, P., Lipeme Kouyi, G. 2024. Combined sewer overflow mitigation through SUDS - A review on modelling practices, scenario elaboration, and related performances. *Journal of Environmental Management*. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2024.121073.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Abstract

Hydrologic-hydraulic modelling of urban catchment is an asset for land managers to simulate Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS) implementation to fulfil combined sewer overflow (CSO) regulations. This review aims to assess the current practices in modelling SUDS scenarios at large scale for CSO mitigation encompassing every stage of the modelling process from the choice of the equation to the validation of the initial state of the urban system, right through to the elaboration, modelling, and selection of SUDS scenarios to evaluate their performance on CSO. Through a quantitative and qualitative analysis of 50 published studies, we found a diversity of choices when modelling the *status quo* of the urban system. Authors generally do not explain the modelling processes of slow components (deep infiltration, groundwater infiltration) and interconnexion between SUDS and the sewer system. In addition, only a few authors explain how CSO structures are modelled. Furthermore, the modelling of SUDS implementation at catchment scale is highlighted in the 50 studies retrieved with three different approaches going from simplified to detailed. SUDS modelling choices seem to be consistent with the objectives: studies focusing on dealing with several objectives at the time typically opt for a complex system configuration that includes the surface processes, network, CSO, SUDS, and often the soil and/or groundwater components. Conversely, authors who have selected a basic configuration generally aim to address a single, straightforward question (*i.e.*, which SUDS). However, elaboration and selection of scenarios for CSO mitigation is mainly based on local constraints, which does not allow hydrological performance to be directly optimised. In conclusion, to improve current practices in modelling SUDS scenarios at large scale for CSO mitigation, authors suggest to: (i) improve clear practices of CSO modelling, calibration and validation at the urban catchment scale, (ii) develop methods to optimize the performance of scenarios for CSO mitigation using hydrological drivers and (iii) improve parsimonious and user-friendly models to simulate, in a context of data scarcity.

Keywords: Hydraulic disconnection, CSO, large scale modelling, SUDS modeling, urban drainage modelling, urban planning.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

1 Introduction

Surface water resources are increasingly under threat. An important factor contributing to its degradation is Combined Sewer Overflows (CSO) (Bertels et al., 2023; Even et al., 2007). CSO occur when untreated wastewater and stormwater are directly discharged into water bodies, resulting from the sewer systems' inability to handle large flows. These overflows introduce a surge of contaminants into the receiving waters, including organic matter and nutrients (Seidl et al., 1998; Even et al., 2007), microbial pathogens (Al Aukidy and Verlicchi, 2017), pharmaceuticals (Ellis, 2006; Kay et al., 2017), biocides (Paijens et al., 2021), microplastics (Di Nunno et al., 2021) and heavy metals (Xu et al., 2018) in receiving waters. Such contamination poses significant risks to aquatic ecosystems and public health. As urban areas expand, the traditional centralized sewerage system has proved ineffective due to limited capacity. Moreover, the underground nature of these conventional sewerage systems presents multiple challenges to address, especially with infrastructure ageing. These challenges include pipe deterioration, sediment accumulation and flow rate increase issues and CSO discharge (Bertels et al., 2023; Chocat et al., 2001; Fenner, 2000). In addition, due to climate change, CSO volume will increase (Bonneau et al., 2023b; Gogien et al., 2023; Zhou, 2014).

In light of these challenges, stormwater management has witnessed a shift of paradigm towards more sustainable solutions. Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS) are increasingly being implemented in urban areas. Field studies have shown that SUDS effectively reduce peak flows, decrease runoff volume, and attenuate pollutant loads towards surface waters (Al-Rubaei et al., 2017; Golden and Hoghooghi, 2018; Ventura et al., 2021; Walaszek et al., 2018). Consequently, SUDS help to mitigate the adverse impacts of traditional sewer systems.

As Europeans cities are under pressure to reduce CSO (Botturi et al., 2021), researchers and policy-makers use urban drainage models to evaluate the potential of SUDS to address this challenge at large scale (Bertels et al., 2023; Golden and Hoghooghi, 2018). Those are used to test and analyze a variety of scenarios, for which the modeler tries to identify the "optimal" one in terms of performance (according to one or more criteria).

In the last 20 years, a number of review articles have emerged, aiming to summarize the current state of SUDS modelling tools and approaches. Elliott and Trowsdale (2007) propose a review comparing ten modelling tools used to simulate SUDS. Some years later, Ahiablame et al. (2012) reviewed the SUDS representation and focused on 2 modelling approaches: a process-based modelling (infiltration, sedimentation) and a practice-based modelling (aggregation method). Jayasooriya and Ng (2014) summarized the modelling tools data requirement and, furthermore, suggested the need to achieve best practices such as introducing transparent modelling procedures. Furthermore, Kaykhosravi et al. (2018) completed the last reviews by comparing and evaluating the SUDS modelling tool approaches, giving more specifications and gaps about

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

hydrological-hydraulic modelling methods and how SUDS compartment can be integrated in the urban catchment to facilitate SUDS scenario elaboration. Despite the increasing trend about SUDS modelling, all the previous authors identified difficulties on upscaling modelling SUDS approaches at large scale and the optimization difficulty due to the multiple possible configurations.

In response to the SUDS configuration complexity problem, a set of review articles focuses on decision support tools to facilitate SUDS scenario elaboration and selection. Decision support tools aim to identify the optimal configurations of SUDS scenarios for the specific and local objectives. Numerous studies have been conducted to develop and improve decision support tools with the aim of systematizing the decision-making criteria and reducing the expert judgment. Lerer et al. (2015); Torres et al. (2016) and Ferrans et al. (2022) classified three types of decision support tools according to the three variables of decision that constitute a scenario (type of SUDS, placement and design). Zhang and Chui (2018) reviewed the decision support tools for spatial allocation. In addition, a focus was made on good practices for developing reliable performance scenarios considering that decision support tools are based on urban drainage models (to simulate the production, losses and transport of urban water within urban systems) coupled with and optimization method (to adjust the system's configuration iteratively until the performance indicators reach a level considered optimal or satisfactory). More specifically, Jayasooriya et al. (2020) reviewed the challenges and opportunities for SUDS practices in industrial areas. The review highlighted the importance of a systematic methodology for an optimum application of SUDS to manage stormwater. Interestingly, a common thread among these studies is the observed lack of generic use of these tools. Many were developed using a specific case study, leading to a numerous existing tools, but with a marked limitation in their repeatability.

A recent work from Muttil et al. (2023) focused on SUDS capability for CSO mitigation. The review highlighted that despite the increasing number of case studies implementing SUDS strategies for CSO mitigation the past years, there are still few articles addressing the subject. This might be due to the complexity and challenges related to modelling at large scale. In addition, Muttil et al. (2023) pointed out that in existing reviews about urban drainage models and decision support tools for SUDS widespread planning, none address the modelling practices throughout the whole process from the urban drainage system conceptualization to the evaluation of scenario planning performances.

Existing reviews on SUDS modelling tools and approaches for CSO reduction mainly have three objectives: i) summarize the current state of SUDS modelling tools and approaches; ii) expose decision support tools to facilitate SUDS scenario elaboration and selection of SUDS scenarios for CSO and mitigation and iii) summarize the present gaps on the process of modelling SUDS scenarios for CSO mitigation.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

The present work is going further by proposing a comprehensive review encompassing every stage of the modeling process. This includes the construction, validation, and calibration of the initial state of the urban system, as well as the elaboration, modeling, and selection of SUDS scenarios to evaluate their performance on CSO.

The objectives of the present review are to:

- Draw up an inventory of the different temporal and spatial scales used at urban catchment scales;
- Identify the various compartments and the modeling approaches considered, as well as the shortcomings, when conceptualizing the urban catchment system;
- Identify the different methods used to elaborate and implement SUDS at urban catchment scale;
- Highlight the performances of these methods in terms of CSO mitigation at catchment scale.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

2 Methodology: selection of the studies sample

A systematic search for relevant studies was made using a combination of keywords (*Table 1.1*) in 3 databases (Science Direct, Scopus, and Web of Science). 1065 studies were collected, however, only the papers meeting the following criteria have been retained for the present review:

- At least one of the article objectives must be linked to the modelling of CSO mitigation strategies
- The scale of the study area must be an urban catchment
- The paper modelled the effect of SUDS disseminated in the urban catchment

Then, the list was completed by additional papers identified through the reference list and citations of read ones. A sample of 50 recent studies over 1999-2023 implementing SUDS practices for CSO mitigation at urban scale was used for this overview. The sample of studies were published before August 2023, which was the end date of the review process.

Table 1.1 List of keywords used for bibliographic research. The four groups of keywords are: CSO keywords, network keywords, disconnection keywords and modelling keywords

CSO keywords	"CSO mitigation" OR "Outlet controls" OR "CSO Impact assessment" OR "combined sewer system"
Network keywords	"CSS" OR "combined sewer system" OR "drainage systems" OR "sustainable network" OR "sustainable urban drainage system"
Disconnection keywords	"decentraliz*" OR "degree of decentralization" OR "disconnection opportunities" OR "different management strategies" OR "low Impact development" OR "LID" OR "nature-based solutions" OR "NBS" OR "sustainable urban drainage systems" OR "SUDS" OR "stormwater disconnection" OR "sponge city" OR "blue-geen infrastructure" OR "stormwater control measures" OR "water Sensitive Urban design" OR "WSUD"
Modelling keywords	"model*" OR "city scale" OR "continuous simulation" OR "event-based model*" OR "hydraulic model*" OR "hydrologic model*" OR "integrated model*" OR "urban catchment" OR "urban watershed" OR "urban model*" OR "stormwater" OR "sewer model*"

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

3 General observations about the corpus

3.1 Geographical origin

North America and Europe, account for a substantial fraction (39% and 41%, respectively) of the 50 retrieved papers. This dominance reflects the strong research infrastructures and resources in these regions. On the other hand, Asia contributes up to 16% of the retrieved papers. Latin America and Caribbean, represents only 4% of the research while no paper from Africa nor Oceania was present in the corpus.

3.2 Study drivers and CSO evaluation criteria

The 50 studies are included in the scope of decentralized urban water management practices. The main objective of all the studies is to reduce spill volumes through CSO. Besides, 18% of the authors have also considered the CSO pollutant flow discharge and impact on the receiving body. Almost the same quantity (20%) of the studies considers the question of CSO mitigation in a climate change context. Then, 16% considered the quantification and comparison of the construction cost to the CSO mitigation efforts. Furthermore, considering the multiple co-benefits of SUDS, 12% of the studies have also considered the assessment of flood risk (D'Ambrosio et al., 2022; Stovin et al., 2013; Villarreal et al., 2004) and 4% considered the non-point source pollution (Hou et al., 2021, 2020).

3.3 Modelling tools

The distribution of modeling software across the ensemble of studies provides valuable insights into prevailing trends. These software choices underscore the diverse strategies employed by researchers to address the complexity of the studied systems. Particularly noteworthy among these trends is the substantial 48% adoption rate of the Storm Water Management Model (SWMM). In contrast, 16% of the studies opt for Infoworks. Another 6% of the studies choose to utilize Mike Urban, while 4% turn to the L-THIA LID model and 4% use coupled models (such as SWMM and MODFLOW) to enhance their understanding of coupled groundwater and surface water interactions. Two smaller subsets, comprising 2% each, employ City Drain and MOUSE. On the other hand, 18% of the studies develop and apply their own customized models. This diverse utilization of softwares reflects researchers' adaptability to emerging questions, tailoring tools to address the unique challenges presented by urban drainage systems.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

4 Spatio-temporal model resolution

4.1 Spatial discretization

This section focuses on reviewing the spatial discretization commonly considered for CSO mitigation objectives through SUDS planning management.

4.1.1 How are catchments and sub-catchments delimited?

Catchments and sub-catchments can be delineated by different criteria such as soils type, vegetation type, land use and topographical features (Park et al., 2008). The choice of these criteria and delineation method affects the degree of discretization which is important for modelling (i.e., heterogeneity of and use will influence the water volume going through the sewer network) and data analysis (i.e., determining suitable places for SUDS). Only 26% of the studies have mentioned the methodology used to delineate the sub-catchment areas using sewer system maps (Chen et al., 2019), digital terrain models (Alves et al., 2016) and aerial photographs (Montalto et al., 2007). Otherwise, Simperler et al. (2020) used block partitioning resulting from the superposition of the land occupation types (residential, commercial, mixed areas), buildings and population, resulting in a full discretization with an average size of sub-catchment smaller than 1 ha.

4.1.2 Which spatial discretization for urban catchment scale models?

All studies are based on semi-distributed or distributed models. Semi-distributed and distributed models are defined for a catchment divided into sub-catchments having different properties (i.e., elevation, urbanization, soil characteristics). The size of the sub-catchment holds significance from a modeling perspective as it describes the level of description for the territory (Elliott and Trowsdale, 2007; El-Nasr et al., 2005).

For the studies giving this information (n=41), the catchment size was extracted, and the mean size of sub-catchment was calculated by dividing the total catchment area by the number of sub-catchments. The sample was grouped into four clusters using the Gaussian Mixture Model, as shown in *Figure 1.1*. These 4 groups of catchment size were delimitated by small (44% of studies), medium-small (12% of studies), medium-large (22 % of studies), and large catchments (22 % of studies), with a respective size smaller than 500 ha, between 500 and 1000 ha, between 1000 and 2400 ha and bigger than 2400 ha (*Figure 1.1*).

A disparity was found in the size of the catchments with the largest catchment being that of Torres et al. (2021) with 35000 ha and the smallest described by Villarreal et al. (2004) with 4 ha. For small catchments, the size of sub-catchments are smaller than 60 ha and almost 50% of the sub-catchments mean size are smaller than 2 ha. For medium-small catchments, the mean size sub-catchments appears to be divided into two groups, those with an average size of less than 5 ha and those with a size of between 20 and 40 ha. For

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

medium-large catchments, sub-catchmentss are smaller than 20 ha. Finally, for large sub-catchments the average size varies between 1 and 426 ha. Despite this high variability, the size of the sub-catchments increases with the size of the catchments.

Several studies have investigated the effect of simplifying the number of sub-catchments (Casey et al., 2015; Elliott and Trowsdale, 2007; Ghosh and Hellweger, 2012). To the best of our knowledge, there is no consensus on the discretization required to accurately model the catchment hydrology. Therefore, decisions should be based on the level of detail required for the hydrologic model, considering both the objectives of the study and the available data.

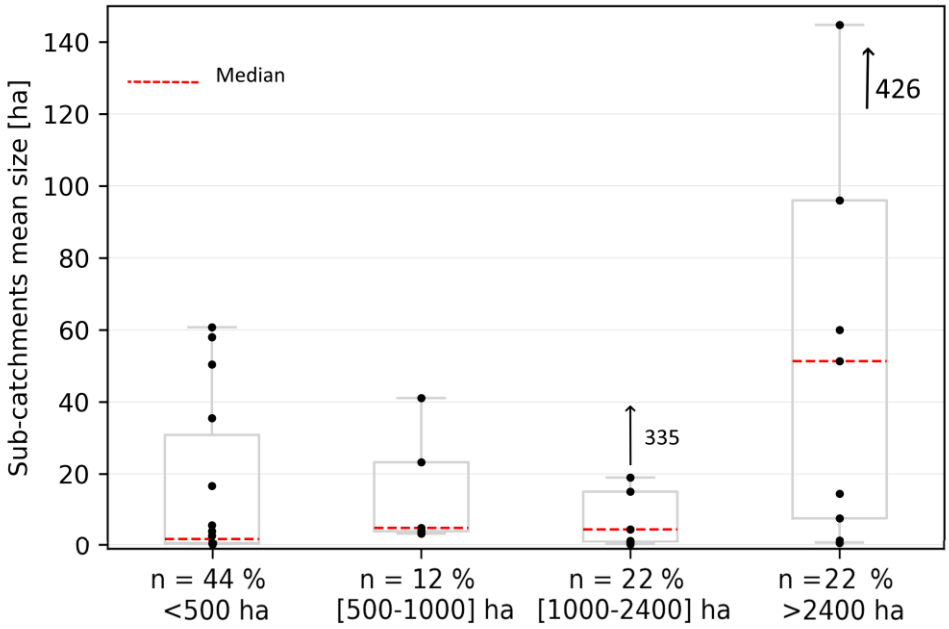


Figure 1.1 : Distribution of Sub-Catchment mean sizes by catchment size group (n=41). The catchments are classified into four groups using the Gaussian Mixture Model. The first group comprises 44% of the studies and includes catchments smaller than 500 ha. The second group, accounting for 12% of the studies, encompasses catchments ranging between 500 and 1000 ha. The third group, representing 22% of the studies, consists of catchments sized between 1000 and 2400 ha. The final group comprises catchments larger than 2400 ha.

4.2 Rainfall data and temporal scale of simulations

4.2.1 Temporal scale of simulations

Temporal scale to simulate SUDS scenarios at catchment scale to mitigate CSO can be gathered into two categories: i) continuous simulations and ii) event-based simulations. Continuous simulations, used by 36% of authors (n=18), yield hydrological findings without setting the specification of initial conditions for each rain event (temperature, soil moisture, and the filling state of the reservoir structures). 56% of authors (n=28) opt for event-based simulations and a subset of authors, 8% (n=4), employ both approaches.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

In continuous simulation studies (n=22), 10/22 of the authors simulate a 1-year rainfall event, while the remaining half is divided, with 5/22 simulating events of less than a year and 7/22 simulating events lasting more than a year. On the other hand, it was observed that among studies using future scenarios (n=10), a significant majority, 8/10 of studies employ continuous simulations spanning a duration of 12 months or longer. Continuous simulation is sometimes preferred as it captures the time-varying responses of changing weather conditions and runoff patterns, providing a more accurate representation of their effectiveness. However, they may represent a significant modelling effort, and depending on the aim of the modelling study, the choice of period may have not been representative of current events or extreme events. Ferrans et al. (2022) showed that the proportion of continuous simulation used in studies is increasing.

Event-based simulations (n=32) are divided into **3 categories**. The first category consists in using **design storm**, *ie.* fictitious rainfall event with controlled characteristics (hyetograph shape, maximum mean intensity, return period...). 15/32 authors using event-based simulations, use a return period between 1 month and 100 years. The secondly category consists in **several observed rainfall events**, constituting 13/32 of authors using event-based simulation. The observed rainfall events may be simulated independently and often omit periods unrelated to the research questions. In this context, some authors disregard dry intervals, assuming that CSO are absent during such period. While Liao et al. (2015) use a large number of rainfall events (53), half of studies use less than 7 rainfall events. Among them and not exhaustively, Sarminingsih et al. (2019), Stovin et al. (2013) and Torres et al. (2021) have only used 3, 3 and 2 events, respectively. These authors justify their limited sample size by specifically choosing representative rainfall events based on characteristics such as frequency, duration, and return time observed over an extended period. The third category uses **historical rainfall events** and has been used by 4/32 authors to investigate the trends in extreme weather occurrence. Using several rainfall events with different characteristics is recommended by Bertrand-Krajewski et al. (2008).

36% (n=18) of the authors have justified their temporal simulation choices based on systematic data analysis. The authors' justifications encompass four distinct categories: firstly, they consider rainfall characteristics, such as rainfall depth, intensity, and return period. Secondly, they account for anticipated future trends in rainfall patterns. Thirdly, they evaluate the specific rainfall attributes unique to the geographical study area, including the frequency and type of rainfall events typically observed. Lastly, the authors assess the impact of the observed rainfall events on CSO. The approach to temporal simulation selection reflects a comprehensive strategy by these authors to ensure the relevance of their simulations.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

4.2.2 Temporal discretization

Temporal discretization used to simulate SUDS scenarios at catchment scale to mitigate CSO was mentioned by 60% of authors (n=30). **Three groups** have been identified: I) authors who use a time step between 1 and 15 minutes (20/30), ii) an hourly time step (9/30) or iii) a daily time scale (1/30). On the other hand, some authors use a variable time step. For example, Tavakol-Davani et al. (2016) simulate three years with different time step during dry weather than during rainfall events. This seems reasonable because the dry weather processes after a rainfall event or during two rainfall events are slower. However, the higher is the time step, the smaller the peak flow and the CSO volume. Hence, it cannot be expected to accurately quantify CSO volume with large temporal scales (Zhu and Schilling, 1996).

5 How to model the urban catchment compartment and what is lacking?

The conceptualization of the urban catchment and its compartments is a prerequisite for understanding the current state of the systems and the consequences of SUDS implementation. Nevertheless, the internal structure of the hydraulic-hydrological model is frequently not explicitly mentioned. Aspects such as formulating crucial processes with equations, using numerical techniques, and establishing boundary conditions are often overlooked (Deletic et al., 2012).

5.1 Considered urban catchment compartments

In urban areas, the hydrological compartments are the surface area, soil, aquifer and river system. Hydraulic compartments are the networks and the CSO. There is no simple definition of which compartment must be integrated in urban drainage model (Salvadore et al., 2015), but from this literature review focusing on the objective of CSO mitigation through SUDS, **almost all the authors have at least represented the surface, the network, the CSO and SUDS compartments** (*Figure 1.2*). Some studies also incorporate additional compartments to enhance the catchment representation. For instance, 54% (27/50) of the studies include the soil compartment in their catchment models. A smaller portion, 26% (13/50), introduce the aquifer compartment, and 8% (4/50) consider the river system. **The challenge arises in determining which compartments need to be adequately represented to avoid neglecting crucial processes, striking the right balance in the CSO urban scale modeling effort. Six combinations have been observed, ranging from the simple (using only the surface and SUDS compartment) to the complex (surface, soil, groundwater, network, CSO, SUDS and the rivers compartments).** These combinations of compartments, which make up the system, are highlighted in *Figure 1.2*. Among them, three combinations emerge as the most used. The first one combines surface, network, CSO, and SUDS, accounting for 42% of the reviewed studies. The second recurring combination extends to the initial urban system by including the soil compartment and constitutes 22% of the studies. The third

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

combination further incorporates the groundwater compartment, representing an additional 24% of the studies in the review.

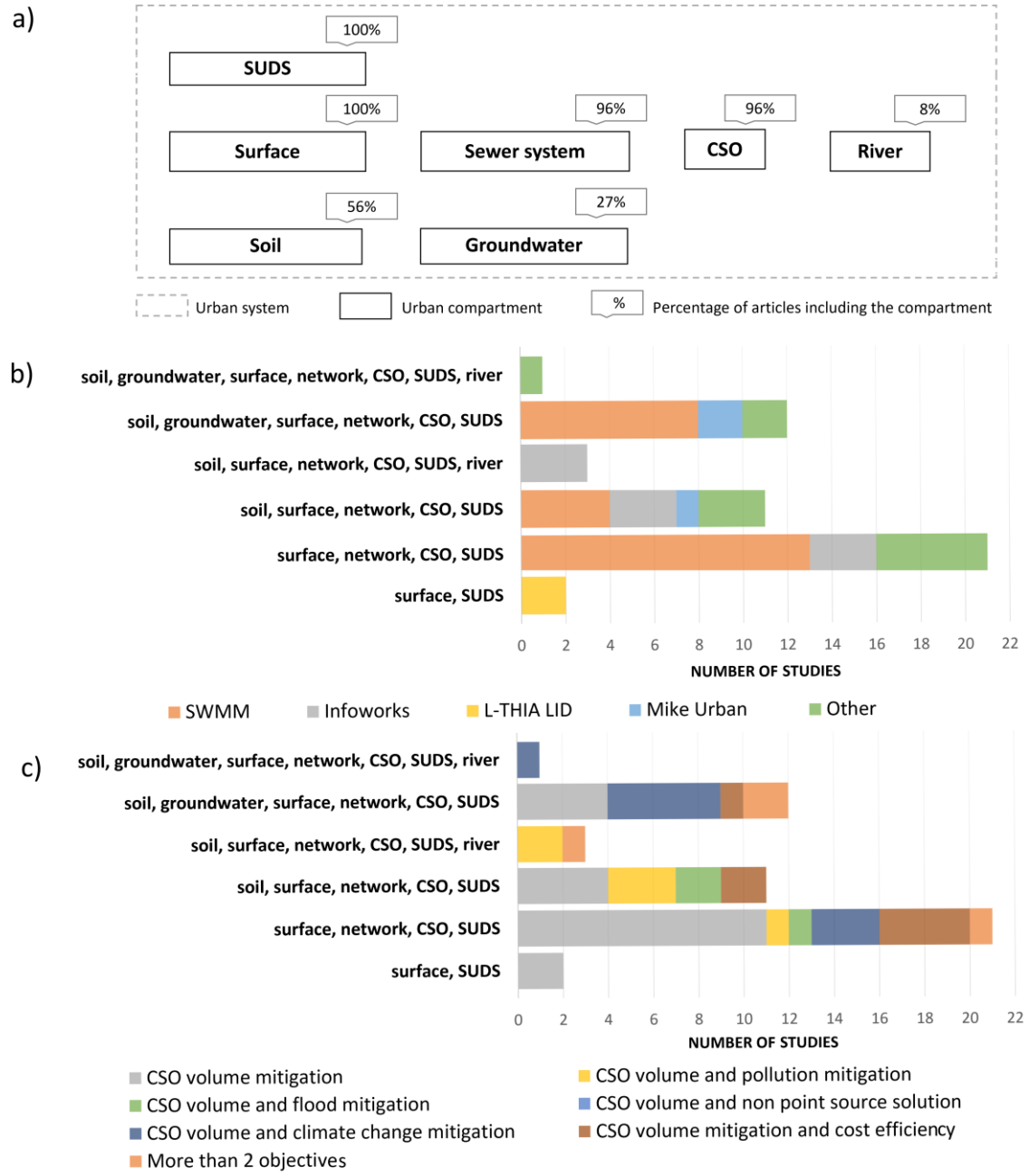


Figure 1.2 : Overview of the compartments of the urban drainage system and usage trends for modeling disconnection strategies at the watershed scale. a) Presentation of compartment types referenced throughout the ensemble of articles (n=50), along with their frequency of occurrence. b) Description of the various compartment combinations found in the collection of articles (n=50) and their association with the employed models. c) Analysis of the different compartment combinations identified in the articles (n=50) and their correlation with modeling objectives.

The selection of compartments within an urban catchment is closely linked to the objectives of the articles, as detailed in *Appendix A. 1*. The analysis of the ensemble of articles shows that for a singular objective (e.g. volume mitigation), a basic configuration

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

(e.g. surface, network, CSO, SUDS) appears to be sufficient. However, addressing dual objectives (such as combining volume mitigation with cost reduction or flood mitigation or pollutant reduction or to face climate change) can be addressed through the same basic configuration. This observation raises the question of whether the basic configuration can effectively meet the objectives of modelling CSO in urban environment.

The relationship between the choice of system compartments was correlated to the temporal scale of simulation (*Appendix A. 2*). It was observed that a basic configuration is commonly employed in both event-based and continuous temporal scales of simulation. A particularly interesting observation is the tendency of studies incorporating the soil compartment to favor event-based temporal simulations. This preference could be attributed to the significant impact of soil infiltration and saturation (initial conditions) on the hydrograph at event scale. Conversely, studies that include groundwater and/or river components predominantly opt for continuous simulations. This approach seems logical considering that groundwater and river dynamics are slower processes, which are more effectively captured over extended time scales.

5.2 Conceptual models for urban drainage systems

Models and their applications are developed to address specific research and/or practical guided by the objectives and available data (Devia et al., 2015). To model CSO and the dissemination of SUDS within the urban catchment, developers have to make two key decisions: i) the hydrological and hydraulic key processes to simulate and ii) the appropriate level of complexity for the model.

5.2.1 Rainfall-runoff model

Hydrologic catchment routines are used to transform an effective storm hyetograph into a runoff hydrograph. As illustrated in *Figure 1.3*, runoff can come from impermeable but also from permeable surfaces. Three major rainfall-runoff models were identified across 32% (16/50) of the studies while it was not mentioned for the other studies.

1) The rational method, utilized by 3/16 of the studies, calculates peak discharge based on the catchment area, runoff coefficient and rainfall intensity. This equation is particularly applicable for catchments smaller than 250 ha. Beyond this size, its assumptions and empirical constants may lead to inaccurate runoff estimations (Wang and Wang, 2018). Montalto et al. (2007) and Rodriguez et al. (2008) used it to calculate the peak runoff flow rate and quantify the CSO event through a threshold equation (further details about CSO equations in §*5.2.4*)).
2) The time area method, used by 4/16 of the studies, transforms an effective storm hyetograph into a runoff hydrograph. The method accounts for translation only and does not include storage. For example, Villarreal et al. (2004) used this

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

method to estimate runoff based on the available physical characteristics of each sub-catchment.

3) The Curve Number runoff equation (SCS CN), used by 7/16 of the studies, is an empirical method that expresses the runoff volume generated by a given rainfall volume. This method is based on daily runoff depth, land use, and hydrologic soil group data. It is used in SWMM (Rossman and Simon, 2022). The fact that this method is used twice as much as the previous two is presumably due to the popularity of SWMM. It is worth emphasizing that 42% of authors using SWMM do not explain their rainfall model.

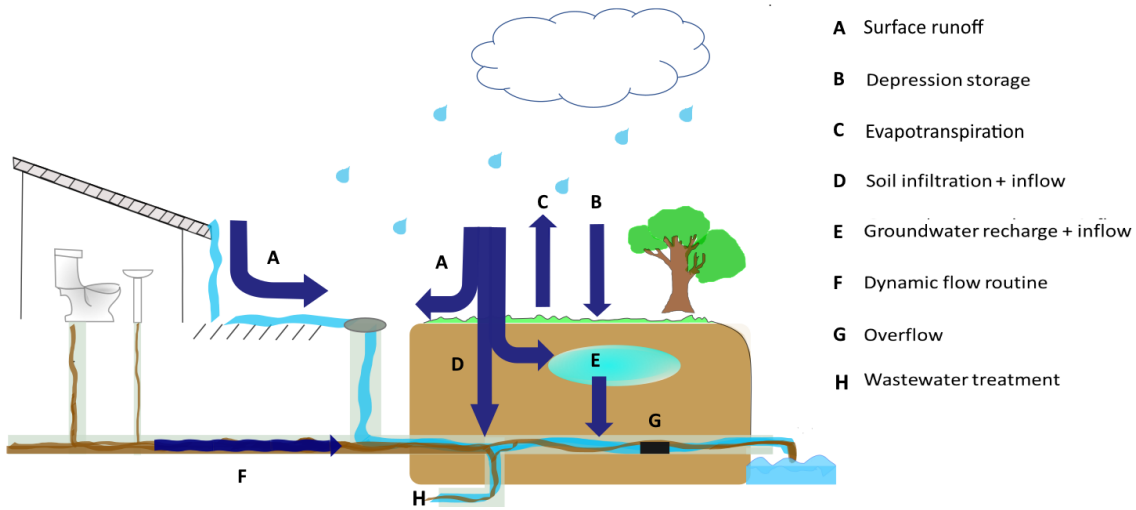


Figure 1.3 : Representation of urban drainage system processes in a combined sewer system. Inflow meaning the infiltration of water from surrounding soil to the sewer pipes.

5.2.2 Infiltration and subsurface flow models

Permeable surfaces may contribute to CSO by surface runoff when they are saturated and/or by slow infiltration processes within the soil layer, which subsequently seep into the buried sewer pipes via cracks, joints, or defects (*Figure 1.3*). Only 26% (13/50) of the authors detail the infiltration and subsurface models they used. Three different models are set up: i) the Horton's equation (Horton, 1939) used by 6/13 authors; ii) the Green-Ampt model (Green and Ampt, 1911) used by 6/13 authors as well; iii) the linear reservoir model employed by only one author (Andrés-Doménech et al., 2010), while the other authors do not mention consideration of this process.

Groundwater recharge and inflow to the combined sewer system (*Figure 1.3*) were accounted by 24% (12/50) of the studies. These studies consider the water's flow from the surface to the aquifer. Half of them took into consideration the flow from the surface into the aquifer and then into the combined sewer system. Two modelling approaches were identified:

1. The injection into the combined sewer system, adopted by 9/13 authors. The

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

injection of flow can be a constant flow at different points within the sewer system or variable monthly flow injection representing seasonal variation. These flow paths, come for most of them from Modflow simulation (Harbaugh, 2005) as is the example of Fryd et al. (2013) and Roldin et al. (2012)

2. The second approach, used by 3/13 of authors, is a linear reservoir that represents the drainage of subsurface groundwater by the sewer network and the drainage of the subsurface groundwater by the river.

Indeed, infiltration processes are sometimes neglected (in this review by 37/50 studies) and the interaction between flow and infiltration components and the network is often ignored at the urban catchment scale as the hydrology of urbanized zones is far from being simple: the urban environment is highly heterogenous in terms of land use, subsoil characteristics and other factors, which serve to influence all hydrological processes (Rodriguez et al., 2008).

Futhermore, infiltration from impermeable surfaces was not addressed by any authors, nor was the exfiltration of water from the drainage system, despite that in specific situations, these processes can play an important role in the hydrological balance (Benedict et al., 2012; Ragab et al., 2003; Ramier et al., 2011).

5.2.3 Flow routining model

A classical hydraulic model conceptualizes the combined sewer system by nodes and pipes. Often, the authors include other hydraulic structures such as pumps and chambers. Their description and modelling are generally complex and require the use of partial differential equations. However, it is not rare that flow dynamics can be simplified. In almost half of the sample studies (22/50), six different models have been mentioned (not mentioned for the rest of papers) to model the transport flow: (i) **the dynamic wave routine** used by 9/22 of authors, (ii) t**he full Saint-Venant equation** used by 7/22 authors, (iii) t**he kinematic wave approach** used by 3/22 of authors, (iv) **the double linear reservoir model** used by Desai and Londhe, (2016), (v) **the Muskingum equation** used by Torres et al. (2021), and (vi) **the Manning-Strickler** used on a lumped model by Fu et al. (2019).

5.2.4 Combined sewer overflow models

The CSO structure is part of the conveyance compartment and should be represented when the aim are CSO mitigation. All the authors have at least represented one CSO structure. In this literature review **two modelling** approaches were identified.

The first modeling approach, and the most common (32% of studies, 16/50) is a **threshold model**. It consists of a binary decision model guided by the maximum capacity of the sewer before overflow occurs. The threshold can be determined using empirical

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

relationship between outflows from the sewer which arrives at the CSO structure and overflows: The maximum flow capacity downstream the CSO structure by 15/16 of studies. If the catchment outflow exceeds the maximum downstream capacity, the CSO spill flow is equal to excess flow rate. The latter can be determined by the maximum capacity of the downstream pipe (used by 12/16 of studies), or by the maximum wastewater treatment plant (WWTP) volume capacity, (used by 3/16 of studies), It is a simple volume balance equation that neglected flow dynamics and estimated the CSO spill volume using a volume balance equation based on the maximum WWTP volume capacity and the sewer volume produced in the catchment.

The CSO structure threshold can be determined through frequency analysis (Mailhot et al., 2015). This process relies on observed data to determine the CSO structure's response based on rainfall duration, depth, and intensity values using long-term statistical methods. However, this method was not mentioned in the study sample, probably due to the lack of CSO data.

The second modeling approach (used by 5 authors) of CSO structure is based on the use of hydraulic structures like orifices, weirs, and pipes to simulate flow regulators **mimicking the threshold and the outflow**. Thus, complicated CSO structures are represented by simple structures calibrated with observed data.

However, the approach usually used to represent CSOs and thus, simulating spill events is most of the time not mentionned. More than half of the studies (58%, 29/50) do not mention how CSOs were modeled. This omission can be attributed to the difficulties in instrumenting CSO and measuring data and to their complex hydraulic modeling (Montserrat et al., 2017). That is why some simplifications might be made by the authors, or they might have used an existing module for CSO in the modelling software. Such a gap raises a crucial challenge: how to quantify the SUDS system capacity to mitigate CSO without knowing how to properly model CSO?

5.2.5 Quality model: build-up, wash-off and pollutant transfer models

22% (11/50) of the studies have addressed pollution issues. Pollutant accumulation on urban surfaces can be influenced by preceding dry weather periods (Walaszek et al., 2018). Frequently, data on pollutant accumulation are directly sourced as input parameters from literature or prior studies (Choi et al., 2019). In the sample study of this literature review, **three types of models** were employed in order to assess the quality performance of SUDS scenarios at catchment scale to mitigate the impact of CSO.

The Event-Mean Concentration (EMC) model, used by 3/11 of authors, generally reported as the mass of pollutants discharged per unit volume of runoff during a storm event. Due to the limitation in sampling programs and the random nature of rainfall characteristics (Charbeneau and Barrett, 1998). Authors resort to using literature data

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

(Chen et al., 2019) while others calibrate the ECM value with observations despite the scarcity of samples (Sarminingsih et al., 2019).

The wash-off model has been found in 2/11 studies. This model simulates the process of pollutants being washed-off from surfaces, typically in urban areas due to rainfall runoff.

Build-up and wash-off models are used together by 6/11 of studies. In a first instance, the build-up model accumulates pollutants in the study area during dry weather (Al Ali et al., 2017). Then, the wash-off model is implemented.

These models have been applied to different pollutants, mainly organic matter (biochemical oxygen demand (BOD) and chemical oxygen demand (COD)), and nutrients (ammonium (NH_4), ammonia (NH_3), total nitrogen (TN), total phosphorous (TP)) and total suspended solids (TSS).

5.3 Calibration and validation: a challenging step at the catchment scale

This section reviews the common practices involved in calibrating and validating a model of urban drainage system with the objective of modelling CSO in a context of SUDS implementation scenarios through two questions: i) which parameters are commonly used to calibrate and to validate the models? and ii) which metrics are selected to evaluate the quality of the calibration/validation?

5.3.1 Parameters to calibrate the model

Model calibration involves selecting and adjusting specific parameters within the model to ensure its outputs closely match observed or reference data, thereby enhancing the model's accuracy and predictive capability. In Table 2, the most frequently utilized parameters for model calibration have been categorized into surface, soil characteristics, sub-surface characteristics, and network parameters. In the corpus of the 50 articles, it has been observed that no study has calibrated CSO parameters. Yet, in studies particularly focusing on CSO mitigation, it would be an asset to consider the calibrating parameters associated with CSO structures to better fit CSO indicators.

The parameters summarized in Table 2 were compiled from 34% (17/50) of the articles reviewed. On average, studies calibrated approximately **three parameters**. However, there are instances, (e.g. Riechel et al., 2016), where a notably high number up to 89 parameters were analyzed one at the time to determine the calibration parameters. While this is not considered as a standard approach, it does raise the important question of selecting the appropriate model in order to avoid overfitting. The answer to this question inherently depends on the total number of parameters present within the model and on the subset of parameters with a large impact on the model's result's (Perrin et al., 2001).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Parameters chosen for calibration play a crucial role in shaping the model's behavior, as they directly influence how the model responds to input data and reflects the real-world phenomena it aims to simulate. Even if some parameters are measurable, their experimental estimation is usually difficult at the catchment scale.

When it comes to SUDS parameters, as performance studies have been increasing in the last years, more data is available about the design elements (i.e., drainage area, media composition, thickness of each media layer, surface ponding depth and underdrain size) and physical properties (i.e., field capacity, wilting point, hydraulic conductivity slope, suction head). This development is highlighted by works like those of Hou et al. (2021) and Hernes et al. (2020) who fixed and calibrated SUDS parameters using measurements obtained from dedicated experimental campaigns. This emerging wealth of information opens new possibilities for improving modelling results diversity.

Table 1.2 Summary of parameters identified during the calibration of the sample of studies given details of this procedure. The frequency of occurrence represents the percentage of articles, among the 34% of studies (n= 17).

Type of parameter	Physical measure	Frequency of occurrence in the corpus
Surface parameters (pervious and/or impervious surfaces)	***Depression storage/initial losses***	47%
	Manning coefficient	35%
	Impervious and/or pervious surface area	29%
	Sub-catchments width	24%
	Runoff coefficient parameters	12%
Soil and sub-surface parameters	***Soil storage capacity***	18%
	Area contributing to rain infiltration inflow to the sewer system	12%
	Sub-surface flow rate	6%
Network parameters	***Manning coefficient***	12%
	Model routing coefficient	6%
	Bathymetric and backwater curves	6%

5.3.2 Metrics for calibration and validation phases

Calibration and validation of models typically use metrics to quantify the model's ability to replicate the observed/reference data. The selection of a metric (e.g. an objective function) for validating the model makes part of the practices of modelling to understand if the goals of the given modelling task are achieved (Jakeman et al., 2006). However, nearly half of the studies (42%, 21/50) have indicated the objective function they used.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Most of these studies (13/21) applied the Nash-Sutcliffe Efficiency coefficient (NSE). Other objective functions identified in the reviewed studies include the Root Mean Squared Error (RMSE, for 6/21 of studies), the relative error (for 4/21 for studies), the R^2 coefficient (for 3/21 of studies), as well as the Mean Absolute Error (MAE), Mean Absolute Percentage Error (MAPE), Kling-Gupta Efficiency (KGE), and contingency table, each used by only one study. Some studies (7/21) use more than one objective function and the one that comes up the most is the combination of NSE and RMSE.

Within the context of the selected metrics, different variables are considered to assess and quantify the model's performance. The most frequent variables were summarized in *Table 1.3*, among 58% articles of the ensemble (n=29). Flow in the sewer system was the most frequently used (by 11/29 of studies), followed by water levels in the sewer system (by 8/29 of studies). The remaining 10 cases are presented in *Table 1.3*. Furthermore, it should be noted that if the primary objective is to mitigate CSO, it is advisable to perform model calibration utilizing flow data obtained directly from the CSO facility's measurements. However, little attention has been given to calibrating the flow that is measured at the discharges from CSO structures because of the large monitoring effort that is required (Montserrat et al., 2017).

Table 1.3 Summary of variables identified for evaluating the calibration and validation step. The frequency of occurrence represents the percentage of articles, among the 58% of studies (n=29), using the parameters.

Type of parameter	Variable	Frequency of occurrence
Sewer	***Flow***	38%
	Water levels	28%
	Peak flow	14%
	Volume	7%
	Peak time	3%
	Velocity mean	3%
	CSO volume	3%
	CSO discharge	3%
	Peak duration	3%
Surface	***Runoff volume***	7%
	Runoff flow	7%
	Runoff duration	3%
Pollutant	***Concentration***	7%
River	***Stream flow***	7%

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

5.3.3 Temporal scale of dataset to calibrate and evaluate the model

Evaluation of whether a calibrated model is suited to study objectives will be influenced by the selection of its testing dataset.

In the corpus, there is a lack of clear indication of the choices made. Indeed, only 34% (17/50) of the authors give the details on how they choose the time period for calibrating and validating. 12/17 of those studies use between 1 and 10 events for calibrate and validate the model and 5/17 use between one and two years of time series and particularly focused on complex objectives, often addressing more than two goals.

It is important to point out that for calibration and evaluation of studies on pollutants (which represent 22% of the ensemble of studies (11/50)), some studies (4/11) do not make any calibration and validation steps as there was no available data. Thus, the modelling parameters were taken from the literature. The barrier to properly validate the model is certainly the hard demanding to fit several parameters and amount of observed data with 5/11 studies using less than 10 campaigns and 2/11 of them using more than one year time series. Even if the lack of datasets is a recurrent remark, it is important to mention that an appropriate calibration methodology is lacking.

5.3.4 Discussion about the calibration and validation

Some authors do not explain any step of the calibration/validation process (13/50) whereas some other explicitly state that they have not calibrated the model due to the lack of observational data (8/50).

The omission of crucial calibration and validation steps due to data unavailability raises serious concerns. While it is understandable that data limitations may frustrate these processes, it prompts a critical examination of the overall rigor of these studies. Papers that focus on comparing the performance of different SUDS scenarios omitting the calibration and validation step could potentially compromise the reliability and applicability of their results. By forgetting these validation stages, studies are likely to produce results with high uncertainties to support real-world decision-making.

In addition, some authors mention the assumption that some models do not inherently require calibration. However, even if a model is based on physical principles, neglecting calibration could undermine its accuracy and lead to biased conclusions. In particular if only positive results are published.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

5.4 Large scale SUDS modelling approaches

The purpose of this paragraph is to provide a summary of the modeling approaches employed for the catchment-scale dissemination of SUDS to mitigate CSO. Almost all of studies (n=48) describe the approaches used for modelling SUDS. **Three different modelling approaches** have been identified.

The multiple layers representation of SUDS, used by 19/48 of authors, is commonly found in popular modelling tools such as SWMM, Infoworks, MIKE Urban and L-THIA-LID. In this approach, a portion of the sub-catchment is no longer directly drained by the network. Instead, flow path first passes through a SUDS module, which comprises several layers. SUDS are composed by different layers (surface, soil, and storage layer) and depending on the type of structure, the layers may vary. For more precision about this type of SUDS modelling tools, please refer to Lerer et al. (2015) and Kaykhosravi et al. (2018).

Modifying the flow path using storage structures (used by 15/48 of authors) is an approach that aims to redirect the runoff from impervious surfaces to pervious surfaces or retention facilities before diverting the stormwater runoff to the sewer system. For example, Roldin et al. (2012) routed the impervious runoff area to a fictive soakaway disconnected from the sewer system.

Modifying the sub-catchment characteristics (used by 14/48 of authors) is a simplified approach and a global modification is made to a characteristic of the catchment area:

1- An equivalent area is equal to the sum of the SUDS area. The impermeable area is converted to permeable area. The total area of the catchment is thus conserved after the SUDS implementation (Eulogi et al., 2022; Muhandes et al., 2022; Radinja et al., 2019; Torres et al., 2021).
2- Modifying the initial losses to mimick storage and infiltration structures (Moore et al., 2012; Stovin et al., 2013). All changes are uniformly distributed by altering input data. For example, Elliott and Trowsdale, (2007) noted that rainwater tanks were not included in modelling tools as SWMM, but they have been modelled indirectly modifying the initial loss parameter so it represents the available space for storage.

The relationship between the type of modelling tool and the SUDS modelling approach used is illustrated in *Figure 1.4*. Despite the possibility of modelling SUDS in conventional urban drainage models (SWMM, Infowork, etc), only 40% of the studies (n=19) used the multiple layers representation of SUDS.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

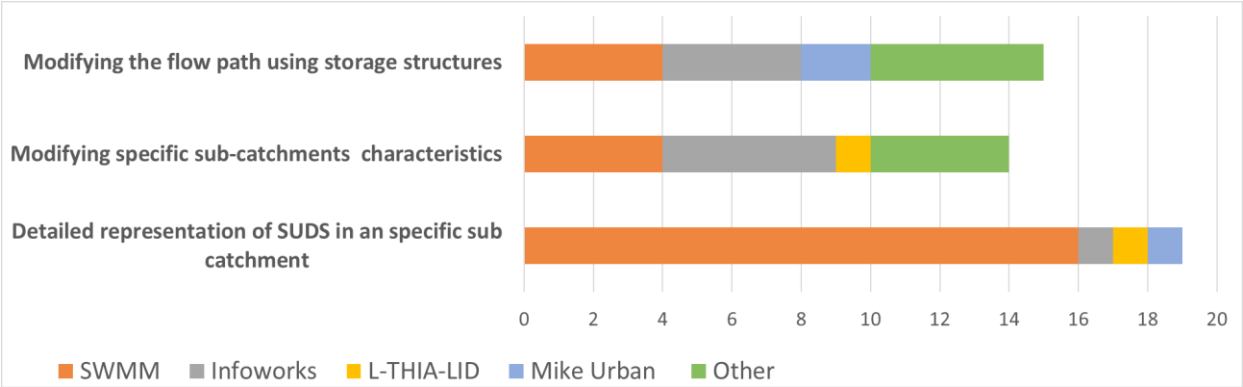


Figure 1.4: Sustainable Urban Drainage System (SUDS) modelling approaches and modelling tools. Categories are defined as follow: SWMM, Inforworks, MIKE Urban, L-THIA-LID and others are the modelling tools. The modelling approaches are: the multiple layers representation of SUDS, modifying the flow path using storage structures, modifying the catchment characteristics and modifying specific sub-catchments characteristics.

During the examination of the modeling approaches, only a few studies mention the fate of runoff after a SUDS structure becomes saturated. Two modelling approaches were identified: (i) re-routing the excess runoff to the sewer system (D'Ambrosio et al., 2022; Fan et al., 2022; Roldin et al., 2012) or (ii) operating under the hypothesis of a perfectly functioning SUDS structure where there is neither excess runoff nor deep percolation rerouted to the sewer system (Joshi et al., 2021; Villarreal et al., 2004). Actually, the interconnection between the different compartments (surface, SUDS, soil, network) is often more complex, and the impact of underground infrastructure (such as sewerage systems and buildings) modifies the flow paths of infiltrated water. This can potentially impact the flow rate in the sewer system (Bonneau et al., 2017; Pophillat et al., 2021).

6 SUDS planning scenarios: scenario elaboration and selection

The purpose of this section is to provide a summary of the methodologies used in the sample of the 50 articles for scenario elaboration and selection for the catchment-scale dissemination of SUDS to mitigate CSO.

6.1 SUDS scenario élaboration

To reach the objectives of CSO mitigation planning, the SUDS implementation scenarios at catchment scale are tested. A scenario is a catchment configuration different from the status quo situation. Several literature reviews have analyzed the different practices guiding the scenario elaboration (Ferrans et al., 2022; Lerer et al., 2015; Wang et al., 2021).

Three key questions are regularly addressed: i) **which** SUDS technologies and combination to implement (studied by 23/50 of authors), ii) **how much** and/or which size of the SUDS should be implemented (studied by 18/50 of authors), iii) **where** to implement SUDS on the catchment (studied by 11/50 of authors).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

6.1.1 Which SUDS?

Among the authors considering the "which" question (46%, n=23), three methods were found through 11/23 authors. First, 3/11 use a decision tree, various criteria are established for this purpose, such as local constraints (area, drainage area, slope, soil type, groundwater level, …), land use (residential, public, industrial), catchment characteristics (green spaces and soil infiltration rates, …), and construction operation costs. Natural landscape features, such as slope, soil type, or open green spaces, are typically incorporated into placement purposes (question "where"), whether by tools or stakeholders. Second, 2 studies employed a hierarchization. Third, 7 authors opted for a random type of SUDS or did not provide a justification for their selection.

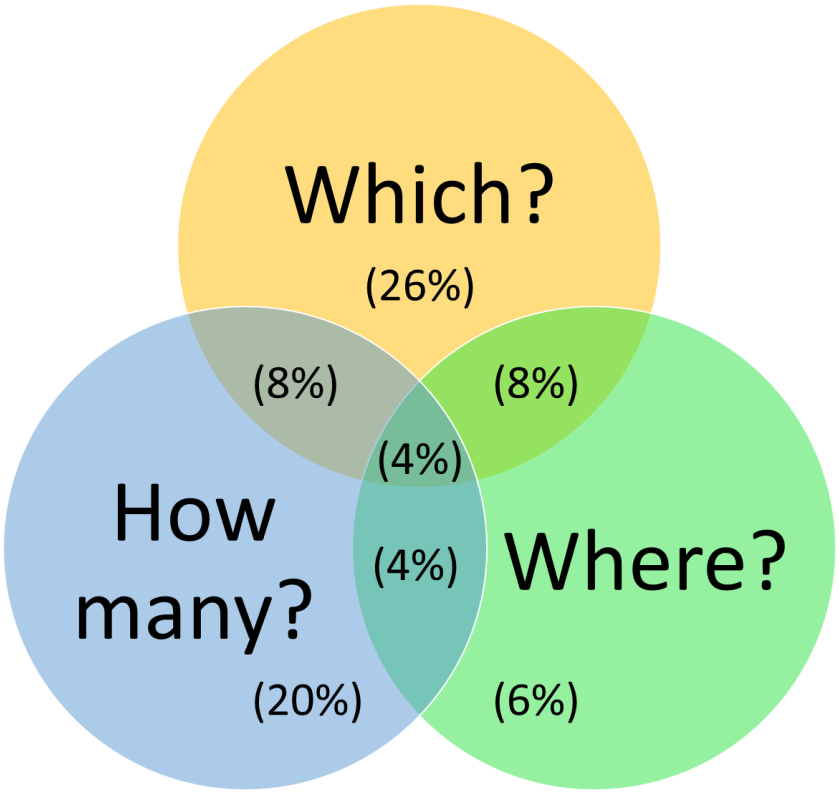


Figure 1.5: Percentage of studies addressing specific SUDS planning scenarios questions. 'Where?' refers to the spatial distribution of SUDS, 'Which?' to the types of SUDS implemented, and 'How many?' to the size and quantity of SUDS deployed. Percentages are used as units, with each 2% representing one article.

6.1.2 How many SUDS and which size of SUDS?

The "size" and the "number of SUDS" parameters has been grouped together due to their similarity when modelling. They refer to the fraction of the catchment area disconnected from the sewer system. The fraction of the catchment area to be transformed into SUDS is a common question, addressed by 36% of studies (n=18), in which different percentage of surface are disconnected.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

The scenarios that lead to the question of quantity have been distinguished into two categories. **First,** 13/18 of studies, have no specific SUDS type but a maximum range of space in which they can be deployed. **Second,** 5/18 of studies, have a defined SUDS typology and a maximum space range in which they can be deployed. For example, McGarity et al. (2017) locate a random number of specific type of SUDS considering that the total size cannot exceed the actual impervious area in each sub-catchment.

6.1.3 Where to implement them?

In new development areas, location for SUDS is selected during the planification phase. The difficulty remains for already existing urban areas where available space is scarce, private or near buildings. The criteria used to select the location is specific to each study and depends on the urban objectives. 22% of authors (n=11) (*Figure 1.4*) have mentioned the choice of SUDS placement based on the following criteria: **specific area** (residential, industrial, commercial or other land use characteristics), **available space, public space, pervious area and impervious areas** to be converted in pervious. Hydrological and pollution constraints, economical or environmental aspects were not mentioned.

Of the authors who discussed the topic of location, 8/11 used a random approach to select the placement of SUDS.

6.1.4 Correlation between the modelling approaches selection and scenario elaboration

The correlation between the development of SUDS scenarios (specifically addressing the 'which', 'where', and 'how' aspects) and the configuration of the catchment system is explored in *Appendix A. 3*. This analysis aims to discern whether the selection of system compartments correlates with the objectives of the scenarios. Our observations indicate that studies focusing on more than one question (which and how, or which and where, or where and how) typically opt for a complex system configuration that includes the surface, network, CSO, SUDS, and often the soil and/or groundwater components. Conversely, authors who have selected a basic configuration generally aim to address a single, straightforward question (*e.g.* which).

Furthermore, the relationship between the choice of SUDS scenario development questions and the approaches used to model them is also explored (*Appendix A. 4*). We find that lumped modeling approaches, such as modifying the sub-catchment characteristics or the water flow paths, are employed to explore scenarios with a singular objective (which' or 'where' or 'how'). On the other hand, more complex SUDS modeling approaches, which offer detailed processes representation, are used for scenarios encompassing two or more questions (*e.g.* which and where or how and which).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

6.2 SUDS scenario selection

6.2.1 Which typology of SUDS are frequently modelled

A diverse range of SUDS is available to address the challenges of CSOs in urban settings (Castellar et al., 2021). These systems can be employed either individually or in combination. A significant majority of authors (88%, n=44) specified the type of SUDS they modeled, while 12% (n=6) used a lumped modeling approach which does not distinguish the types of SUDS. This review identified 28 distinct types of SUDS in the corpus. The five most modeled SUDS are permeable pavements (used by 17/44 of authors), green roofs (used by 14/44 of authors), rain gardens (used by 13/44 of authors), rain barrels (used by 12/44 of authors) and bioretention cells (used by 12/44 of authors). Notably, four out of these five SUDS types can be modeled using the SUDS modules in SWMM, Infoworks, and MIKE Urban. Half of the articles focus on scenarios that consider only one SUDS type. Articles combining two types of SUDS represent only 10% of the corpus (n=5), while scenarios incorporating three or more SUDS account for 42% of the corpus (n=21).

6.2.2 SUDS performance indicators for comparing modelled scenarios

Once the SUDS are implemented in the model, it is important to assess their performance regarding CSO mitigation. This step requires to extract some performance indicators from the model outputs. Five categories of performance indicators have been identified in the corpus (Table 4): i) surface runoff control, ii) sewer network performance, iii) sustainability, iv) river quality and v) economical factor. Typically, authors have used only two categories of objectives. The most used combinations of indicators are: sewer network performance and economical for 14% (n=7), surface runoff control and sewer network performance for 10% (n=5), sewer network performance and river quality for 6% (n=3), and surface runoff control and river quality for 4% (n=2). Only two authors used four categories (Liao et al., 2015; Montalto et al., 2007), while one article encompassed all of them (Fan et al., 2022). Two observations have been made. The first is that other objectives than the reduction of CSO are also investigated. The second is that when sewer network indicators are not available to assess the effectiveness of SUDS on CSO (due to the lack of calibration or use of this compartment), surface runoff control indicators are used.

Another classification of indicators refers to the temporal resolution. Two primary categories of indicators are recognized: **time series-based** and **event-based indicators**. In studies that evaluate performance within the context of climate change, time series-based indicators are typically chosen. Examples of these indicators include the percentage reduction in flood volumes, the yearly CSO duration, or the cumulative volume or load of pollution over the specified time series (Muhandes et al., 2022; Rodriguez et al., 2023).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Although authors have exhibited proficiency in selecting performance indicators, it is important to note that most of these selected indicators have not undergone calibration nor validation. In addition, caution should be exercised when selecting indicators that are often presumed as "adequate." Lau et al. (2002) questioned the use of frequency and volume as pollution indicators for receiving waters. Their study demonstrated that, beyond a certain point of CSO volume reduction, there was no further improvement in river pollution. Thus, they concluded that the frequency/volume of overflows can serve as performance indicators for the quality of receiving waters, provided their significant limitations are understood. It is therefore essential to observe the effects of SUDS dissemination on various criteria.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Table 1.4: Performance indicators found in the corpus. Indicators are classified in five categories: surface runoff control, sewer network performance, sustainability, river quality and economical objectives. All parameters were used for CSO volume mitigation, additional objective(s) of the study that uses these parameters are marked by ✸ for climate change objectives; 🜂 for river pollution mitigation objectives; ◊ for flood mitigation objectives and 🜁 for non-point source pollution objectives.

Performance indicator category	Detailed parameters
Surface runoff control *(Used by 32% of the authors)*	**Runoff quantity control parameters:** Runoff reduction rate ✸🜂🜁◊ Peak flow reduction🜂 Total flow volume ◊ Flow volume reduction Flow duration Reduction of CSO discharge per impervious hectare
	Non-point source pollution control parameters : Concentration of COD, SS, NH_3-N,TP
Sewer network performance *(Used by 76% of the authors)*	**Flood control parameters:** Number of flooding nodes✸ Percentage reduction in flood volume✸
	CSO dynamic control parameters: Peak flow reduction Maximum CSO flow Flow duration 🜂 Annual mean peak 🜁
	CSO quantity control parameters: Volume reduction Total volume Maximum overflow volume✸ Annual volume 🜁 Daily total volume✸
	CSO frequency control parameters: Reduction rate of overflow frequency
	Quality control parameters:🜂 Pollutant loads (BOD, NH_4, COD load✸, SS load✸, TN load, NH_3-N✸, TP✸, TSS, BOD) Pollution load reduction rate Annual Overflow load (SS, COD, TP, TN Ammonia)
	WWTP control parameters: Pollution load reduction rate (COD, NH3, SS, TP)
Sustainability *(Used by 8% of the authors)*	**Maintenance cost parameters:** Maintenance cost Average CSO cost reduction per implemented units Annual SUDS life cost
River quality *(Used by 22% of the authors)*	**Quality control parameters:** Dissolved oxygen (DO) concentrations Frequency of critical DO conditions Total duration of critical DO conditions pH Pollution load (BOD, COD, TSS, oil, grease, total coliforms)
Economical *(Used by 26% of the authors)*	**Construction and maintenance parameters:** Cost of CSO reduction Construction cost Normalized cost index (cost per m3 of CSO volume reduction) Capital expenditure Annual operational costs Cost effectiveness analysis Life cost per unit of a specific measure Installation cost **Efficiency cost parameters:** Average CSO reduction per investment Costs Per Reduction (CPR) index

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

6.2.3 Methods used for relevant scenarios selection

Once several scenarios have been elaborated and simulated, the user might need to make a choice and to select or rank the different scenarios. In the corpus, 66% of the articles (n=33) detail which method they used to select the most suitable SUDS scenarios. Despite the diversity of methodologies employed, three overarching methods stood out: i) the legislation/regulation constraint, ii) the optimization function method and iii) the ranking method.

The legislation/regulation constraint represents 18/33 of the articles. In constraint methods, scenarios are selected if they meet a specific criterion. This criterion can be a threshold of a variable related to a local legislation or local decisions. The criterion is often based on large previous studies considering multidisciplinary aspects. According to regional regulations together with local studies (such as water development and management master plan), objectives are set. Regulation has therefore become a regulatory driver for action. The CSO frequency is the most used variable considered when this method is applied (Gong et al., 2019; Jean et al., 2021). An observation is that 8/33 of articles elaborate the methods for the purpose of the very article, thus detail it. However, 10/33 did not detail how the scenarios were elaborated, as it was done in a previous internal study, which prevents the repeatability.

The optimization function methods represent 9/33 of the articles where the method is detailed. Optimization methods are usually used when there are multiple objectives in the study. The most used variables considered when this method is applied are the CSO reduction and cost reduction. Jean et al. (2022) utilized an objective function to minimize factors such as infrastructure cost, CSO volume, node overload, and use of the downstream network capacity. Radinja et al. (2019) applied a multi-criteria analysis based on: CSO reduction per implemented SUDS, CSO reduction per investment, OPEX (operating expenses), feasibility, influence on amenity, and impact on biodiversity. Lastly, Torres et al. (2022) employed a numerical optimization method to develop scenarios that meet performance goals. A common thread is that all those studies require the user to input a system of penalty functions to determine which objective is prioritized. The significance of each criterion is weighted according to user preference, and an indicator is used to define which scenario is most appropriate.

The ranking methods represent 6/33 of the articles. All scenarios are ranked according to the importance given to each service. For example, Eaton (2018) uses the runoff reduction to rank the scenarios and Fan et al. (2022) add to the latter the pollution reduction. The variables considered when this method is applied are the runoff reduction, pollution reduction, CSO volume reduction and cost effectiveness.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

6.3 SUDS scenarios performances

Comparing the results of different SUDS scenarios is difficult due to the specificity of each case study. Even though, 5 authors results (Autixier et al., 2014; D'Ambrosio et al., 2023; Desai and Londhe, 2016; Joshi et al., 2021; Stovin et al., 2013) were considered comparable as they implement the same modelling strategy in different degrees (*Figure 1.6*). Those authors have modelled different types of SUDS in different degrees of deployment. *Figure 1.6* presents the CSO reduction volume (with the SUDS implemented) compared to the *status quo* situation, as a function of the catchment disconnected surface area. All case studies have a performance of at least 1% volume reduction for 1% surface area disconnected. For example, Autixier et al. (2014) deployed rain gardens in the study catchment with a total area of 1% (3.37 ha), 2% (6.18 ha), 3% (9.05 ha) and 4% (12.24 ha), and respectively a CSO volume reduction of 8%, 15%, 22% and 28%. When comparing the case studies, the choice of modelling is an important factor. In fact, not all the articles represent the study systems in the same way (cf. *How to model the urban catchment compartment and what is lacking?*) and do not use the same type of rain (cf. *Rainfall data and temporal scale of simulations*). For example, Autixier et al. (2014) use several rainfall events while D'Ambrosio et al. (2022) use a design rainfall event and Joshi et al. (2021) continuous simulation. For those reason, comparing the results of these studies might be biased, but it is the best that could be retrieved. Event thought the difference between the case studies, all results demonstrate an immediate effect of catchment disconnection on the CSO volume reduction.

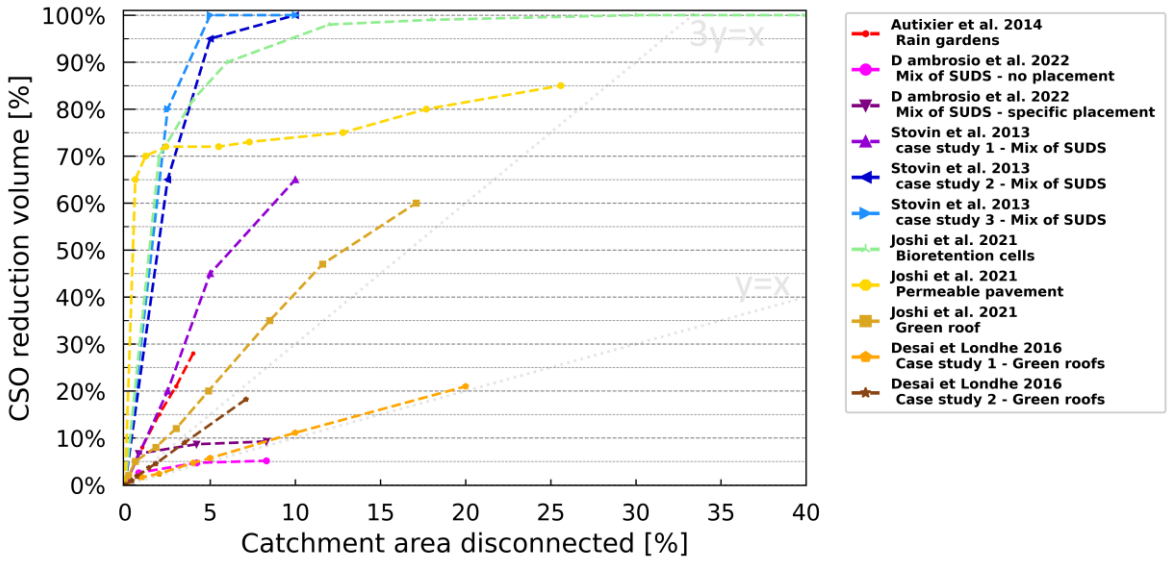


Figure 1.6: SUDS performance in terms of CSO volume reduction derived from various studies for different percentages of impervious area disconnected from the sewer system.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

7 Conclusion and perspectives

This review aims at summarizing the literature on SUDS implementation modelling for CSO mitigation at the catchment scale through 50 case studies published between 1999-2023. This state of the art covers hydrologic-hydraulic modelling practices, methods of SUDS scenario design planning, and performance of modelling reported in the corpus. Its main objective is to provide stakeholders information to help them better understand the implications and limits of modelling choices.

The present work is going further than the already existing reviews by proposing a comprehensive review encompassing every stage of the modeling process. This includes the construction, validation, and calibration of the *status quo* of the urban system, as well as the elaboration, modeling, and selection of SUDS scenarios to evaluate their performance on CSO.

Concerning the methodologies of modelling the *status quo* of the urban system, the key aspects identified are the following:

- There is an important **diversity** of: urban catchments sizes, approaches of modelling, implemented equations and compartments of the system modelled for the objective of CSO mitigation with SUDS scenarios. This diversity can be explained by the high variability in local context including stormwater system knowledge, legislative frameworks and resources of stakeholders.
- In addition to the lack of clear methods for modelling the network system, the authors do not explain in detail how they modelled all the compartments they chose, in particular the CSO structure.
- When specified, the compartments modelled are mainly compartments with a rapid hydraulic response (runoff surface, sewer network). However, the modelling approaches of slow responses between the soil, groundwater and the sewer system are lacking or not mentioned.
- Deep infiltration compartment and exchanges with the sewer network and thus the impact on CSO volume is often ignored at the urban catchment scale.
- Less than half of authors (42%) carried out validation and calibration, with limited explanation for this shortfall. It is likely attributable to the challenges in instrumenting, especially CSOs, and the consequent scarcity of field data: a recurring issue in this field.
- Although the primary objective of limiting CSO is to protect the quality of the receiving environment, models focusing on pollution are less common, with only 22% of studies addressing them. This scarcity is partly due to the limited availability of pollution data compared to hydrological data, a challenge that becomes evident during the calibration and validation phases, where often fewer than 10 events, or sometimes none, are used.
- No methodology for assessing uncertainties was implemented in the corpus.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

After having developed a hydraulic-hydrologic model of the urban system, authors incorporate SUDS scenarios at the catchment level to evaluate their impact on CSO mitigation:

- Three different modelling approaches were adopted for SUDS modelling at the catchment scale. Thus, no clear modelling approach trend could be drawn here.
- There is a diversity of performance indicators for evaluating SUDS scenarios. The most commons are sewer network indicators which is in accordance with the CSO mitigation objective. In addition, climate change, river pollution mitigation, non-point source and flood mitigation performance indicators are also evaluated.
- Elaboration and selection of SUDS scenarios for CSO mitigation is mainly based on local constraints.
- In all 50 articles studied, the stormwater management through SUDS has immediate and positive effect on CSO mitigation.
- Nevertheless, the reliability of those results can be questioned knowing that calibration/validation is barely carried out. Therefore, this stage needs to be improved.

From the state of the art offered by this review some perspectives can be drawn to improve current practice in modelling SUDS scenarios at large scale for CSO mitigation:

- The lack of knowledge on CSO structures and the lack of field monitoring data seem to be common and hampers the modelling process and the appropriate management of the network. We need to improve clear practices of CSO modelling at the urban catchment scale and the calibration and validation of the catchment system model.
- Effort should focus on developing methods to optimize the performance of scenarios for CSO mitigation using hydrological drivers to improve results and optimize modelling efforts.
- Due to the lack of data to feed, validate and calibrate the models, there is a need for parsimonious and user-friendly models to simulate the implementation of a SUDS deployment over the long periods required to evaluate CSO structures.

———

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Dans ce chapitre, nous avons réalisé une revue bibliographique approfondie sur les méthodes de modélisation, l'élaboration de scénarios et l'évaluation de leur performance, avec pour objectif principal la réduction des déversements grâce à des stratégies de gestion des eaux pluviales à la source. Cette analyse bibliographique a orienté nos objectifs de recherche vers trois axes principaux :

- Identification et modélisation des processus prédominants contribuant aux déversements.

- Développement d'une méthode de calibration et de validation du modèle, adaptée aux données disponibles.

- Conception et sélection de scénarios de gestion des eaux pluviales en fonction de leur efficacité hydrologique.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Chapitre 2

Développement d'un modèle hydrologique et hydraulique global à base physique pour simuler les déversements

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Avant-propos

Afin d'atteindre les deuxième et troisième objectifs de cette thèse, un modèle hydrologique et hydraulique a été élaboré dans le but de faciliter l'élaboration de stratégies globales de déconnexion des eaux urbaines. L'objectif du modèle est, d'une part, de reproduire la quantité et la dynamique des différentes composantes urbaines en amont du déversoir d'orage, et, d'autre part, de quantifier leur possible contribution aux déversements de la manière la plus physique possible et avec un minimum de données. Ce dernier enjeu prend une importance particulière pour les bassins versants pour lesquels nous avons peu ou pas de données. L'atout majeur de notre modèle réside dans sa capacité à simplifier les processus hydrologiques en utilisant un minimum de paramètres d'entrée malgré la complexité inhérente du système qu'il cherche à reproduire : le milieu urbain avec son réseau d'assainissement unitaire et ses déversoirs d'orage.

Les questions scientifiques suivantes seront abordées dans ce chapitre :

- Comment identifier les différentes composantes présentes dans les flux mesurés à l'exutoire du bassin versant ?
- Quelles approches de modélisation parcimonieuse permettent de caractériser chaque composante ?

Ces questions scientifiques permettront de répondre aux questions opérationnelles suivantes :

- Quels processus hydrologiques en œuvre dans le bassin versant peuvent être associés aux observations ?
- Quelle est la contribution de chaque composante aux déversements ?

Ce chapitre s'appuie sur l'article suivant :

Article B : Montoya-Coronado, V.A., Tedoldi, D., Castebrunet H., Molle, P., Lipeme Kouyi, G. 2024. Data-driven methodological approach for modeling rainfall-induced infiltration effects on combined sewer overflow in urban catchments. *Journal of Hydrology*, https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2024.130834.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Abstract

Combined sewer system deterioration poses significant challenges, especially as it leads to substantial volumes of Permanent Infiltration Inflow (PII) and Rain-Induced Infiltration (RII) to percolate into sewer pipes. This infiltration increases the risk of Combined Sewer Overflow (CSO) events and reduces the treatment plant's efficiency by diluting raw effluent. To effectively decrease CSO volumes, it is crucial to identify the various flow components and their contribution to overflow volumes. In this study, a data-driven hydrological model was developed, conceptualizing the surface hydrological processes as well as the interactions between soil water and the sewer system, based on long-term monitoring. Four flow components at the outlet of the catchment were identified and characterized: wastewater, surface runoff, PII, and RII. The model was applied and evaluated using monitored data from the Ecully catchment in France. The model demonstrated its suitability in replicating the observed hydrograph and estimating CSO volumes. Two sewer system scenarios were proposed, investigating the effect of partial and complete reduction of PII and RII on CSO volumes. The results showed a reduction of the annual CSO volume by 5% to 7.5%, and 12% to 17%, in the first and second scenario, respectively. To compare the performance of these scenarios with stormwater management strategies, two other scenarios were considered where source control measures allowed infiltration of the first 5 and 10 mm of rainfall. The results demonstrated that these measures could, respectively, reduce CSO volumes by 13% to 48% and completely eliminate CSO for half of the events. This study highlights the limitations of relying solely on PII and RII strategies to eliminate CSO events and emphasizes the necessity of considering stormwater management strategies.

Keywords: Combined sewer overflow, Parsimonious urban hydrology model, Rainfall-induced infiltration, Stormwater management, Sustainable Urbain Drainage Systems.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

1 Introduction

The traditional drainage system with end-of-pipe solutions has been proven ineffective to face the increasing urban sprawl (Marsalek and Chocat, 2002) due to the numerous well-known negative effects caused by the hydrological changes of the catchment area and the hydraulic dysfunctions of the sewer system (Fletcher et al., 2013; Zhou, 2014). Furthermore, its low capacity to cope with upcoming challenges such as climate change and the need to provide long-term sustainability (Zhou et al., 2019) have led to question the relevance of this system as the dominant model for urban drainage.

In addition to usual hydraulic failures, inflow of water into the sewer pipes can occur continuously through cracks, joints, or defects in the pipes, or due to leakage from drinking water systems (Kidmose et al., 2015) leading to what is usually referred to as Permanent Infiltration Inflow (PII). Additionally, during and/or after a storm event, water can percolate into the buried sewer pipes by infiltrating into the soil and then into the sewer pipes, which is commonly known as Rainfall-Induced Infiltration (RII). As numerous European countries have an asset renewal rate below 1 % (The European Federation of National Water Services, 2017), sewer failures are inevitable and wastewater treatment efficiency decreases (Ellis and Bertrand-Krajewski, 2010; Schulz et al., 2005; Staufer et al., 2012). In addition to problems related to the dilution of the effluents, the increasing volume due to PII and RII in the sewer system leads to an increased risk of Combined Sewer Overflows (CSO) characterized by pollutant loads discharges into receiving waters (Dirckx et al., 2019).

As the volume of permanent infiltration inflow and rain-induced infiltration depends on the local tightness of the pipes, the interaction with the buried sewer system is still difficult to estimate without a measurement campaign. Their estimation could be carried out on different time scales, from daily to hourly, using flow and/or water quality monitoring methods (Bareš et al., 2009; Kracht and Gujer, 2005; Weiß et al., 2002). Moreover, such approaches are only able to describe the current state of the sewer system and do not allow for scenario exploration. For this reason, *in situ* measurements are often used to feed and build models. Those models are then used as tools for understanding the key processes of the study system and explore different scenarios for urban planning, among whose objectives is the reduction of CSO events and volumes.

Recent research has focused on the modelling of source control measures and the impact of their dissemination in the urban catchment. Golden and Hoghooghi (2018) consider it as an emerging science, indeed, current hydrological-hydraulic models often lack the holistic approach to consider the interactions between surface, subsurface and sewer systems. This oversight is understandable considering the complexity to conceptualize these interactions which are influenced by numerous natural and anthropogenic processes that interact with each other across different spatio-temporal scales (Salvadore et al., 2015). The difficulty increases when attempting to conceptualize the hydraulic

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

processes of CSO structures widespread in the sewer system over long time periods. Further scientific challenge is assessing the contribution of permanent and rain-induced infiltration on CSO. However, several authors raised questions about the potential increase of these components if stormwater source control measures are disseminated in the catchment area (Bonneau et al., 2017; Pophillat et al., 2021).

In previous studies, different approaches have been applied to identify and quantify infiltration inflow components prior to their integration in a model, such as: (i) assessing infiltration inflow based on wastewater and stormwater conductivity at the event scale (Wang et al., 2019; Zhang et al., 2018); (ii) statistical methods, derived from observed infiltration data, correlating Infiltration Inflow to the site/sewer characteristics such as material, size, shape, soil type, and water table (Liu et al., 2021), or the dynamics to the sewer water composition(Sowby and Jones, 2022); (iii) mechanistic models describing the locations where water may percolate into the buried sewer pipes (Zhang and Parolari, 2022); (iv) coupling different modeling tools; for example, MODFLOW (Harbaugh, 2005) is used to simulate variations in the water table, thus providing data to feed hydrological and hydraulic models (Fryd et al., 2013; Roldin et al., 2012); and (v) simplified representation of Infiltration Inflow through constant flow injections in the sewer system (Andrés-Doménech et al., 2010; Jean et al., 2021). Although most existing models focus on event-based simulations, regulatory standards for discharges from combined sewer systems generally apply on an annual scale (Botturi et al., 2021). This raises the question of whether it is worthwhile turning to models based on annual continuous simulation rather than event-based simulations with simple methods, especially when limited data is available.

To our knowledge, while significant modelling efforts have been devoted to the impact of stormwater management strategies on CSO mitigation (Bonneau et al., 2023c; Jean et al., 2022; Mahaut and Andrieu, 2019; Torres et al., 2022), limited studies account for the surface and the subsurface processes and the sewer system at the urban catchment scale, allowing to investigate the contribution of permanent and rain-induced infiltration to CSO. Schulz et al. (2005) and Dirckx et al. (2019) highlighted the need for a direct method that can distinguish between stormwater and the other components of the hydrograph arriving at the CSO structure to determine whether the primary contributor is permanent and rain-induced infiltration or other sewer system components. So as to investigate this matter, the present study combines data analysis with hydrological and hydraulic modelling. More specifically, the originality lies in examining the contribution of permanent and rain-induced infiltration on CSO using continuous flow data, and proposing a parsimonious model adaptable to the available data. The model describes the key processes coupling surface and infiltration inflow components at the urban catchment scale. The aim was to identify and quantify the different flow components in a combined sewer system and thus to develop a non-demanding but reliable modelling framework enabling the assessment of water management strategies to reduce CSO

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

volumes. A particular attention was paid to the evaluation of the model's ability to provide event-based water balance and dynamics at the outlet of the catchment and thus, estimate the CSO volumes and frequency.

The model was developed and demonstrated in the context of a French case study. The paper presents the following applications of the model:

Assessing the significance of the permanent infiltration inflow and rain-induced infiltration by identifying their potential contribution to CSO volumes.

Investigating if the model can assist, as part of a planning management tool, for CSO volume reduction planning management by decomposing the dynamic profile of all hydrological components characterizing the outlet of urban catchment.

Evaluating impacts of permanent infiltration inflow and rain-induced infiltration reduction scenarios in reducing CSO volume, CSO events frequency and duration comparing the performance to global disconnection scenarios.

2 Material and methods

2.1 Concepts and terminology

In this study, the focus is on a combined sewer system designed to collect wastewater during dry weather conditions and stormwater throughout rain events. Such systems are equipped with hydraulic structures designed to prevent flooding of untreated water in case of high flow rates, ensuring a rapid discharge of a fraction of this water to the receiving environment (e.g., rivers and lakes). These hydraulic structures are commonly referred to as “Combined Sewer Overflow structures” (CSOs). The outflow rate from CSOs is typically designated as the “CSO rate”. Integrating the CSO rate over time at the scale of a rainfall event yields the discharged volume, subsequently referred to as the “CSO volume”.

The system of interest in this study, which we aim to model, includes the CSOs and its catchment, i.e., the surface that contributes to wastewater production, stormwater runoff, and possibly PII and RII, all of which converge in the pipe located immediately upstream of the CSOs. The total flow is then subdivided into a conserved flow (towards the Wastewater Treatment Plant) and possibly a CSO rate discharged into the receiving environment (river, lake). The latter is not considered in this study.

Sewage pipes might not always be watertight, leading to drainage of water that infiltrates from the surrounding ground. Such drained water is known as “infiltration inflow” (I/I). In this study, we further divide I/I into two distinct components: Permanent Infiltration Inflow (PII), and Rain-Induced Infiltration (RII). The former corresponds to the constant base flow observed in the sewer regardless of the time of day; this component may be

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

due to water constantly infiltrating through the buried pipes, possibly from groundwater or a drinking water leak. The latter is the rainwater that infiltrates through the soil and reaches the sewer due to its porosity; it is thus observable only during or after a rainfall event. Our study encompasses the surface and the sewer system, which only interacts with the environment through what enters the pipes. Subsurface flows, which may constitute additional inputs to the river, are not taken into account since the system's downstream boundary is the CSOs.

2.2 Description of the study area and monitoring data

The residential catchment of Ecully is located in the northwest of Lyon in the Rhone department, France (*Figure 2.1*). The drainage area of 245 ha is partially urbanized with approx. 18000 inhabitants in 2007 and 42% of impervious surface. The catchment is drained by a combined sewerage system with an average slope of 2%. The longest water path in the sewer system is 1.8 km. In case of a storm event, the excess flow is discharged to the river through a CSOs referred as "Ecully Valvert" and located at the outlet of the Ecully catchment (*Figure 2.1*).

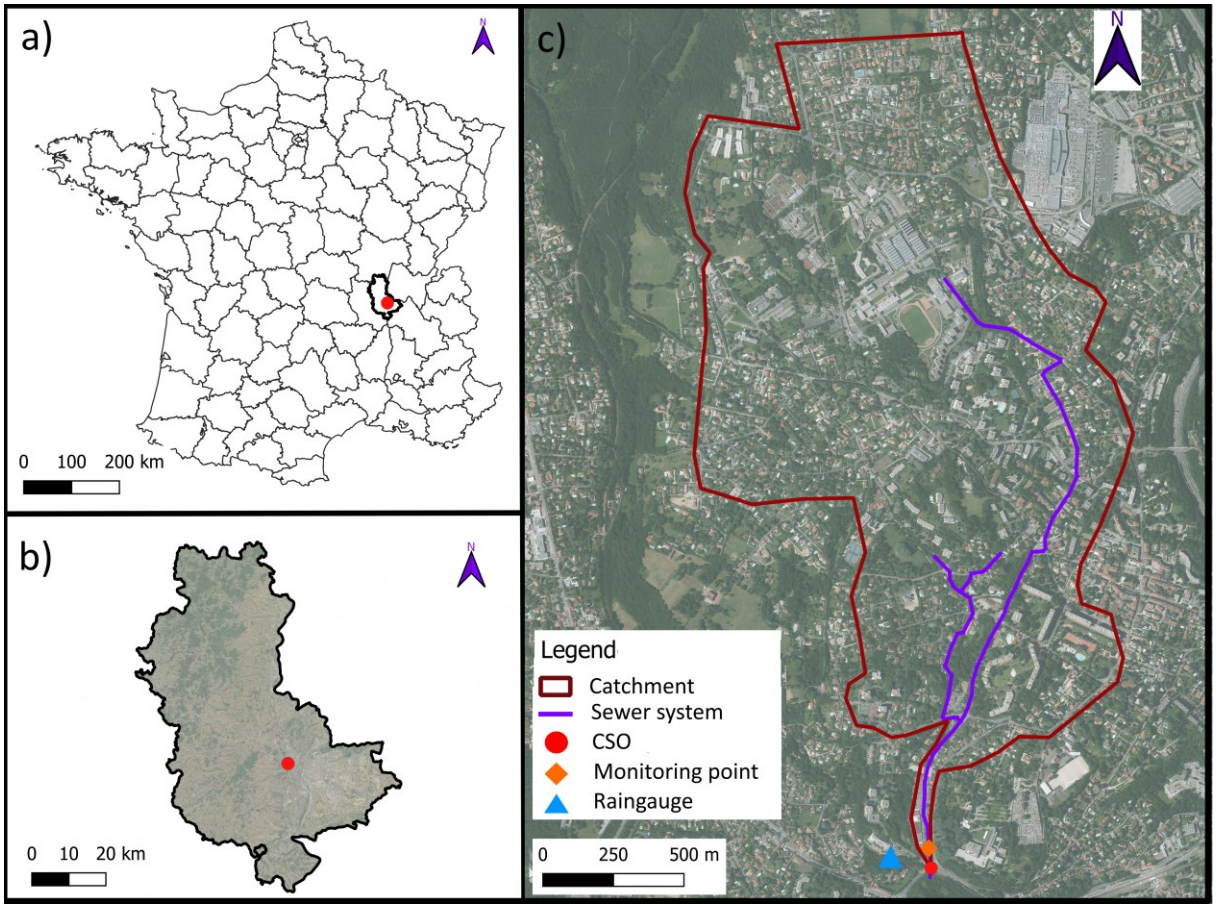


Figure 2.1 Ecully catchment location a) within France, b) within the Rhone department and c) within Ecully city. The catchment is delineated by a brown boundary. The combined sewer system main pipes are represented by lines, the Combined Sewer Overflow structure (CSOs) is marked by a red point, the monitoring point (i.e., water level and velocity) is marked by a diamond and the rain gauge is marked by a triangle.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

The CSOs was continuously monitored by a long-term monitoring program in urban hydrology called OTHU (OTHU - http://othu.graie.org). The site was equipped with water level, flow velocity and rainfall sensors, among other devices not relevant to this study. Reliable monitoring data are available for the period 2007-2010.

Water levels were measured in duplicates by piezometer probes (NIVUS-OCM Pro and Ultrason Siemens). Flow velocity was measured in duplicates by doppler (Platon FLO-PRO) and radar (Flodar) sensors. Measures were taken on the ovoidal pipe located upstream and downstream of the CSOs. Rainfall was measured with a weighing rain sensor (PLUVIO OTT). Measurements were collected at 2-min intervals for water level and flow velocity and 1-min intervals for rainfall intensity.

A rainfall event can be defined as a period of time during which measurable precipitation occurs. The amount of precipitation and the duration of the event can vary. It was defined that a rainfall event is different from another one only if the flow at the outlet returns to the dry weather flow. In our case study, the minimum duration between two consecutive rainfall events is 4 hours. From 2007 to 2010, more than 288 rainfall events were monitored, of which 106 induced a CSO event.

2.3 Data pretreatment: identification of hydrograph components

This section details the different components of the hydrograph observed during the data pretreatment phase. At first, dry weather data was analyzed and the following permanent components were quantified: wastewater varying at the hourly scale with a more or less similar daily pattern during the week, and permanent infiltration inflow (PII), which may vary seasonally. Then, wet weather data was analyzed to observe the rainfall event-based components as: surface runoff, a fast component observed in urban sewer system a few minutes after the beginning of the rainfall event, and rain-induced infiltration (RII), a slow flow component that may be observed up to a few days after a heavy rainfall event.

Dry weather days are defined as days without the influence of surface runoff or RII. In general, there is a fairly regular cycle of daily flows that allows to characterize wastewater and PII. Complete dry weather daily hydrographs are extracted from long data series (as illustrated in *Figure 2.2*, step 1) to identify the wastewater flow pattern ($WW(t)$) and its characteristics as minimum/maximum flow rates.

Beheshti (2015) and De Bénédittis and Bertrand-Krajewski (2005) have identified several methods to estimate PII based on two principles. The first category estimates the PII baseflow from the difference between the total dry weather flow and the wastewater flow volumes, estimating the latter from drinking water consumption. The second one, is based on relating PII to the minimum night-time flow in the daily hydrograph (Kracht and Gujer, 2005). PII is assumed to be constant at the daily scale, and estimated when $WW(t)$ flow should be minimal (and ideally null). PII is therefore taken as the minimum

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

night-time flow in the hydrograph measured at the outlet of the sewer system (generally between 2-3 and 4-5 am). Contrary to the first method where two steps are necessary as well as water consumption data, the second method was used in this study as it estimates the PII from one single hypothesis and therefore may result in less uncertainty. Afterwards, PII was considered as a baseflow (*Figure 2.2*, step 2).

The dynamic of the minimum night-time flow was also analyzed over several days after rainfall events. As illustrated by *Figure 2.2*, step 3, it was observed that the minimum night-time flow in sewerage system increases during or immediately after the rainfall event and may take a few days to return to the dry weather flow (PII + $WW(t)$). This "exceedance" flow is attributed to RII water contribution from the soil reservoir which is gradually released into the sewer system.

Subtracting WW(t) and PII from the observed flow at the catchment outlet enables the identification of the wet weather-related flow components (i.e., stormwater runoff and rain-induced infiltration). Their total volume as a function of the total rainfall volume uncovers different runoff coefficients depending on the total rainfall. The runoff coefficient being different when the precipitated volume exceeds a certain threshold, it suggests that impervious surface runoff was not the only one surface flow component. Therefore, the pervious surface runoff was also considered. Consequently, as illustrated in *Figure 2.2*, step 4, during rainfall events, three wet weather components were observed in addition to the two permanent dry weather components: surface runoff from impervious and permeable surfaces and RII water.

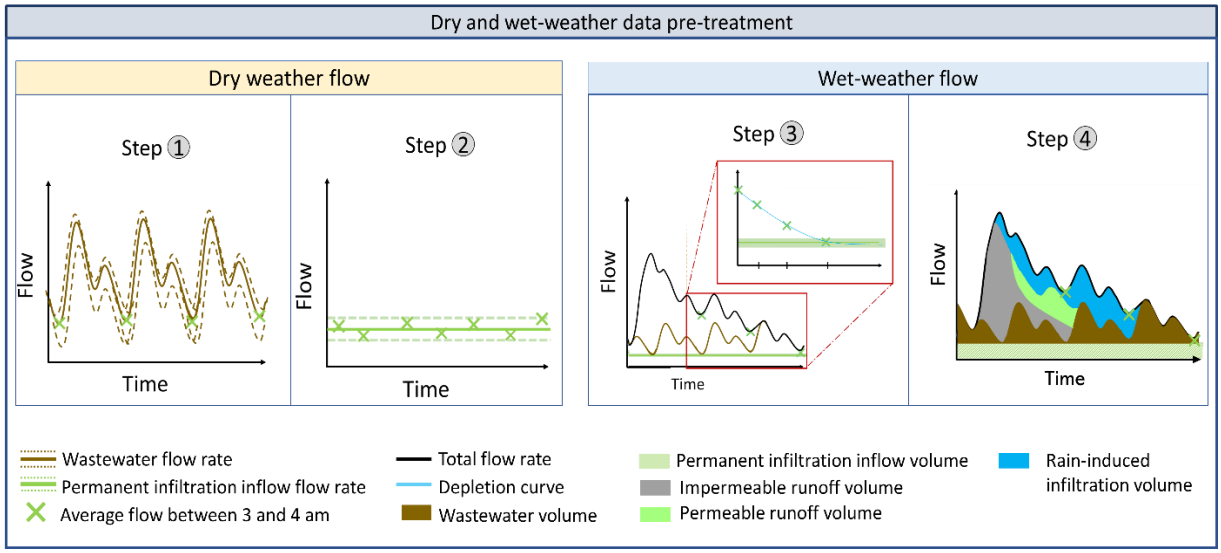


Figure 2.2: Diagram of the methodology for dry and wet weather data pre-treatment. Step 1 and Step 2 illustrate the dry weather flow components: wastewater and permanent infiltration inflow. Step 3 and 4 illustrate wet-weather flow components: impervious surface runoff, permeable surface runoff and rain-induced infiltration.

2.4 Data driven hydrological model description

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

The elaborated model aims to simulate the key processes of surface runoff and infiltration inflow components at event scale, and evaluate their contribution to combined sewer overflow (CSO) at annual scale. This section presents the key assumptions, hydrological processes, equations and data used.

2.4.1 Conceptual model

The model illustrated in *Figure 2.3* is a global model with a single spatial entity corresponding to the catchment, conceptually separated into two sub-entities according to the type of surface: impervious and permeable surfaces, with an area of A_{imp} and A_{per}, respectively. To describe the rainfall-runoff transformation, the rational method was used as production function (*Equation 2.1*) since it is a simple method with the advantage to have minimal data requirements (Wang and Wang, 2018). The net precipitation flow rate subsequently converted into (1) runoff over impervious surfaces (Q_{imp}), (2) rain-induced infiltration (Q_{RII}, where present), and (3) runoff over permeable surfaces (Q_{per}, where present), is respectively calculated as:

$$\boldsymbol{Q_{imp}(t) = A_{imp} * C_{imp} * P(t)} \quad (1)$$

$$\boldsymbol{Q_{RII}(t) = A_{per} * C_{RII} * P(t)} \quad (2)$$

$$\boldsymbol{Q_{per}(t) = A_{per} * C_{per} * P(t)} \quad (3)$$

where C_{imp} is the runoff coefficient for impervious surfaces, C_{RII} is the rain-induced infiltration coefficient for permeable surfaces, C_{per} is the runoff coefficient for permeable surfaces and $P(t)$ is the rainfall intensity at time step t.

At the catchment scale, the equivalent depth of water originating from process i (i.e., the water volume normalized by the total catchment area, A_{tot}), is therefore given by:

$$\boldsymbol{\frac{1}{A_{tot}} \int Q_i(t)\, dt = \frac{A_i}{A_{tot}} * C_i * H = F_i * H} \quad \textit{Equation 2.1}$$

where H is the total rainfall depth and $F_i = \frac{A_i}{A_{tot}} * C_i$ corresponds to the fraction of runoff that contributes to the flow rate at the global (i.e., catchment) scale, due to (1) runoff on impervious surfaces (F_{imp}), (2) rain-induced infiltration after a rain event (F_{RII}), and (3) runoff on pervious surfaces (F_{per}). For the impervious surfaces, the first millimeters of rain are retained into depression storage which are represented in the surface reservoir as a threshold named IL (for initial losses, *Figure 2.3*). When IL are satisfied, runoff from impervious surfaces begins and thus, the surface reservoir discharge starts.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

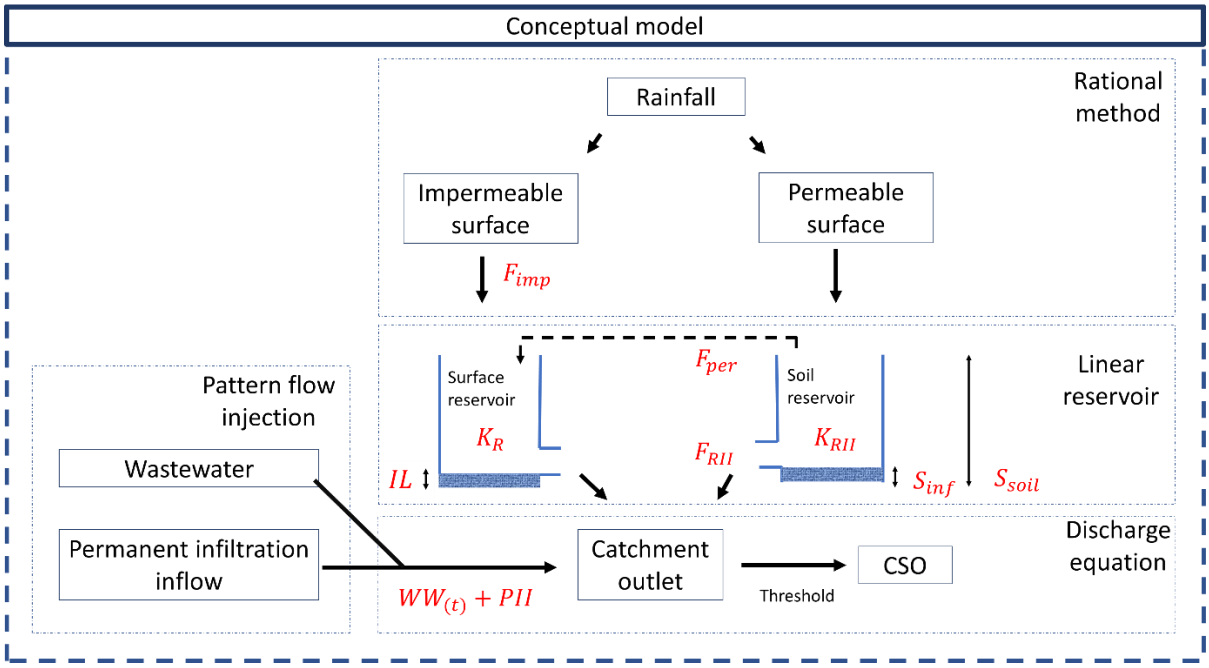


Figure 2.3 : Schematic diagram of the structure of the conceptual model

Permeable surfaces lead to other processes difficult to predict at large scale (Boyd et al., 1993). In the present study, a simplified representation of permeable surfaces was used to conceptualize the hydrological processes before infiltration and runoff. Due to the numerous unavailability of data, evapotranspiration was not modelled in this study.

First, the soil is assimilated to a reservoir with a threshold in the soil reservoir (S_{inf}, *Figure 2.3*). When the soil reservoir's capacity exceeds the threshold called S_{inf}, rain-induced infiltration begins, F_{RII} is drained by the sewerage system. Once the soil reservoir reaches a second threshold, called S_{soil}, permeable surfaces begin to runoff. F_{per}, was thus conceptualized as an overflow from the soil reservoir towards the surface reservoir. This study only considers PII and RII contribution from permeable surfaces, even though some authors (Ragab et al., 2003; Ramier et al., 2011) have reported a small fraction of infiltration through impervious surfaces.

The description of the WW(t) flow pattern has been modelled as a constant pattern from one day to another. In the same way, PII is considered as a constant base flow. Dynamic processes are described by two components, both of which are modelled as a linear reservoir: a fast one (surface runoff) characterized by a lag time K_R, and a slow one (rainfall-induced infiltration) with a lag time named K_{RII}. The sum of the previously mentioned components provides the flow rate upstream the CSOs.

Given the variety of CSOs geometries and flow configurations, there are different ways of representing their hydraulic functioning. Several studies, including Andrés-Doménech et al. (2010), Hernes et al. (2020) and Joshi et al. (2021), have determined the CSO rate

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

based on the following condition: if the catchment outflow exceeds the maximum downstream capacity, the CSO rate is equal to excess flow rate. On the other hand, Sitzenfrei et al. (2013) neglected flow dynamics and estimated the CSO volume using a volume balance equation on the maximum wastewater treatment plant volume capacity and the sewer volume produced in the catchment. In this case study, the CSOs is not frontal or lateral which represents a modelling challenge. None of the previously mentioned approaches could be employed. A prior study by Momplot (2014) utilized a 3D model to analyze the hydraulic behavior of the CSOs. Through numerical simulations, the CSO threshold was identified (*Equation 2.3*). Additionally, the CSO rate was ascertained as a non-linear function of the upstream flow rate (*Equation 2.3*). The CSO volume was then estimated by integrating (*Equation 2.3*) over the time

$$\boldsymbol{Q_{CSO}(t) = 0}\text{ , when }\quad \boldsymbol{Q(t) \leq 0.4\, m^3.s^{-1}} \qquad \textit{Equation 2.2}$$

$$\boldsymbol{Q_{CSO}(t) = Q(t) - 0.33 \cdot \ln(Q(t)) - 0.69}\text{ , when } \boldsymbol{Q(t) > 0.4\, m^3.s^{-1}} \qquad \textit{Equation 2.3}$$

where *Q(t)* [$m^3.s^{-1}$] is the flow rate upstream the CSO and $Q_{CSO}(t)[\mathrm{m}^3.\mathrm{s}^{-1}]$ is the CSO rate at the time step t.

2.4.2 Parameter calibration

The model requires ten input data to be estimated (described above and shown in red in *Figure 2.3*). For nine of them, this is achieved through the analysis of observed data and the last one (K_R) is estimated via an empirical equation. In addition, six other parameters describe the characteristics of the catchment. The detailed list of all parameters used in the model is presented in *Table 2.1*. The following section describes in detail the methods used for each parameter calibration with observed data.

Three years of observation (2007 and 2009-2010) were taken in order to have enough data to calibrate the parameters. For the model evaluation, an intermediate year (2008) was reserved to avoid any influence on the simulations due to changes in the territory.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Table 2.1: Parameter estimation methods

	Parameter description	Abbreviated name	Method of estimation
Dry weather parameters	***Permanent infiltration inflow [L/s]***	PII	Extraction and statistical analysis of dry weather minimum night-time flow
	Wastewater flow pattern [L/h]	$WW(t)$	Extraction and statistical analysis of dry weather days patterns
Wet weather parameters	***Permeable surface storage capacity before runoff [mm]***	S_{inf}	Estimated from the correlation between the precipitation depth and the equivalent wet-weather component's depth, is the value separating the impervious surface runoff and beginning of the rain-induced infiltration contribution
	Soil storage capacity [mm]	S_{soil}	Estimated from the correlation between the precipitation depth and the equivalent wet-weather component's depth, is the value that defines the beginning of permeable surface runoff
	Repartition factor of impervious surface [dimensionless]	F_{imp}	Linear regression coefficient of the group considered small rainfalls
	Repartition factor of rainfall-induced infiltration [dimensionless]	F_{RII}	Linear regression coefficient of the group considered medium rainfall minus F_{imp}
	Repartition factor of permeable surface [dimensionless]	F_{per}	Linear regression coefficient of the group considered medium rainfall minus $F_{RII} + F_{per}$
	Initial losses [mm]	IL	Is the maximum rainfall precipitation until there is no runoff volume observed at the outlet
	Lag time of the soil infiltration inflow reservoir [days]	K_{RII}	Fitted parameter from the Eq. 5 and the depletion curve observed for one rainfall event. The mean K_{RII} obtained from multiples events is retained.
Empirical parameters	***Lag time of the surface reservoir [min]***	K_R	Empirical value from Desbordes (1974) using the pipe length, and pipe slope, in addition to physical and practical considerations
Catchment and sewer system characteristics parameters	***Population [habitants]***	Pop	Municipality data
	WW production per capita [L/hab/day]	EH	Municipality data
	Catchment area [ha]	A_C	Geographic information system: aerial images treatment
	Impervious area [ha]	A_{IMP}	Geographic information system: aerial images treatment
	Main drain slope [%]	I	Sewer system plans
	Length of the longest water route[m]	L	Sewer system plans

The daily wastewater flow patterns ($WW(t)$) were derived from the observed data collected during the selected period of 2007, 2009 and 2010. All the patterns obtained during the study period were examined and the median hourly flow rate was retained to reconstruct a median daily wastewater flow pattern ($WW(t)$) with hourly time step. In the same way, permanent inflow infiltration (PII) has been identified through the observations of the minimum night time flow during all dry periods. An inter-seasonal minimum night-time flow comparison, corresponding to the four typical European weather seasons, was carried out to observe a potential seasonal variation of PII, i.e., due to differences in the groundwater level or in the soil moisture, but there was no significant

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

difference between the estimated PII between seasons (*Appendix B. 1*), thus, the base flow was considered to be the same throughout the year.

For all the events in 2007, 2009 and 2010, the equivalent depth of wet-weather was calculated and plotted against the rainfall depth as shown in *Figure 2.4*. The resulting scatterplot shows three distinct groups of points, each having its own slope. This differentiation supports the assumption that depending on the rainfall depth, different hydrological processes are present based on the rainfall depth (i.e., runoff on impervious surfaces, rain-induced infiltration after a rain event, and runoff on permeable surfaces). According to *Equation 2.2* there is a linear relationship between the total volume observed at the catchment's outlet and the rainfall depth. This can be observed in *Figure 2.4* by three different slopes, respectively, F_{imp}, $F_{imp} + F_{RII}$ *and* $F_{imp} + F_{RII} + F_{per}$.

Three linear regressions were implemented, whose slopes directly provide the values of fractions F_{imp}, F_{RII}, F_{per}. The intersection of the first line with the x-axis corresponds to the initial losses (IL). The *abscissas* of the slope changes define the thresholds S_{inf} and S_{soil} (*Figure 2.4*).

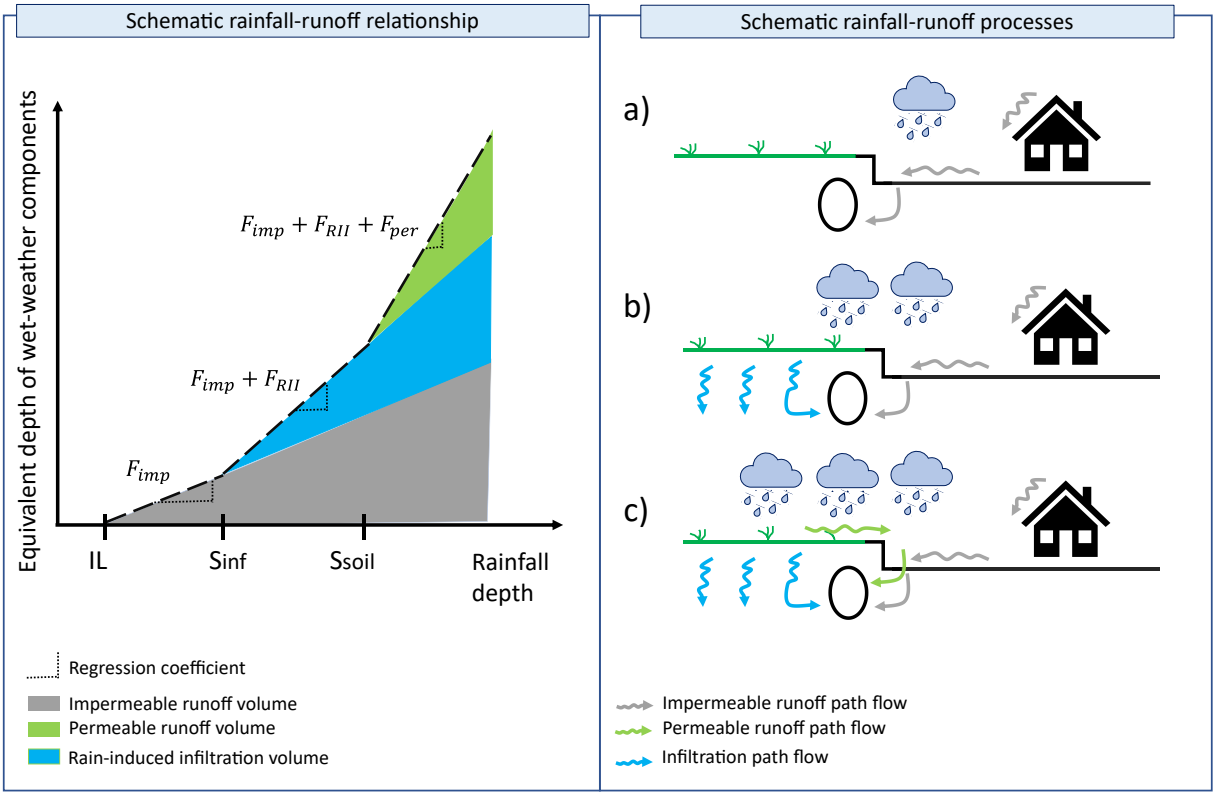


Figure 2.4 : Schematic rainfall-runoff relationship (left) and conceptualization of the rainfall-runoff processes (right).

The rainfall-runoff relationship provides information on the fraction of impervious surface runoff, rain-induced infiltration and permeable surface runoff. The physical processes associated with each fraction and their order of arrival in the sewer system are illustrated in the schematic rainfall-runoff processes for a a) small, b) medium and c)

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

heavy rainfall event (*Figure 2.4*).

In order to estimate the lag time K_{RII}, the observed depletion curves of the infiltration inflow, discharged from the soil after heavy rainfall events, were used to describe the gradual release of the soil reservoir. If the infiltration from the soil to the sewer system is represented by a linear reservoir model, with a lag time K_{RII}, then the depletion curve after a rain event should follow an exponential decrease towards the baseflow (*Equation 2.4*).

$$\boldsymbol{Q_{night}(t) = (Q_{night}(0) - PII) \cdot e^{-\frac{t}{K_{RII}}} + PII} \qquad \textit{Equation 2.4}$$

where t is the tth day after the rainfall event, $Q_{night}(t)$ is the average flow between 3 and 4 am observed on day t, $Q_{night}(0)$ is the value observed between 3 and 4 am immediately after the rainfall event, PII is the permanent infiltration inflow, and K_{RII} the lag time of the soil reservoir.

The value of the three parameters, $Q_{night}(0)$, PII, and K_{RII}, was optimized for each heavy rainfall for which the decrease of $Q_{night}(t)$ (the observed depletion curve) was visible during several days after the beginning of the rainfall event. Optimization was carried out through non-linear regression with a classical least squares' objective, applying *Equation 2.4* to the observed data. The inter-event variability of the parameter of interest, K_{RII}, was subsequently analyzed via descriptive statistics.

To describe the response of impervious and permeable surfaces to rainfall events, the surface runoff lag time (K_R) was calculated from the catchment characteristics using the empirical formula of Desbordes (1974) (*Equation 2.5*). There appears to be some variability between the estimations made with other empirical equations (*Appendix B. 2*). Therefore, the values provided by each of these equations were compared and the min-max range value were extracted to define the range of K_R interval.

$$\boldsymbol{K_R = 5.3 \cdot {A_C}^{0.3} \cdot \left(\frac{A_{imp}}{A_C}\right)^{-0.45} \cdot I^{-0.38} \cdot L^{0.61}} \qquad \textit{Equation 2.5}$$

where A_C is the catchment area (ha), $\frac{A_{imp}}{A_C}$ is the impervious fraction of the catchment, I is the average slope (%) and L the length of the longest water route (main drain, m). The exponents were determined through optimization method in Desbordes (1974) fitting experimental data from 146 rainfall events in 13 French and American catchments.

2.5 Uncertainties propagation: from observed data to model simulation

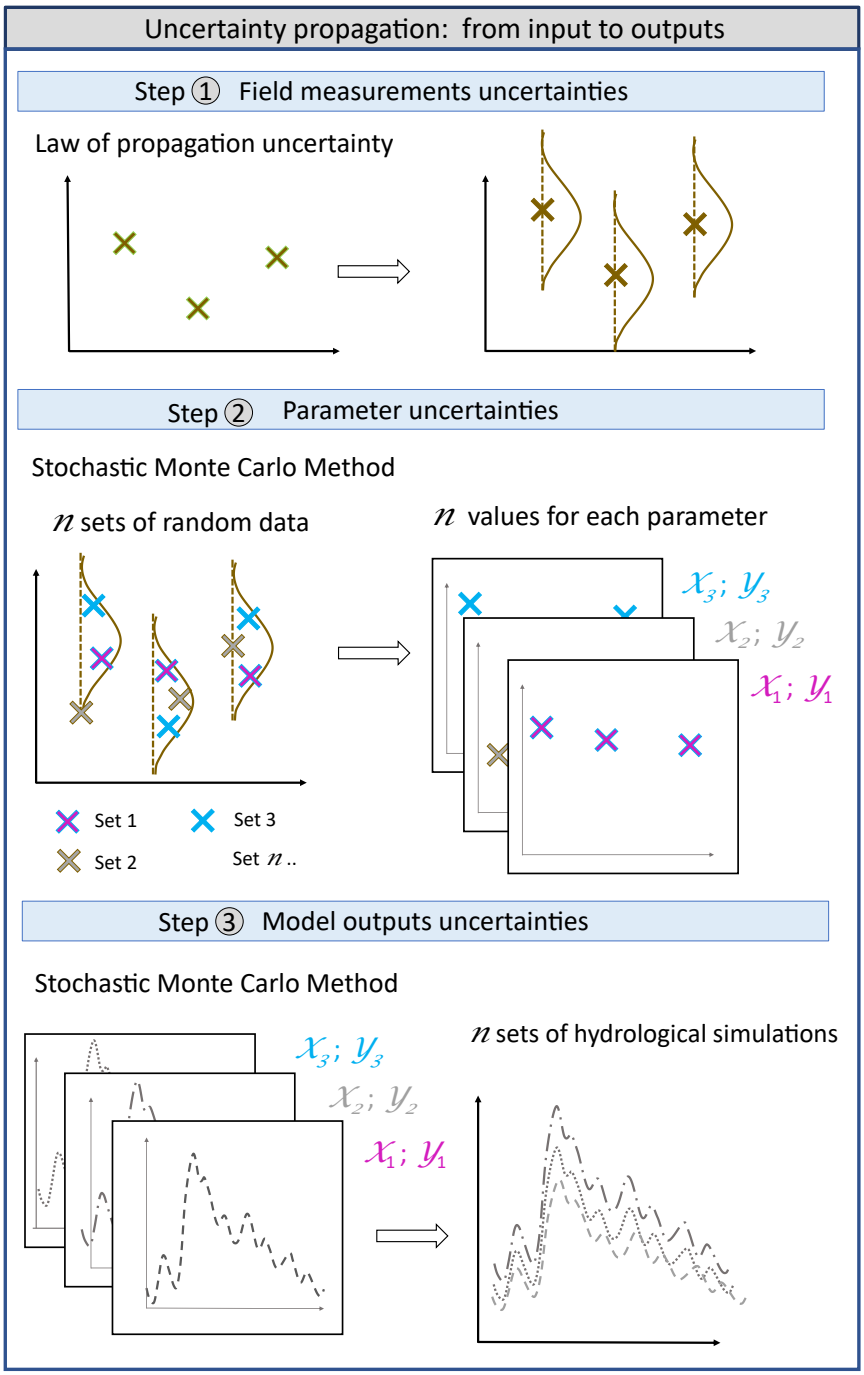
Being a data-driven approach, this model and most of its parameters are based on observations (rainfall and flow rate) which are themselves determined with some uncertainties.

Several parameters used in the simulation were derived from depth, velocity, and rainfall measurements with uncertainties. These uncertainties come from many factors, such as measurement errors (precision and accuracy inherent to the sensors itself), environmental uncertainty (this refers to uncertainty due to temperature or pressure

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

changes that can affect sensors reading), human error and random noise (random fluctuations in the sensor data). They were accounted for by the law of propagation of uncertainty (Bertrand-Krajewski et al., 2021). Each measured flow rate was described as a random variable following a normal distribution centered on the measured value (*Figure 2.5*, *step 1*).

Then, the stochastic Monte Carlo Method (MCM) was used to propagate these uncertainties to each model parameter determined from flow rate measurement. The previous estimation procedure was applied to 10^4 sets of random data sampled from the respective distribution leading to 10^4 possible values for each parameter (*Figure 2.5*, *step 2*). Applying a similar method, 10^4 hydrological simulations were performed to calculate the resulting uncertainty on the model outputs (*Figure 2.5*, *step 3*).



Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Figure 2.5 : Methodology used for propagating uncertainties from input data to model outputs.

2.6 Model accuracy evaluation

A series of twenty events that occurred in 2008 with CSO events were randomly selected (listed in *Appendix B. 3*). The model's accuracy was evaluated in three steps. First, the Kling-Gupta Efficiency (KGE, Eq. 7) was used as a goodness of fit criteria (Gupta et al., 2009) to assess the model's ability to simulate the observed flow rate at the sewer system outlet.

$$\mathbf{KGE} = \mathbf{1} - \sqrt{(\boldsymbol{r}-\mathbf{1})^2 + (\boldsymbol{\alpha}-\mathbf{1})^2 + (\boldsymbol{\beta}-\mathbf{1})^2} \qquad \textit{Equation 2.6}$$

where r is the Pearson product-moment correlation coefficient between simulations and observations, $\alpha = \frac{\sigma_s}{\sigma_o}$ is a measure of the flow variability error between the observed (σ_o) and simulated (σ_s) standard deviations, and $\beta = \frac{\mu_s}{\mu_o}$ is a measure of the flow error between the observed (μ_o) and simulated (μ_s) flow means over the selected events. The KGE ranges from 1, as a perfect simulation, to minus infinity. Kouchi et al. (2017) proposed that the KGE can be considered indicative of a well-performing model if it is equal or greater than 0.75. For a model to be considered with an acceptable level of performance, the KGE values must be at least 0.5.

Second, the difference between observed and simulated CSO volume was considered to evaluate the model's performance for the selected twenty rainfall events. Third, the model's ability to replicate the CSO frequency was assessed.

2.7 Scenario elaboration

The contribution of Permanent Infiltration Inflow (PII) and Rain-Induced Infiltration (RII) on CSO has been assessed by modelling two scenarios: i) a reduction of 50% of PII and RII; ii) a completely of PII and RII. Achieving these outcomes through a strategic approach necessitates a comprehensive understanding of the origin of the infiltration inflow and the study site (i.e., targeted pipeline renewal). Scenario analysis was studied at a yearly scale over four years (2007, 2008, 2009 and 2010) and on an event-based scale through 3 heavy rainfall events with a 1-min resolution. To determine the contribution of PII and RII on CSO in the long and short terms, two points of the sewer system were analyzed: the upstream and downstream pipes of the CSOs. For both temporal scales, a first distinction was made between the different components in the outflow to quantify the impact of PII and RII. Then, the contribution of PII and RII to CSO was assessed through the total CSO volume, CSO duration, CSO frequency and CSO rate. The three indicators' results were compared to the results obtained through the simulation of the *status quo*. The difference is attribute to the contribution of infiltration inflow component. The results are presented as rates of change for both scenarios

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

A recurring question in urban water management is whether to continue with centralized systems by rehabilitating sewer systems, and thus reduce infiltration-inflow, or to pursue decentralization (Arora et al., 2015; Libralato et al., 2012). To compare the effectiveness of stormwater disconnection in reducing CSO volumes, two complementary scenarios were developed in addition to the previous ones. These scenarios aim to disconnect stormwater from the combined sewer system by implementing source control structures for stormwater management such as green roofs, rain gardens and swales that collect water from nearby roofs and pavements. These structures capture and infiltrate rainwater, reducing a fraction of surface runoff. To model stormwater disconnection scenarios, the initial loss values of the surfaces on which these structures could be implemented were increased to conceptualize the capacity of the structures to store and infiltrate the first millimeters of rainfall. There is a possibility that water infiltrating through the SUDS could reach the sewer system. However, in the absence of experimental data to parameterize this phenomenon, it will not be considered. Two scenarios were conducted, increasing initial losses by 5 and 10 millimeters. The CSO volume reduction was used to compare the infiltration inflow reduction and the disconnection scenarios through four years of simulations.

3 Results

3.1 Identification of parameters ranges

Dry weather days from 2007, 2009 and 2010, were extracted to identify the median annual wastewater flow pattern. *Figure 2.6* shows the superposition of 178 complete flow patterns measured in dry weather, with maximum flowrate in the morning and evening and a minimum flowrate late-night. Minimum flow occurs during the night, around 3 and 4 am, which is identified as PII as presented in the Materials and Methods section. Statistics about PII values are extracted from all monitored dry days: the median PII of 19 L/s was retained with a variability between [14 L/s; 24 L/s] as shown in *Table 2.2*.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

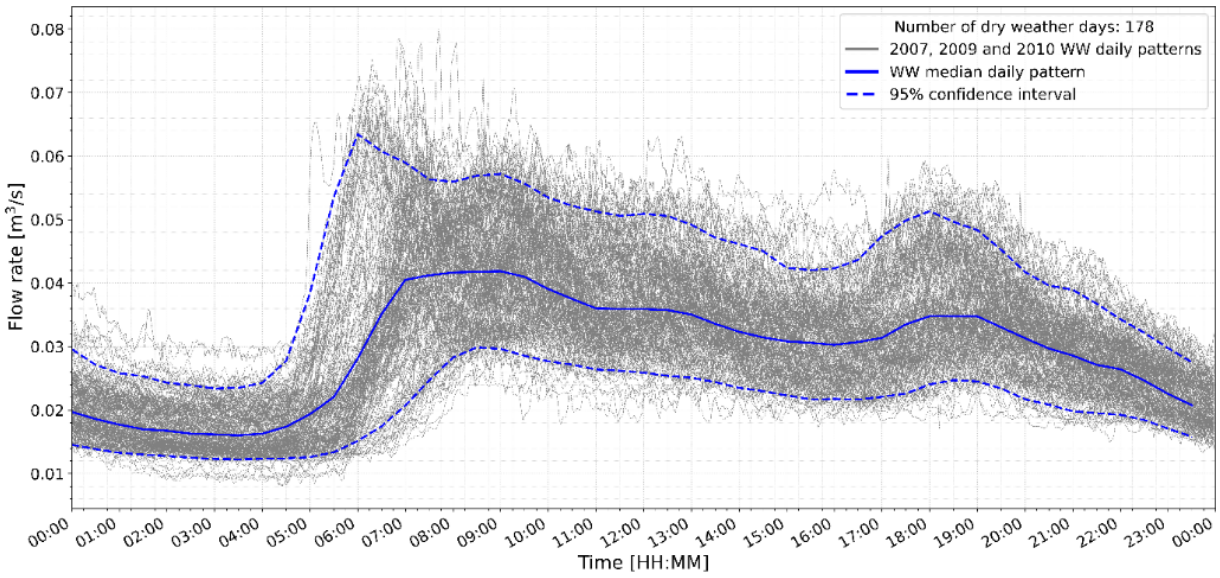


Figure 2.6 : Daily variation of wastewater pattern 2007, 2009 and 2010 in Ecully Catchment

The linear correlation between precipitation volume and runoff volume was calculated for 95 rainfall events observed in 2007, 2009 and 2010 (*Figure 2.7*). Three groups with, respectively, 76, 11 and 8 rainfall events were observed and categorized in accordance with the theoretical part (section 2.4.2 Parameter calibration). The respective repartition fractions of F_{imp}, F_{imp} + F_{RII}, and F_{imp} + F_{RII} + F_{per} were associated to the regression coefficient of each group. Thus, median values of 0.135, 0.095 and 0.115 with an interval of confidence (*Table 2.2*) were assigned to the respective fractions of F_{imp}, F_{RII} and F_{per}. The boundary between the three groups was estimated graphically from Figure 6, which showed ranges of 13 – 17 mm and 30 – 40 mm. Respectively, the parameters S_{inf} and S_{soil} were associated to these ranges.

Table 2.2: Estimated value and range for each model parameter.

Parameter description	Abbreviated name	Estimated value	Lower bound (5%)	Upper bound (95%)	Type of distribution	Number of events used for parameter estimation
Permanent Infiltration Inflow [L/s]	**PII**	19	14	24	Uniform	178 dry weather days
Initial losses [mm]	**IL**	1.75	0.5	3	Uniform	95 rainfall events and literature data
Vegetation coverage and soil storage capacity [mm]	S_{inf}	15	13	17	Uniform	95 rainfall events
Maximum soil storage capacity [mm]	S_{soil}	35	30	40	Uniform	95 rainfall events
Repartition factor of impervious surface [dimensionless]	F_{imp}	0.135	0.13	0.14	Normal	76 rainfall events
Repartition factor of rainfall induced-infiltration [dimensionless]	F_{RII}	0.095	0.05	0.14	Normal	11 rainfall events
Repartition factor of	F_{per}	0.115	0.09	0.14	Normal	8 rainfall events

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

permeable surface [dimensionless]						
Lag time of the soil infiltration inflow reservoir [days]	K_{RII}	1.2	0.5	1.9	Uniform	13 depletion curves coming from 13 different rainfall events
Lag time of the surface reservoir [min]	K_R	10	10	37	Uniform	Empirical formula from Desbordes (1974).

Initial losses for impervious surfaces were estimated taking into consideration the catchment slope and surface (Boyd et al., 1993; Kidd, 1978; Rammal and Berthier, 2020). Typical values of initial losses in similar urban catchments were already observed (Leopold, 1991; Rao and Delleur, 1974) leading to an extended range between 0.5 and 3 mm (*Table 2.2*). Likewise, the surface lag time (K_R) was estimated to be 10 min using the empirical formula of Desbordes (1974). This value was compared with those calculated using the other empirical equations (i.e., Chocat, (2013) and Desbordes and Ramperez (1977) provided in *Appendix B. 2*. From this comparison, the min-max range of values (10 and 37 min respectively) were used to construct the uniform distribution (*Table 2.2*).

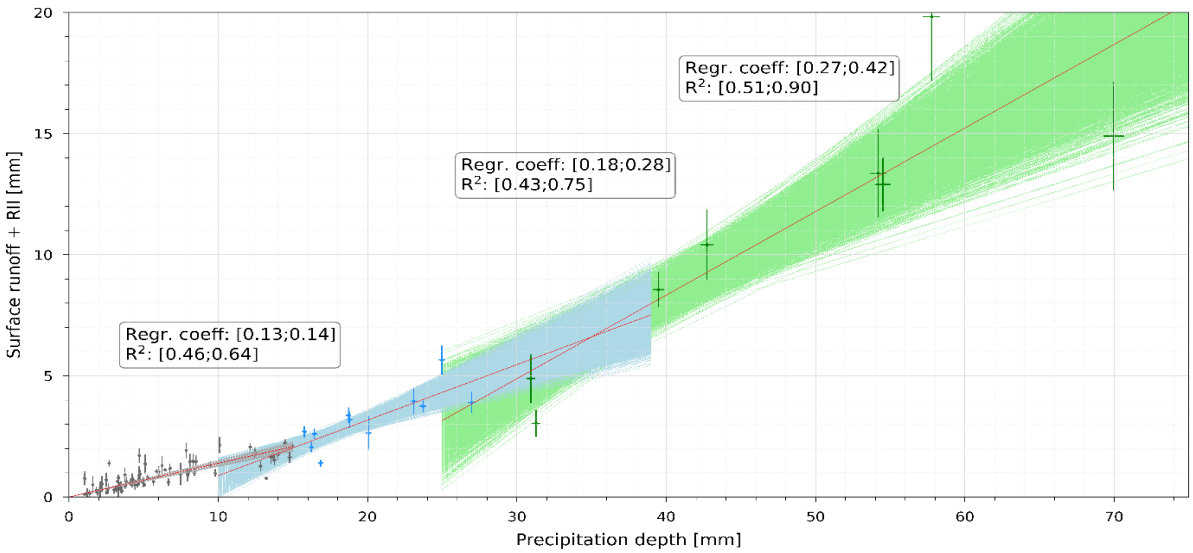


Figure 2.7 : Relationship between the precipitation depth and the runoff depth (surface runoff and rain-induced infiltration) for three rainfall groups. The linear regressions are derived from observed points uncertainties. Three clusters are identified by different colours: the first one in grey colour is attributed to the impervious surface contribution, the second one in light blue colour is attributed to the addition of impervious surface runoff and rain-induced infiltration, and the last one, in light green to the addition of impervious surface runoff, rainfall-induced infiltration and permeable surface runoff.

To determine K_{RII}, the depletion curves of rainfall events bigger than S_{inf} were analyzed; between them, 11 events were retained over the years 2007, 2009 and 2010. Equation 5 was fitted to the data corresponding to the observed minimum flows between 3 and 4 AM using a nonlinear regression approach as shown in *Figure 2.8*. For the depletion curves retained, values ranging from 0.45 and 2.6 were obtained. The median K_{RII} was retained with a confidence interval of [0.5 - 1.9] days as shown in *Table 2.2*.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

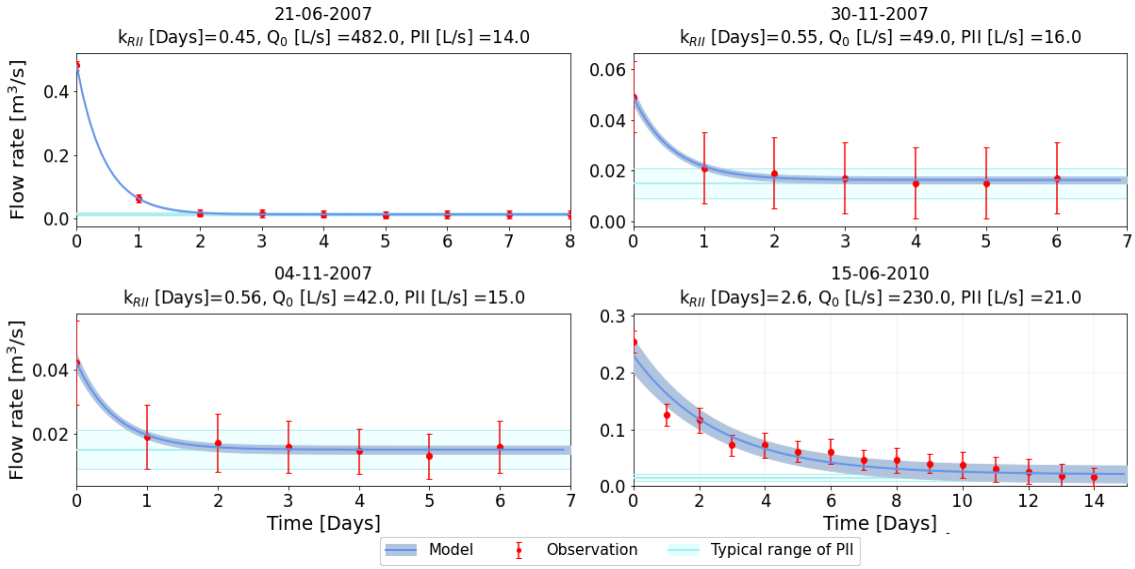


Figure 2.8 : Rainfall-induced infiltration lag time (K_{RII}) optimization. The x-axis represents the number of days after the end of the rainfall event, starting at $Q_{night}(0)$, which is the value observed immediately after the rainfall event. The y-axis corresponds to the observed flow rates which correspond to the minimum flow rate between 3 and 4 AM after the rainfall event. The red dots represent the observed flow rate with its uncertainties, the horizontal light-blue line is the typical range of Permanent Infiltration Inflow (PII) with its 90% confidence interval and the blue line is the depletion curve with its confidence interval.

3.2 Model accuracy evaluation

A set of twenty rainfall events from 2008 (*Figure 2.9*) was used to evaluate the model by incorporating parameter values calibrated using data from 2007, 2009 and 2010. The model's evaluation resulted in KGE values greater than 0.6 for 90% of the ensemble of parameter sets (*Appendix B. 4*), the other 10% range from 0.45 to 0.60. To illustrate the hydrographs simulated upstream the CSOs, *Figure 2.9* presents six examples of rainfall events where events 5 and 6 are small rainfall events, events 11 and 13 are medium rainfall events and events 18 and 19 are big rainfall events. The twenty rainfall events simulated are presented in *Appendix B. 5*, *Appendix B. 6* and *Appendix B. 7*. The model shows the capability to provide a satisfactory flow variation with a good simulation of the peak values and the depletion curve for almost all events. It may happen that some events are not well reproduced by the model. First, some modelled peak values were underestimated when the precipitated depth increases very quickly as shown by event n° 5 at 10 AM and event n° 11 at 3 PM. Second, some events as event n° 3 and event n° 4 in *Appendix B. 5* are not well reproduced. This could be due to local rainfalls that are not registered in the rain gauge or hydraulic processes that are not represented as the back water curve variation by the main sewer pipe. However, even if some events are not well reproduced, the set of events gives satisfactory KGE values and for almost all the events the upstream CSO hydrograph gives a satisfactory shape for the objectives of the model.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

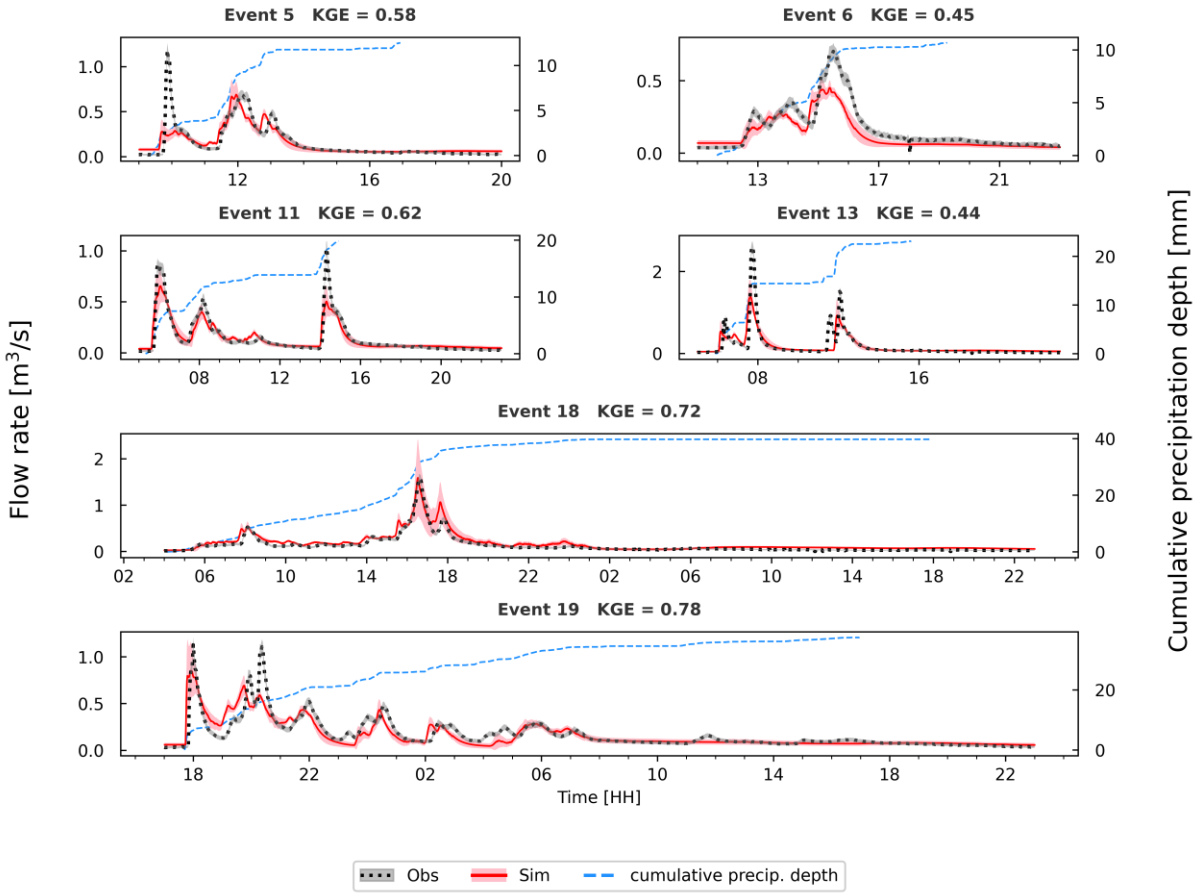


Figure 2.9 : Validation results for 6 rainfall events. The red line and pink coverage represent the median-simulated hydrograph and the uncertainties related to the 10^4 sets of input parameters. The black-dotted hydrograph represents the observed flow rate at the outlet of the catchment. The dashed blue line represents the cumulative precipitation depth corresponding to the right axes.

The simulated and observed CSO volumes were compared in *Figure 2.10*. The most frequent situation corresponds to an underestimation of the CSO volume by a few tens to a few hundred m^3. For several rainfall events, however, the model was found to either underestimate or overestimate the CSO volume by 10^3 m^3 or more (*Figure 2.10*). Overall, if these values are considered from an annual perspective, the total simulated CSO volume matches the observed value relatively well (*Figure 2.10*), but this is partly the result of compensation between cases of under- and over-estimation. By consequence, the relative error for the total (or annual) CSO volume is small, at 4.9% (*Table 2.3*). In addition, out of the 20 CSO events observed, 19 were simulated (Event 4, *Appendix B. 5*, was not simulated even considering uncertainties).

Table 2.3 Comparison of CSO volumes over the 20 rainfall events selected in 2008.

Observed CSO volume (m^3)	44 400 ± 3 900
Simulated CSO volume (m^3)	42 200 ± 6 100
Error (%)	5%

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

This reflects the good capacity of the model to reproduce the total CSO volume and CSO frequency over the ensemble of events and therefore concludes that the model is suitable to evaluate possible planning scenarios in an annual perspective.

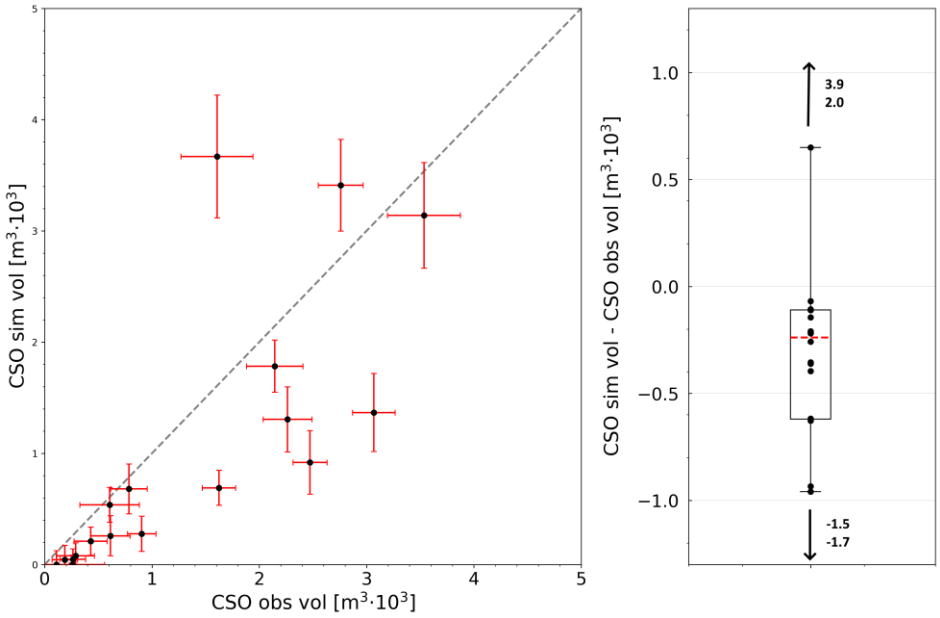


Figure 2.10 : Comparison between simulated and observed CSO volumes for 20 rainfall events in 2008.

The results of the annual simulation aim to evaluate the influence of Permanent Infiltration Inflow (PII) and Rain-induced Infiltration (RII) flow components on CSO in the study area. The contribution of urban components in the annual outflow volume of the sewer system (volume upstream the CSOs) was compared in the PII and RII reduction scenarios (i.e., reduction of 0 %, 50 % and 100 % of PII and RII). The annual water balance for all years studied (from 2007 to 2010) shows that the component contributing the most to the annual scale volume produced is wastewater, followed by PII and RII, and then by surface runoff with a mean contribution of ~53%, ~37%, ~10%, respectively (*Appendix B. 8*). Regarding the effect of a partial reduction of PII and RII, a decrease of ~24 % of PII and RII could be achieved (*Appendix B. 8*).

The CSO duration and CSO rate of all CSO events that occurred from 2007 to 2010 were also compared. Whatever the PII and RII reduction scenarios considered, no significant differences were found in the CSO duration or the CSO rate. This can be attributed to the fact that 60% of CSO event were triggered by small rainfall events (rainfall depth < 15 mm), which is not expected to generate RII. Indeed, the CSO rate is attributed to fast surface flows such as runoff from permeable and impervious surfaces.

The reduction of the annual CSO volume for the four years (from 2007 to 2010) was studied and shows that PII and RII have a clear effect on the CSO volume. For a PII and RII reduction of 50 %, simulations show that the annual CSO volume may decrease between 5 to 7.5% (*Appendix B. 9*). On the other hand, the total reduction of PII and RII

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

shows that the maximum possible contribution of this component in the CSO volume could represent from 11 to 16 % (*Appendix B. 9*). However, despite the partial or total removal of these two components, the CSO frequency is the same in both scenarios and the baseline one for all years except 2009. In that year, due to the rainfall characteristics (long event with a low peak flow), the CSO frequency decreased by one and two days, respectively, for a reduction of 50 % and 100 % of PII and RII.

The effect of PII and RII reduction for 3 heavy rainfall events has been simulated and illustrated in *Figure 2.11*. At the event scale, PII and RII could represent almost 24% of the volume at the outlet of the system. Considering a 100% PII and RII reduction, 18% to 24% of the volume at the outlet is reduced and the CSO volumes was reduced from 13% to 18% (*Figure 2.11*). A qualitative hydrograph analysis shows that PII and RII reduction slightly decreases the peak flow which confirms that this indicator does not seem relevant for this component.

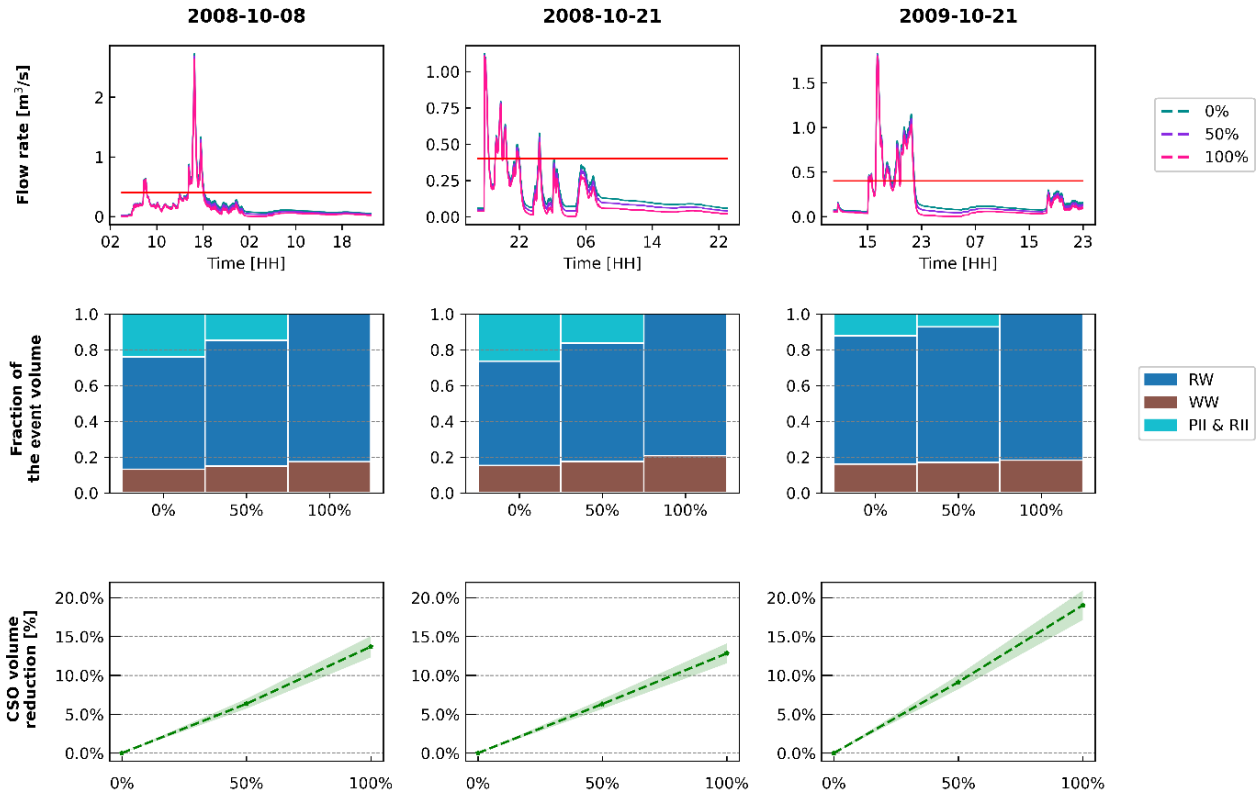


Figure 2.11 : Impact of permanent infiltration inflow and rain-induced infiltration (PII and RII) reduction for three heavy rainfall events. In the 1st row the impact on the flow rate dynamic. The 2nd row shows the water balance at the sewer system outlet. The 3rd row presents the CSO volume reduction. The horizontal red line in the legend refers to the CSO threshold flowrate.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

3.3 Comparison of PII and RII reduction and disconnection scenarios impact on CSO volumes

Figure 2.12 illustrates the reduction in CSO volume for the four scenarios (i.e., the PII and RII reduction of 50% and 100% and disconnecting the first 5 and 10 millimeters of the rainfall event) over all the rainfall events that occurred between 2007 and 2010. Results indicate that disconnecting the first 5 mm of rain could lead to a reduction from 13% to 48% of CSO volume for half of the CSO events. Furthermore, disconnecting the first 10 mm of rainfall could lead to suppressing half of the CSO events.

Concerning the reduction of PII and RII scenarios (*Figure 2.12*), a partial reduction of PII and RII would lead to a reduction of CSO volume over 4 years by 5% to 10% for half of the CSO events. For a total reduction scenario, the CSO volume would be reduced by 10% to 18% for half of the events. These results seem to be consistent with the annual results of *Appendix B. 9*.

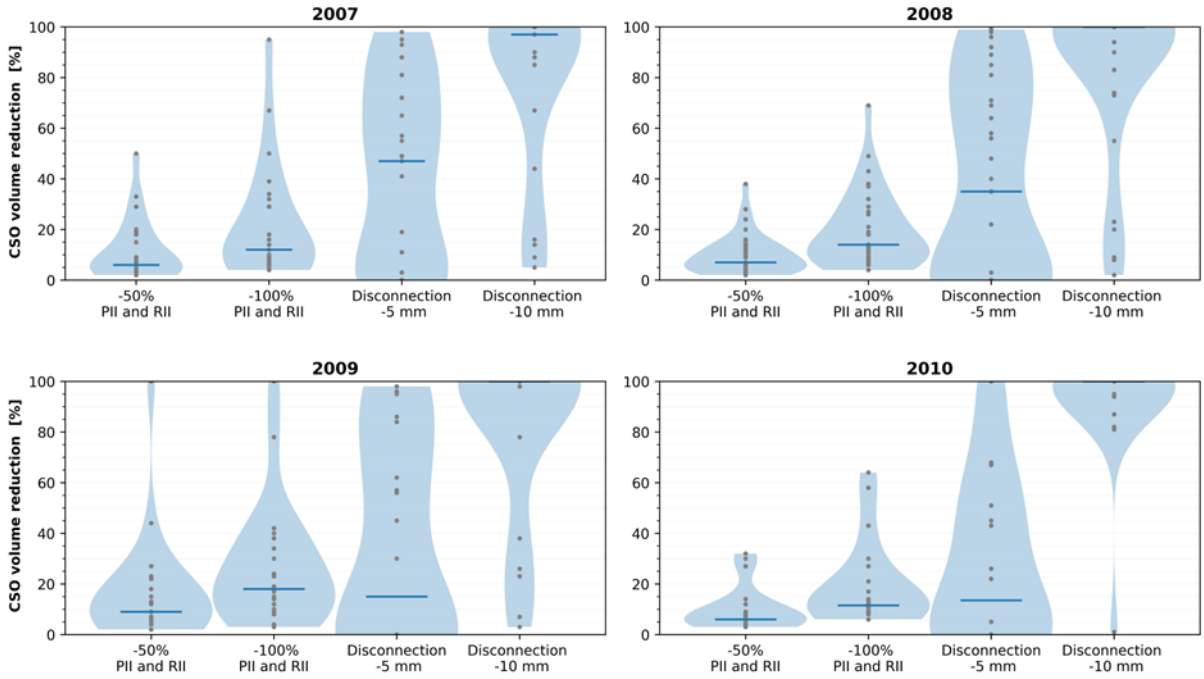


Figure 2.12 : CSO volume reduction for four different scenarios. Two permanent infiltration inflow and rain-induced infiltration (PII and RII) reduction scenarios were considered, a 50% and complete reduction of PII and RII of the sewer. Two disconnecting scenarios were also considered: infiltrating the first 5 and 10 mm of surface rainfall runoff. Four years were simulated (from 2007 to 2010). The CSO volume reduction is represented by violin plots displaying the distribution and density of the data at different values. The data represent all rainfall events that occurred during the study years which resulted in a CSO event.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

4 Discussion

4.1 Consistency between calibrated parameters and physical values

The model is characterized by its integration of monitoring data and empirical equations, reflecting a parsimonious approach despite the complexity of the urban catchment and its sewer system. It provides an accurate simulation of the quantity and dynamics of different water components within the catchment. The method used to calibrate the model from observed data at the catchment outlet has resulted in reliable parameter estimates, providing reasonable physical intervals for all parameters.

In this case study, the available data used to calibrate the heavy rainfall event parameters and their uncertainties were relatively limited. Despite this, the values found for the threshold before the beginning of the rain induced infiltration, S_{inf}, are similar to values found in experimental studies of urban vegetation surfaces such as Asadian and Weiler (2009) who estimated an interception of 70 % for rainfalls of ~25 mm and ~15 h, or Armson et al. (2013) in the United Kingdom who showed that for rainfalls of 10 mm, a single tree can reduce pavement runoff by 25 % and a lawn can completely eliminate surface runoff.

For the single empirical parameter (surface lag time, K_R) we decided to explore the validity of the estimated values. For this purpose, the empirical formulas modified by Chocat (2013), Desbordes (1974), Desbordes and Ramperez (1977) were compared with a sensitivity analysis of K_R. Firstly, the values obtained with the selected empirical formulas ranged from 10 to 37 min (*Appendix B. 2*). Secondly, for the K_R sensitivity analysis, the optimum parameter set from the MCM simulations during the model accuracy evaluation (section 1.2 Model accuracy evaluation) was retained and only the K_R parameter was modified with values ranging from 5 to 100 min. A sensitivity analysis was carried out to assess the reliability of these extended ranges of values on the indicator used for model evaluation (KGE coefficient applied to 25 rainfall events). Variations in KGE resulting from the changes in K_R when applying different empirical formula were found to be smaller than the variations due to the other uncertain parameters and especially the runoff coefficients (*Appendix B. 10*)

4.2 Feasibility and consequences of evaluated scenarios

Regarding the modelling scenarios, as permanent infiltration inflow information is rarely available with a high spatial resolution, modelling a targeted reduction of PII and RII is not possible. In those cases, the model has been shown to be promising as it helps to quantify the initial situation and to simulate scenarios, before investing large efforts in targeted studies.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

In the present study, PII and RII components were estimated as the second major component of the sewer system at the annual scale (~37 % of the total volume). In addition, the results of the PII and RII scenarios implemented in this study suggest that PII and RII could contribute from 13% to 24 % of the annual CSO volume, which could reduce additional costs due to water infiltration into the sewer system (Dirckx et al., 2019). In previous studies, RII and PII accounted for 24-47% of the total water volume in combined sewers (Bentes et al., 2022; Pangle et al., 2022; Weiß et al., 2002) and up to 35% of the CSO volume (Dirckx et al., 2019). The proportion of the flow volume seems to be similar to the observation in existing literature despite the highly variable characteristics of each case study.

Removing PII and RII may reduce the CSO volume but does not seem to have a significant impact on CSO frequency, which is consistent with findings from Schulz et al. (2005). This limitation may be problematic for the receiving environment because reducing volume alone may not guarantee improvements in river quality, and therefore could be a non-optimal strategy (Lau et al., 2002). Therefore, before undertaking costly rehabilitation projects to reduce inflow infiltration, it is crucial to emphasize the need for a comprehensive analysis of malfunctions in ageing sewers (Su et al., 2020). Despite the effort represented by the reduction of infiltration inflow, it does not seem to be sufficient and should be supported by other actions.

Stormwater disconnection scenarios could have a higher efficiency for CSO mitigation. In the present study, simulations shown that almost half of the CSO volume could be suppressed by disconnecting the first 10 mm of rain on impervious surfaces. Montoya-Coronado et al. (2022) found similar results when modelling the same stormwater disconnection scenarios. Additionally, D'Ambrosio et al. (2022), Joshi et al. (2021) and Riechel et al. (2020) also obtained comparable findings when modelling stormwater disconnection scenarios with a more detailed description of the type and location of source-control devices. They found that disconnecting 20% of impervious surfaces could result in a reduction from 30 to 75% of the CSO volume.

5 Conclusion

A parsimonious model has been developed to evaluate and quantify the contribution of permanent infiltration inflow and rainfall-induced infiltration to CSO in a typical urban catchment. The present methodology shows how to identify and simulate the following flow components in the hydrograph observed at the catchment outlet: wastewater, impervious and permeable surface runoff, permanent infiltration inflow and rain-induced infiltration inflow. The observations of each flow component's behaviors guided the construction of a simplified model that could conceptually represent the surface, subsurface and sewer processes. To describe the fraction and dynamic of those flow components, nine parameters have been calibrated from data pretreatment.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

The comparison between observed data and simulation showed the model's capacity to provide a satisfactory simulation of the hydrograph, notably most of the peak values and the depletion curves. However, some peaks were not well reproduced, which may result in large differences with the observed CSO volume. The error on the total CSO volume was acceptable for practical purposes, along with a good reproduction of the CSO frequency over long periods. Model application included the determination of the proportion of each flow component that reached the CSO structure. Results showed that, at annual scale, ~ 53 % of the outlet volume corresponds to wastewater, ~ 10 % to runoff water and ~ 37 % to sub-surface infiltrated water. The latter, which is expected to increase over the years due to pipe ageing, has been analyzed under permanent infiltration inflow and rain induced infiltration reduction scenarios. Eliminating infiltration inflow could represent between 11-17% of annual CSO volume reduction. However, this strategy is of limited interest for reducing the CSO frequency and CSO duration. On the other hand, the implementation of source-control stormwater management strategies shows promising perspective that could complement rehabilitation scenarios. For example, by disconnecting the first 10 mm of rainfall, it is possible to completely eliminate the CSO volume for half of the CSO events.

The use of these assessment methods can support the decision-makers on the degree of effort required to reduce CSO volumes and frequency. Further work should extend the analysis to other study areas (by discretizing into sub-catchments), test the limitations of the approach, and integrate global change scenarios. Further research could consider additional sources of rainfall-induced infiltration (RII), such as the seasonal impact of the water table during rainy periods and potential rainwater infiltration from stormwater management source control infrastructures. Additionally, the growing frequency of extreme weather events resulting from climate change must not be disregarded, and the impact of RII on CSO should be investigated considering climate change.

———————

Dans ce chapitre, nous avons présenté le développement et l'évaluation du modèle hydrologique et hydraulique global TONIC. Dans le chapitre suivant, ce modèle sera discrétisé afin de représenter l'hétérogénéité des caractéristiques d'un bassin versant.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Chapitre 3

Développement d'un modèle semi-distribué pour la modélisation de la gestion des eaux pluviales à la source

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Avant-propos

Le modèle hydrologique et hydraulique TONIC a été élaboré dans le chapitre précédent. On rappelle que l'objectif final de cette thèse est d'élaborer une méthodologie pour déterminer les emplacements les plus appropriés pour l'installation des infrastructures de gestion des eaux pluviales à la source, dans le but d'optimiser leur efficacité pour réduire les déversements. Pour cela, nous avons besoin de prendre en compte la variabilité spatiale des processus hydrologiques afin d'identifier les bassins versants contributifs, ce qui nous conduit à introduire une discrétisation du modèle. Un modèle hydrologique et hydraulique semi-distribué a donc été élaboré pour deux cas d'études. Le premier, Ecully, est utilisé pour élaborer une méthodologie permettant de spatialiser les paramètres globaux dont seront dérivés les paramètres propres à chaque sous-bassin versant. Le second cas d'étude, Figeac, vise quant à lui à tester la robustesse du modèle dans un contexte où les données sont particulièrement limitées.

Les questions scientifiques suivantes seront abordées dans ce chapitre :

- Comment alimenter et valider un modèle dans un contexte de données limitées ?
- Quel est le niveau de performance d'un modèle hydrologique et hydraulique parcimonieux pour simuler les déversements ?

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

1 Introduction

Historiquement, l'objectif des modèles en hydrologie urbaine était d'estimer le débit de pointe pour dimensionner le réseau d'assainissement. Très vite ces modèles ont été aussi utilisés pour d'autres objectifs tels que la lutte contre les inondations ou les débordements, la planification urbaine (urbanisation croissante, renouvellement des quartiers). Les modèles sont devenus des outils d'aide aux choix des stratégies pour un territoire, et parmi celles-ci, les stratégies de déploiement des ouvrages de gestion des eaux pluviales à la source dans le bassin versant urbain.

Les modèles hydrologiques peuvent être classés en trois catégories selon leur description de l'espace : les modèles globaux, les modèles semi-distribués et les modèles distribués. La classification des modèles globaux entre semi distribués et distribués est un sujet de débat. En effet, les modèles distribués sont globaux à l'échelle de la maille et les modèles semi-distribués sont globaux à l'échelle d'un sous-bassin versant (Beven, 1989; Refsgaard, 1997). Parmi ces trois catégories, les modèles semi-distribués peuvent être discrétisés en sous-bassins versants ou en unités hydrologiques (Fletcher et al., 2013; Salvadore et al., 2015) en considérant que les caractéristiques des surfaces imperméables et perméables du bassin versant sont homogènes à l'intérieur de chaque sous-bassin versant/unité. L'intérêt d'un modèle semi-distribué est d'abord de tenir compte d'une certaine hétérogénéité spatiale dans le bassin versant modélisé, et donc de permettre d'évaluer des scénarios de changement urbain à l'intérieur des sous-bassins versants/unités hydrologiques. Dans cette thèse, nous continuerons à utiliser le terme de modèle semi-distribué, pour signifier qu'on prend en compte l'hétérogénéité entre sous-bassins versants urbains.

Il existe une multitude de modèles hydrologiques et hydrauliques semi-distribués pour conceptualiser le milieu urbain. Les modèles les plus populaires (à titre d'exemple, SWMM, Infoworks, MOUSE, MUSIC etc.) permettent de représenter l'infiltration, le ruissellement, les flux de subsurface, le réseau hydraulique, la production et le transport de polluants. Il existe aussi des modèles hydrologiques et hydrauliques que l'on pourrait qualifier d'« alternatifs » aux modèles énoncés précédemment. Ils sont souvent développés pour un objectif précis et/ou dans des contextes de données disponibles limitées (ne permettant donc pas d'alimenter l'ensemble des données d'entrée nécessaires au fonctionnement des modèles cités ci-dessus). Ces dernières années, de nombreux chercheurs ont utilisé ces modèles pour simuler les effets à l'échelle du bassin versant du déploiement d'ouvrages de gestion à la source (Elliott et al., 2009). Cependant, il est nécessaire de trouver des compromis entre les difficultés de représentation du niveau de discrétisation du bassin versant, la prise en compte des processus en œuvre et le maintien de temps de calcul raisonnables (Cantone and Schmidt, 2009; Orth et al., 2015). Dans certaines situations, l'agrégation sera nécessaire ou souhaitable, par exemple lorsque l'emplacement des ouvrages de gestion à la source n'est pas spécifique, ou bien

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

lorsque des simulations continues à long terme avec une représentation détaillée du bassin versant et des pas de temps fins nécessitent plusieurs jours pour être exécutées, ou encore lorsque des méthodes de calibration nécessitent de réaliser un grand nombre de simulations.

Ce chapitre propose de poursuivre le développement du modèle global décrit dans le *Chapitre 2*, également qualifié de conceptuel à base physique signifiant que les équations utilisées sont fondées sur les connaissances des processus physiques à la base de la dynamique des principales composantes de débit qui contribuent aux déversements. Pour ce faire, nous allons partir de la structure initialement établie du modèle pour aller vers un niveau de modélisation un peu plus détaillé qui est celui du modèle semi-distribué.

Plusieurs questions se posent pour évaluer un modèle semi-distribué :

- Est-ce que le modèle peut reproduire les observations à l'échelle annuelle ? Est-il efficace pour des simulations mobilisant des évènements particuliers ?
- Le modèle peut-il servir à mieux caractériser la dynamique des déversements ?

2 Matériel et méthodes

2.1 Sites d'études et données d'autosurveillance

2.1.1 Bassin versant d'Ecully et données d'autosurveillance

Description du bassin versant et des sous-bassins versants

Ecully est une ville située en banlieue ouest de la ville de Lyon, France. Le bassin versant est une zone d'habitat résidentiel moyennement dense avec 17 959 habitants (Insee, 2007). La surface drainée du bassin versant est de 245 ha avec une pente moyenne de 2% et un coefficient moyen d'imperméabilisation de 42% (*Figure 3.1*, gauche). Les caractéristiques du bassin versant ont été estimées par les travaux précédents de Dorval (2012) et Métadier (2012).

Les eaux usées et pluviales sont drainées par un réseau d'assainissement majoritairement unitaire. Il est muni de cinq déversoirs d'orage secondaires (non instrumentés car les déversements sont très exceptionnels) et d'un déversoir d'orage principal dit déversoir d'Ecully Valvert, situé à l'exutoire du bassin versant. Ce dernier déverse par temps de pluie dans le ruisseau des Planches (*Figure 3.1*, gauche).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

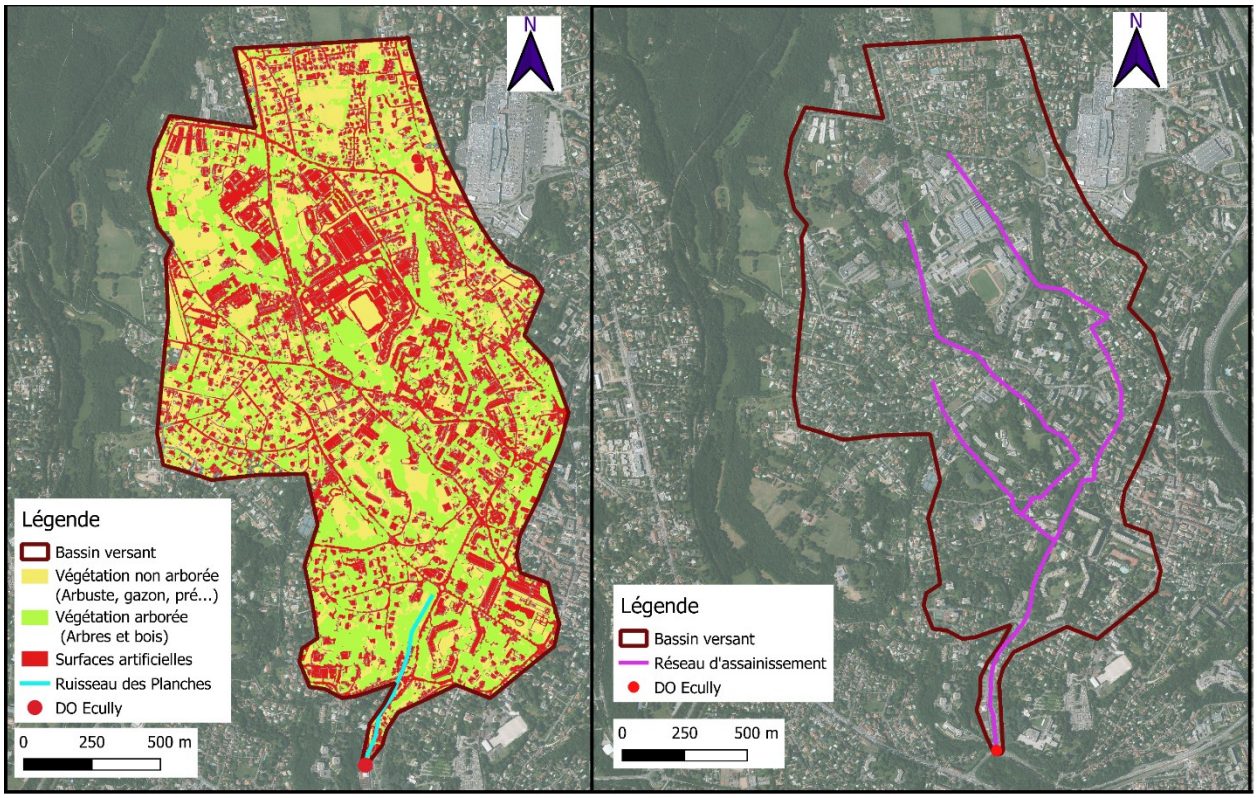


Figure 3.1: Bassin versant d'Ecully. A gauche, l'occupation du sol et à droite le réseau d'assainissement. Source des données d'occupation du sol et réseau d'assainissement : Métropole de Lyon

La Métropole de Lyon a effectué une délimitation et une discrétisation du bassin versant urbain d'Ecully et de ses sous-bassins versants (*Figure 3.2*). Le réseau d'assainissement est constitué de cinq conduites majeures et six exutoires de sous-bassin. La discrétisation réalisée par la Métropole de Lyon a conduit à la formation de six sous-bassins, dont les tailles varient entre 24 ha (minimum) et 58 ha (maximum).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

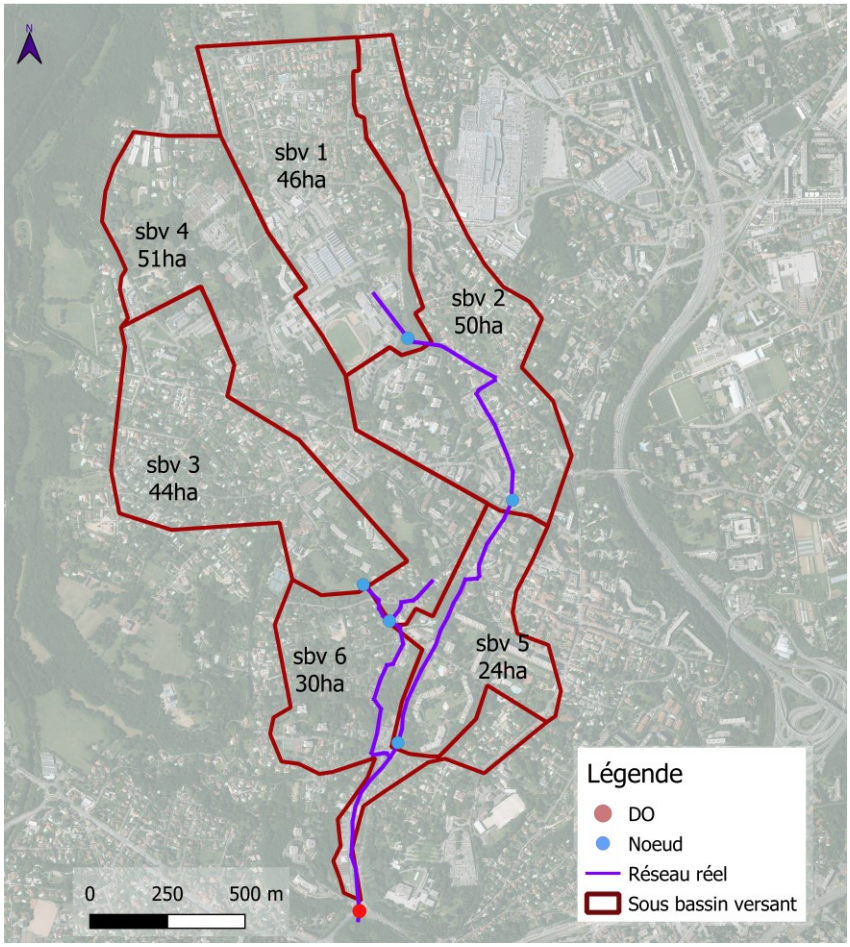


Figure 3.2 : Délimitation du bassin versant urbain et des sous-bassins versants de la Métropole de Lyon

Une méthodologie de délimitation du bassin versant et des sous-bassins versants dans un contexte de données limitées a été élaboré dans cette thèse. La comparaison avec le bassin versant délimité par la métropole de Lyon a été réalisé dans l'*Annexe C : Délimitation du bassin versant urbain et des sous-bassins versants*. Cette méthodologie vise à donner des outils pour exploiter les données en accès libre dans un contexte de données limitées. Ces contextes sont souvent présents dans des petites et moyennes villes qui font face à une insuffisance de données pour délimiter le bassin versant urbain et les sous-bassins versants contribuant au déversoir d'orage d'intérêt. Cette méthodologie permettra l'élaboration d'un outil de délimitation automatique dans le cadre du projet européen MULTISOURCE. Cependant, dans le cadre de cette thèse et pour la suite, nous utiliserons la délimitation du bassin versant et des sous-bassins versants proposée par la Métropole de Lyon.

Données d'autosurveillance

L'ensemble des données d'autosurveillance utilisées dans la présente thèse provient des mesures effectuées par la station métrologique mise en place par l'Observatoire de Terrain en Hydrologie Urbaine (OTHU) à l'exutoire du bassin versant d'Ecully. Le site a été instrumenté et suivi de 2004 à 2016 afin d'étudier les flux d'eau et de polluants produits

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

par un bassin versant urbain à dominante résidentielle (avec une urbanisation stable) et les rejets d'un déversoir d'orage. L'analyse de ces données sur le long terme n'a pas montré d'évolution notoire, ni sur les données de temps sec, ni sur celles de temps de pluie (Lipeme Kouyi et Bacot, 2016).

Les dispositifs de mesure mis en place par l'OTHU ont permis d'établir des chroniques de pluviométrie, de vitesse et de hauteur d'eau (*Tableau 3.1*). D'autres dispositifs de mesure (température de l'eau, pH, conductivité électrique, turbidité) ont aussi été mis en place mais ne seront pas utilisés dans cette thèse.

Les précipitions ont été mesurées à l'exutoire par des pluviomètres par pesée (PLUVIO OTT - https://www.ott.com). Ces appareils enregistrent le poids de la pluie précipitée sur une surface de captation de 200 cm^2. Des mesures sont effectuées en continu avec un pas de temps de 1 minute. Les valeurs d'intensité de pluie supérieures à 0.01 mm/min sont mises en mémoire et les valeurs d'intensité nulle sont éliminées des enregistrements.

Tableau 3.1 Mesures réalisées sur le site expérimental d'Ecully. Les informations des dispositifs de mesures utilisés proviennent des rapports d'activité scientifique de l'Observatoire de Terrain en Hydrologie Urbaine (OTHU) 2013-2016.

Mesures réalisées	**Dispositifs de mesures**	**Précision**
Pluviométrie	Pluviomètre à pesée (PLUVIO OTT)	±0.1 mm/min
Vitesse	Sonde à effet Doppler (NIVUS OCM PRO et Flopro platon) Sonde radar (Flodar)	± 0.1 m/s
Hauteur d'eau	Sonde à ultrasons (Flodar) Sonde piézométrique (Nivus OCM PRO)	± 2 mm

Les valeurs de débit sont calculées à partir de mesures simultanées de hauteur et de vitesse de l'eau. Les mesures de hauteur et de vitesse résultent d'une sonde radar hauteur-vitesse (Flodar) (*Tableau 3.1*). Les mesures de hauteur et de vitesse sont effectuées directement dans le réseau sur la conduite ovoïde (A180) située en amont du déversoir d'orage d'Ecully Valvert. Les données sont collectées en continu avec un pas de temps de deux minutes. Une description exhaustive de la centrale d'acquisition et des capteurs utilisés sur la période 2007-2009 est disponible dans les travaux de Dorval (2012) et Métadier (2012).

Le débit arrivant au déversoir d'orage a été estimé par Métadier (2012) en se basant sur les caractéristiques géométriques de la conduite située en amont de ce déversoir, ainsi que sur les mesures de hauteur et de vitesse, en utilisant la relation suivante :

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

$$Q(t) = (0.865 \cdot h(t) + 0.307 \cdot h(t)^2 - 0.134 \cdot h(t)^3) \cdot v(t) \qquad \textit{Equation 3.1}$$

Avec Q le débit calculé au pas de temps t [$m^3.s^{-1}$], h la hauteur d'eau mesurée à l'exutoire au pas de temps t [m] et v la vitesse mesurée à l'exutoire au pas de temps t [$m.s^{-1}$].

Du fait de la complexité du déversoir d'orage d'Ecully Valvert, une loi de déversement issue de la modélisation 3D (Momplot, 2014) est utilisée pour calculer le débit conservé en fonction du débit amont (des détails supplémentaires sont fournis dans *2.3 Modélisation des déversoirs d'orage*). Le débit déversé est la différence entre les deux.

2.1.2 Bassin versant de Figeac et données d'autosurveillance

Description du bassin versant et des sous-bassins versants

La ville de Figeac, située dans le département du Lot, est un des sites d'étude pilotes pour le développement du modèle TONIC. La ville de Figeac a une population de 10 524 habitants (Insee, 2012) répartie sur 513 ha. Une surface urbaine de 330 ha est drainée vers un réseau unitaire. Le réseau d'assainissement de la Ville de Figeac est caractérisé par 44 km de réseau unitaire et est équipé de 17 déversoirs d'orage. Le réseau gravitaire est essentiellement cylindrique, en béton (54%) avec des diamètres de conduites qui varient de 120 mm à 150 mm. Les conduites les plus âgées ont une géométrie rectangulaire ou ovoïdes, qui représentent 2.3 km sur les 44 km du réseau unitaire.

Le bassin versant sélectionné pour l'étude est équipé de six déversoirs d'orage (instrumentés) et d'un déversoir d'orage principal, le déversoir d'orage du Pont de la Gua (*Figure 3.3*). On a sélectionné ce bassin versant notamment parce que durant l'année 2012, son déversoir a rejeté un tiers du volume annuel total pour la ville entière (Ville de Figeac, 2016). De plus, en raison de leurs contributions significatives au volume total déversé, trois autres déversoirs d'orage sont particulièrement pertinents pour cette étude : Place de l'Estang, Tours et Ségala.

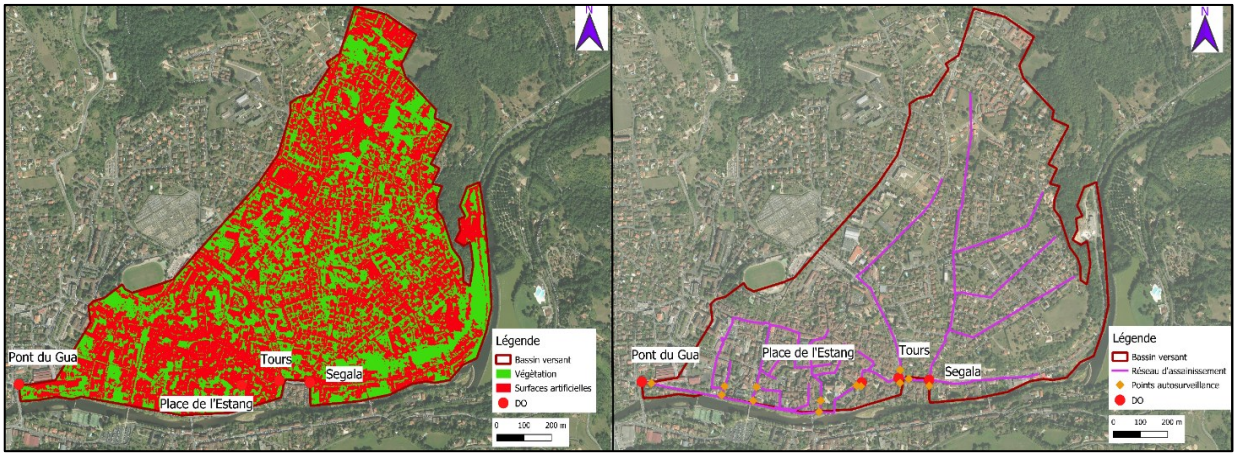


Figure 3.3: Bassin versant de Figeac. A gauche, l'occupation du sol et à droite le réseau d'assainissement. Source des données du réseau d'assainissement : Ville de Figeac

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

La ville de Figeac a relancé en 2012 une étude pour la réactualisation de son schéma directeur d'assainissement. Sur une période de trois mois, d'août à octobre de l'année 2012, plusieurs points du réseau ont été instrumentés afin d'estimer le flux d'eau amont et aval des déversoirs d'orage. Les points d'autosurveillance sont indiqués par des losanges orange sur la *Figure 3.3*.

La délimitation du bassin versant urbain et des sous-bassins versants est illustrée par la *Figure 3.4*. Le bassin versant a été discrétisé en six sous-bassins versants avec pour exutoire les points d'autosurveillance.

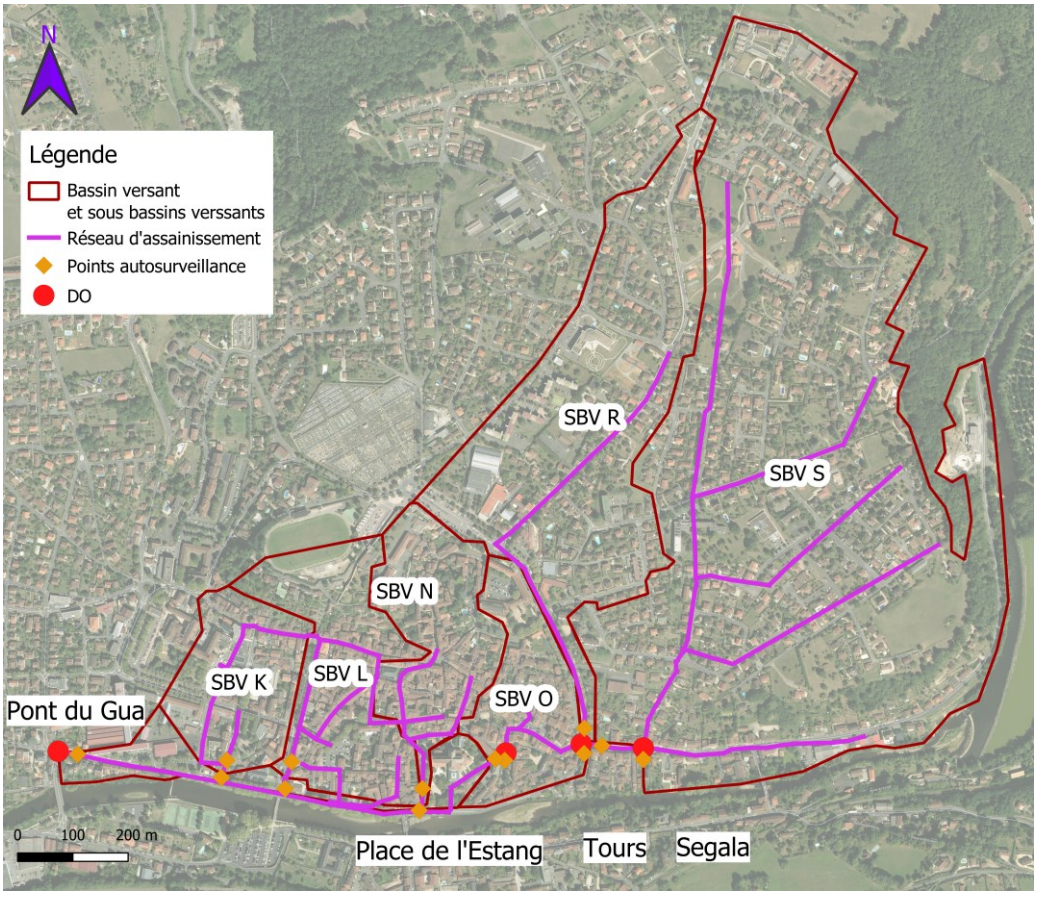


Figure 3.4 : Délimitation du bassin versant urbain et des sous-bassins versants de la Ville de Figeac

De même que pour le Cas d'Ecully, la méthodologie de délimitation du bassin versant et des sous-bassins versants dans un contexte de données limitées a été testé sur le cas de Figeac dans l'*Annexe C Délimitation du bassin versant urbain et des sous-bassins versants*. Cependant, dans le cadre de cette thèse et pour la suite, nous utiliserons la délimitation du bassin versant et des sous-bassins versant proposée par la Ville de Figeac.

Données d'autosurveillance

Le débit est estimé pour chaque point d'observation en multipliant la section mouillée de la conduite par la vitesse moyenne de l'écoulement (*Equation 3.2*).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

$$Q = f(h, U) = S(h) * U \qquad \textit{Equation 3.2}$$

avec Q le débit dans la conduite ($m^3.s^{-1}$), h la hauteur d'eau (m), U la vitesse moyenne ($m.s^{-1}$) et $S(h)$ la section mouillée (m^2).

La mesure de la vitesse a été réalisée avec des capteurs à effet doppler (HYDREKA). L'acquisition de la hauteur d'eau dans la conduite a été réalisée à partir de son radier via un capteur piézométrique. La mesure de la hauteur d'eau associée au profil de la conduite permet de déterminer la surface mouillée, donc de la section de la conduite occupée par l'eau.

Simultanément à la campagne de mesures, les précipitations ont été mesurées à l'aide d'un pluviographe de marque HYDREKA à augets basculants (basculant à 0,2 mm, précision de 1%), associé à une centrale d'acquisition de marque HYDREKA. Il a permis l'enregistrement des pluies pendant toute la durée des mesures. La période d'acquisition est événementielle (1 basculement auget = 1 enregistrement horodaté). Le pluviographe a été implanté sur une aire dégagée, sur le site de la station d'épuration au niveau du dégrilleur.

Tableau 3.2 Mesures réalisées sur la ville de Figeac. Les informations concernant les dispositifs de mesures utilisés proviennent des rapports du schéma directeur de ville de Figeac de mai 2016

Mesures réalisées	Dispositifs de mesures	Précision
Pluviométrie	Pluviomètre à auget basculeur (HYDREKA)	± 1%
Vitesse	Sonde à effet Doppler (HYDREKA)	± 2% de la valeur lue
Hauteur d'eau	Sonde piézométrique (PTX/PDCR 1830)	± 0.1% de la plage de mesure

2.1.3 Apport de deux sites d'études pour la construction d'un modèle

Les deux sites d'étude sélectionnés, distincts dans leurs caractéristiques (*Tableau 3.3*), offrent une complémentarité pour l'élaboration d'un modèle à base physique et réplicable dans un contexte de données limitées.

Le site d'Ecully, avec quatre années de données d'autosurveillance (*Tableau 3.3*), permet d'analyser les flux d'eau à l'échelle annuelle, tant par temps sec que par temps de pluie, et de décrire et caractériser les composantes urbaines contribuant aux déversements. De plus, en observant leur dynamique sur plusieurs événements, nous sommes en mesure de sélectionner un modèle pertinent pour une modélisation à large échelle avec des données restreintes.

Le site de Figeac a été instrumenté en plusieurs points, offrant ainsi une vision spatialisée des caractéristiques physiques et hydrologiques du bassin versant. Toutefois, en raison

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

d'une campagne de mesure de courte durée fournissant des données sur 19 évènements pluvieux (*Tableau 3.3*), nous nous trouvons dans un contexte de données limitées pour alimenter le modèle. Cette situation nous oblige donc à formuler des hypothèses pour estimer les données manquantes qui seront enrichissantes pour la réplicabilité du modèle.

Tableau 3.3 Récapitulatif des caractéristiques des sites d'étude

		Ecully	**Figeac**
Période d'étude	***Année(s)***	2007-2010	2012 (3 mois)
	Nombre d'évènements pluvieux	289	19
	Cumul sur la période	2 800 mm (4 ans)	46 mm (3 mois)
Caractéristiques du bassin versant	***Localisation***	Département du Rhône	Département du Lot
	Surface totale d'étude	245 ha	109 ha
	Surface active moyenne	42%	60%
	Pente moyenne de la surface	2%	2% Max =7% ; Min= 0.5%
	Plus long parcours de l'eau	2 930 m	1 890 m
Caractéristiques du réseau d'assainissement	***Type***	Réseau majoritairement unitaire	Réseau majoritairement unitaire
	Longueur du réseau	5.2 km	22 km
	Principaux déversoirs d'orage pendant la période d'étude	DO Ecully	DO Pont Gua DO Place de l'Estang DO Tours DO Segala
	Milieu récepteur des déversements	Ruisseau des Planches	Rivière Le Célé

2.2 Construction d'un modèle hydrologique et hydraulique semi-distribué

Dans toute démarche de modélisation, le choix du niveau de simplification est un compromis entre la précision, l'acceptation des erreurs et le temps de calcul (Thrysøe et al., 2019). Le degré de complexité d'un modèle choisi doit être basé sur les objectifs du problème posé. Dans notre cas, nous avons des bassins versants urbains qui produisent des flux d'eau et les évacuent *via* un réseau d'assainissement unitaire muni de déversoirs d'orage. Notre objectif est de caractériser le mieux possible la production et la dynamique des flux générés par les différentes surfaces qui contribuent aux

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

déversements en temps de pluie.

Dans cette partie nous allons présenter les méthodologies développées pour l'élaboration d'un modèle hydrologique et hydraulique discrétisé adapté à un contexte de données limitées. On s'intéressera notamment à :

- L'obtention des paramètres pour caractériser les sous-bassins versants délimités précédemment.
- La modélisation du transport dans le réseau d'assainissement.

Pour terminer, nous décrirons la méthode utilisée pour évaluer la performance du modèle.

2.2.1 Discrétisation des paramètres globaux

Par rapport à l'approche de modélisation globale, une approche de modélisation semi-distribuée permet de prendre en compte une complexité supplémentaire : l'hétérogénéité des caractéristiques physiques du bassin versant : pente, longueur du plus long parcours, pertes initiales, hauteur de pluie maximale avant apparition d'eaux claires parasites événementielles, coefficient de ruissellement des surfaces imperméables et perméables et lag-time.

Dans le cas d'étude du bassin versant d'Ecully un seul point d'autosurveillance est disponible permettant d'obtenir des paramètres globaux (cf. *Chapitre 2*). Cependant, afin d'évaluer l'impact de l'emplacement des ouvrages de gestion d'eau pluviale à la source sur les déversements, il est nécessaire d'avoir une représentation spatiale des différents processus dont découlent le bilan et les dynamiques hydrologiques des différents sous-bassins versants (ruissellement, stockage). Pour ce faire, les paramètres estimés globalement sur le bassin versant d'Ecully ont été réexaminés afin de déterminer comment les répartir spatialement dans chaque sous-bassin versant, comme illustré par la *Figure 3.5*, de manière à assigner des caractéristiques physiques spécifiques à chaque sous-bassin versant.

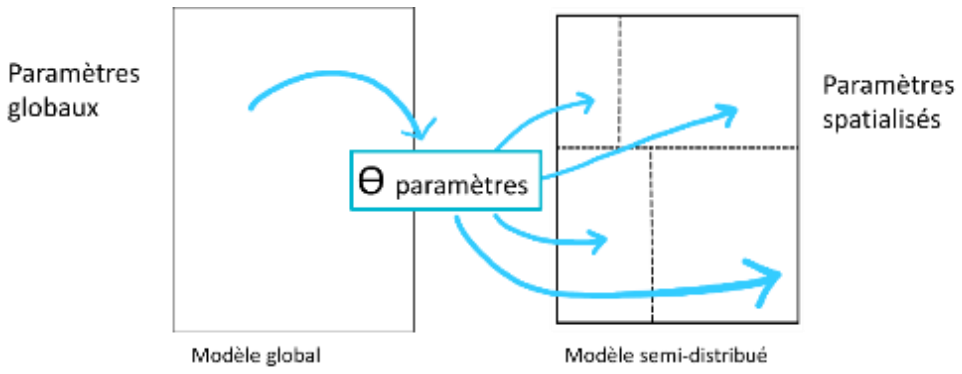


Figure 3.5: Schéma conceptuel illustrant la transformation des paramètres globaux d'un modèle

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

global en paramètres spatialisés pour un modèle semi-distribué.

Dans le cas d'étude du bassin versant de Figeac, plusieurs points d'autosurveillance sont disponibles (*Figure 3.3*), permettant de caler directement les paramètres propres de chaque sous-bassin versant. Cependant, certains des paramètres caractéristiques des sous-bassins versants n'étant pas disponibles, des méthodologies sont décrites afin de les obtenir à partir des données disponibles ou en accès libre.

Estimation de la population dans chaque sous-bassin versant

L'estimation de la population est cruciale pour quantifier le flux d'eau usée de chaque sous-bassin versant. Trois approches sont possibles :

La première est d'utiliser une hypothèse **de répartition en fonction de l'occupation du sol ou des bâtiments** dans chaque sous-bassin versant. En utilisant l'occupation du sol on peut estimer la population en utilisant des densités moyennes de population par type de surface (zone résidentielle dense ou non dense, zone industrielle etc..). En utilisant la densité de bâtiments et si l'on dispose d'une base de données concernant leur utilisation et leur capacité (par exemple, nombre d'appartements, taille des bâtiments), on peut obtenir une estimation de la population.

Une seconde approche consiste à **utiliser la consommation d'eau potable**. De fait, la consommation d'eau potable dans le bassin versant (V_{EP}), la population totale du bassin versant (P_T) et le flux journalier moyen d'eau usée observé à l'exutoire de chaque sous-bassin versant peuvent être utilisés pour estimer la population par sous-bassin versant. Pour cela, le flux journalier moyen d'eau usée observé à l'exutoire de chaque sous-bassin versant permet d'obtenir le volume journalier d'eau usée (V_{EU}). En supposant que la consommation d'eau potable est similaire à la production d'eau usée, l'*Equation 3.3* peut être appliquée pour chaque sous-bassin versant, afin d'estimer la population.

$$P_{sbv} = \frac{V_{EU}}{V_{EP}} \cdot P_{bv} \qquad \textit{Equation 3.3}$$

Avec V_{EP} le volume d'eau potable consommée par jour dans le bassin versant en [m^3], V_{EU} le volume journalier d'eau usée observé à l'exutoire du sous-bassin versant en [m^3], P_{bv} la population du bassin versant et P_{sbv} la population du sous-bassin versant.

Une troisième approche consiste à considérer (lorsqu'elles existent et sont fiables) les informations issues des autorités locales ou d'études précédentes sur la population de chaque sous-bassin versant.

Pour le cas d'Ecully, la répartition de la population est disponible. Cependant, pour l'étude de Figeac, nous avons eu recours à la deuxième approche, qui s'appuie sur la consommation d'eau potable.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Estimation de la production d'eau usée journalière par habitant

La production d'eau usée par habitant peut être estimée :

- Soit par des estimations nationales ou locales (plus précises).

Avec les observations de volume d'eau usée journalier produit dans chaque sous-bassin versant et avec le nombre d'habitants par sous-bassin versant, l'*Equation 3.4* peut être appliquée pour chaque sous-bassin versant, afin d'estimer la population.

$$EH = \frac{V_{EU}}{P_{sbv}} \qquad \textit{Equation 3.4}$$

avec V_{EU} le volume journalier d'eau usée en [m^3] observé à l'exutoire du sous-bassin versant, P_{sbv} la population du sous-bassin versant et EH la production d'eau usée journalière par habitant [m^3/jour/hab].

Pour le cas d'Ecully, cette information est disponible. Cependant, pour l'étude de Figeac, nous avons eu recours à la deuxième approche, qui s'appuie sur la population de chaque sous-bassin versant, estimée elle-même à partir de la consommation d'eau potable.

Estimation des caractéristiques physiques des surfaces

Pour les caractéristiques de chaque sous-bassin versant tels que la surface totale, la pente moyenne et le plus long parcours de l'eau, les données sont obtenues par l'utilisation d'outils cartographiques numériques. Pour le cas d'Ecully, les données sont déjà disponibles alors que pour le cas d'étude de Figeac, les données ont été obtenues à l'aide de QGIS.

Enfin, pour distinguer les surfaces imperméables et perméables dans chaque sous-bassin versant, des méthodes d'analyse d'images satellitales sont disponibles. Deux cas sont possibles dans cette étude :

- La méthode NDVI (Normalized Difference Vegetation Index) est largement utilisée en télédétection et permet d'estimer l'état de la végétation à partir de données satellitaires, ce qui fournit une indication indirecte des zones perméables (supposées végétalisées) par opposition aux zones imperméables (béton, asphalte, etc.). En hydrologie, elle a été aussi utilisée en associant l'indice à l'humidité du sol (Ahmed et al., 2017) ou à l'évapotranspiration (Zhou et al., 2006).

- Des données sont préalablement estimées par les autorités locales.

Pour le cas d'étude d'Ecully, les données obtenues par la Métropole du Grand Lyon sont utilisées. Pour le cas d'étude de Figeac ces données ont été estimées à partir de la méthode NDVI.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Estimation des eaux claires parasites permanentes

Pour spatialiser les eaux claires parasites permanentes, trois approches sont envisageables :

- **Répartition équitable au prorata des surfaces du débit observé à l'exutoire** : Cette méthode est relativement simple à mettre en œuvre, notamment lorsque les informations précises concernant l'origine des eaux claires parasites permanentes ne sont pas disponibles. Elle suppose que chaque sous-bassin versant contribue proportionnellement à sa taille au flux intégral des eaux claires parasites permanentes. Cette méthode ne fait pas un usage optimal de toutes les informations disponibles. En effet, certaines zones pourraient contribuer de manière disproportionnelle aux eaux claires parasites permanentes en raison, par exemple, de disparités dans l'ancienneté des conduites ou bien à cause des fuites d'eau potable localisées.

- **Existence d'études techniques :** l'utilisation d'outils cartographiques permet de localiser les sources des eaux claires parasites permanentes provenant des eaux souterraines. Par exemple, les cartes piézométriques peuvent indiquer les zones de hauts niveaux d'eau souterraine, qui pourraient contribuer aux infiltrations dans le réseau et ainsi contribuer aux déversements (Su et al., 2020). D'autre part, l'expertise des opérateurs du réseau d'assainissement peut également révéler des zones où les conduites sont volontairement drainantes ou défectueuses, permettant ainsi l'infiltration ou l'intrusion des eaux claires parasites permanentes. Cette méthode nécessite des ressources (humaines, techniques, financières) plus importantes pour la collecte et l'analyse des données spécifiques au cas d'étude mais elle s'avère plus fiable.

- **Disposer de données spatialisées**

Concernant le cas d'Ecully, la dernière approche est utilisée. Les informations fournies par la métropole de Lyon indiquent que les eaux claires parasites proviennent en grande majorité d'un bassin versant spécifique à cause d'une mauvaise étanchéité des conduites. Par conséquent, le flux d'eau claire parasite permanente est attribué à un seul sous-bassin versant. Concernant le cas de Figeac, aucune méthode de spatialisation n'est nécessaire. En effet, ce paramètre est obtenu à partir des données d'autosurveillance recueillies à la sortie de chaque sous-bassin versant, ce qui signifie que le paramètre lui-même est déjà intrinsèquement spatialisé.

Estimation de la chronique journalière d'eau usée

La chronique journalière d'eaux usées générée par tous les habitants d'un même sous-bassin versant est considérée identique pour tous les jours de l'année, avec une incertitude associée à la variabilité des différentes chroniques journalières observées au

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

cours de la période étudiée. Cette approche est une simplification de la production d'eau usée par habitant ainsi que de son activité journalière au cours de l'année. Pour le cas d'Ecully, la chronique journalière d'eau usée calibrée à l'échelle globale est utilisée pour les différents sous-bassins versants. En revanche, pour le cas de Figeac, les débits observés par temps sec à l'exutoire de chaque sous-bassin versant nous permettent d'estimer une chronique d'eau usée journalière pour chaque sous-bassin versant.

Estimation des paramètres par temps de pluie

On considère que le comportement des surfaces par temps de pluie, qu'elles soient imperméables ou perméables, est caractérisé par des paramètres intrinsèques au type de surface. Pour rappel, s'agissant d'un modèle semi-distribué, chaque sous-bassin versant est décrit par une valeur unique de chacun des paramètres listés ci-après. Ces paramètres sont les suivants :

- Les pertes initiales (PI)
- Le coefficient de ruissellement des surfaces imperméables (Cr_{imp}), issu du rapport entre facteur de répartition de la pluie dans les surfaces imperméables (F_{imp}) et le ratio de surfaces imperméables ($\frac{A_{imp}}{A_c}$)
- Le coefficient d'infiltration des surfaces perméables (Cr_{RII}), issu du rapport entre facteur de répartition de la pluie infiltrée indirectement dans le réseau d'assainissement (F_{RII}) et le ratio de surfaces perméables ($\frac{A_{per}}{A_c}$)
- Le coefficient de ruissellement des surfaces perméables (Cr_{per}), issu du rapport entre le facteur de répartition de la pluie dans les surfaces perméables (F_{per}) et le ratio des surfaces perméables ($\frac{A_{per}}{A_c}$)
- La capacité de stockage de la surface perméable avant infiltration des eaux claires parasites évènementielles dans le réseau d'assainissement (S_{inf})
- La capacité de stockage du sol avant ruissellement des surfaces perméables (S_{soil})
- Le lag-time du réservoir sol (K_{RII})

Bien que d'autres méthodes existent pour différencier les caractéristiques physiques des sous-bassins versants (i.e. télédétection utilisée par Otmane et al. (2019) ou analyse de cartographie détaillée du sol par Oñate-Valdivieso et al. (2022)), nous souhaitons, dans le cas présent, pour les deux cas d'études, utiliser les données d'autosurveillance pour alimenter ce modèle quand cela est possible.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Pour le cas d'étude d'Ecully, les caractéristiques des surfaces imperméables et perméables sont estimées de manière globale à partir de données à l'exutoire, et sont identiques pour chaque sous-bassin versant. En revanche, pour l'étude de Figeac, ces caractéristiques sont déterminées individuellement pour chaque sous-bassin versant en utilisant les données d'autosurveillance.

Pour le cas d'étude de Figeac, nous avons très peu d'observations de pluie (19 événements indépendants). A chaque point d'autosurveillance, les capteurs n'ont pas permis d'observer le débit dans le réseau d'assainissement pour la totalité des pluies enregistrées (on suppose que cela est dû à des problèmes typiquement techniques). Nous avons donc choisi d'utiliser une calibration croisée « Leave-One-Out (LOO) » en raison du caractère arbitraire du choix des évènements à utiliser pour la calibration et la validation d'un paramètre. La méthode LOO a été adoptée en hydrologie principalement en raison de la taille limitée de l'échantillon de nombreux types de données hydrologiques (Haddad et al., 2013). Ainsi, pour chaque point d'autosurveillance, nous déterminerons le nombre total d'évènements observés (n). Après cela, nous choisirons le nombre d'évènements (p) à garder pour l'évaluation. De manière aléatoire, nous pourrons alors extraire p évènements (*Figure 3.6*, *a*). Pour chaque combinaison possible, les $n-p$ évènements seront utilisés pour calibrer les paramètres (*Figure 3.6*, *b*). Le nombre de combinaisons possibles est de $\frac{n!}{(p!\cdot(n-p)!}$ constituant, ainsi, une série de valeurs pour chaque paramètre (i.e., pertes initiales, coefficient de ruissellent..). À partir de cette série, une médiane et son écart-type seront déterminés (*Figure 3.6*, *c*). Les évènements pluvieux gardés pour l'évaluation (p) ont été évalués avec des critères usuels (KGE, écart sur le volume ruisselé et RMSE).

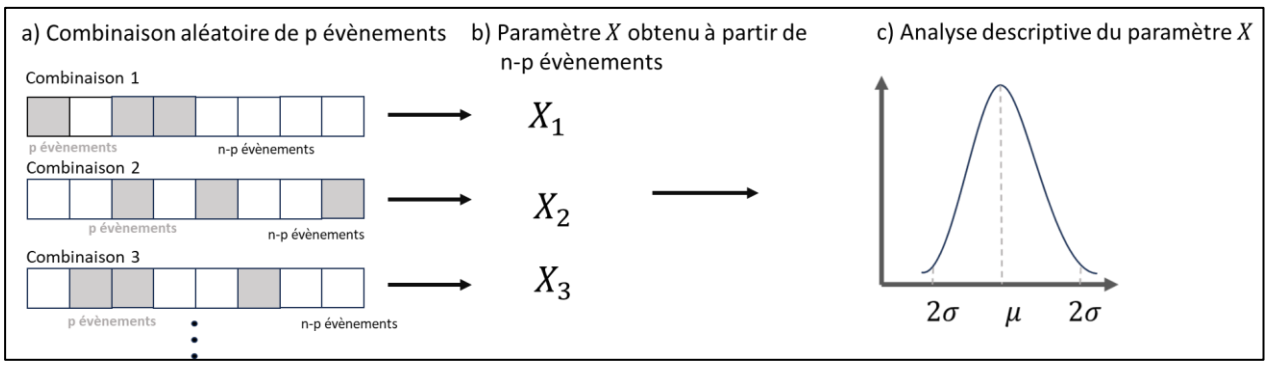


Figure 3.6: Illustration conceptuelle de la méthode de calibration croisée « Leave-One-Out » (LOO). Trois étapes sont illustrées : a) les combinaisons aléatoires de p évènements b) l'obtention d'un paramètre « X » pour chaque combinaison à partir des n-p évènements c) l'analyse descriptive du paramètre « X ».

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Détermination du lag-time

Le lag-time de chaque sous-bassin versant peut être déterminé par deux méthodes :

- La première nécessite les valeurs des débits observés à l'exutoire des sous-bassins versants par temps de pluie. Le lag-time est déterminé à partir de la relation entre les débits amont et aval pour deux pas de temps consécutifs (t et $t + \Delta t$) de l'hydrogramme de la composante étudiée (les composantes modélisées avec un réservoir linaire i.e., ruissellement de surface ou infiltration d'eaux claires parasites évènementielles). La pente de la régression linaire forcée à 0 obtenue avec l'ensemble des points des évènements pluvieux, illustrée dans la *Figure 3.7*, correspond au coefficient $e^{\frac{-\Delta t}{K}}$ avec K le lag-time du ruissellement de surface (K_R) ou le lag-time des eaux claires parasites évènementielles (K_{RII}).

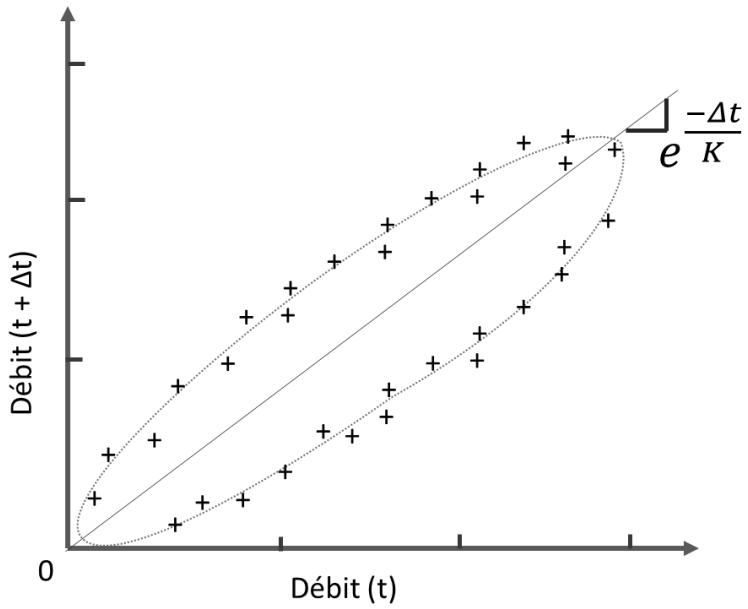


Figure 3.7: Représentation conceptuelle de la relation entre le débit amont et aval pour deux pas de temps consécutifs (t et t +Δt)

- En utilisant des formules empiriques établies au cours des années (*Tableau 3.4*). Ces formules établissent une relation basée sur les caractéristiques du bassin versant, avec A_C la surface du bassin versant (ha), A_{imp} la surface imperméable (ha), I la pente moyenne (%) et L la longueur du plus long trajet de l'eau (m).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Tableau 3.4: Formules empiriques pour calculer le lag-time à partir des caractéristiques du bassin versant.

	Formules
Desbordes (1974)	$K = 5.3 \cdot {A_C}^{0.304} \cdot (\frac{A_{imp}}{A_C})^{-0.452} \cdot I^{-0.383}$
Desbordes (1974)	$K = 0.187 \cdot {A_C}^{-0.008} \cdot (\frac{A_{imp}}{A_C})^{-0.512} \cdot I^{-0.401} \cdot L^{0.609}$
Desbordes et Ramperez (1977)	$K = 3.71 \cdot {A_C}^{0.394} \cdot (\frac{A_{imp}}{A_C})^{-0.452} \cdot I^{-0.383}$
Desbordes et Ramperez (1977)	$K = 0.133 \cdot {A_C}^{0.082} \cdot (\frac{A_{imp}}{A_C})^{-0.512} \cdot I^{-0.401} \cdot L^{0.609}$
Chocat (2014)	$K = 0.254 \cdot {A_C}^{-0.008} \cdot (\frac{A_{imp}}{A_C})^{-0.512} \cdot I^{-0.401} \cdot L^{0.609}$
Bertrand-Krajewski, (2021)	Pour les bassins versants juqu'à 5000 ha : $K = 2.436 \cdot {A_C}^{0.455} \cdot (\frac{A_{imp}}{A_C})^{-0.570} \cdot I^{-0.127}$; pour les bassins versants de moins de 65 ha : $K = 5.948 \cdot {A_C}^{0.196} \cdot (\frac{A_{imp}}{A_C})^{-0.107} \cdot I^{-0.274}$

Dans les deux cas d'étude, Ecully et Figeac, il n'existe pas de données observées à l'exutoire des sous-bassins versants, ou alors celles-ci ne sont pas en nombre suffisant pour établir une relation fiable entre le débit amont et le débit aval. Nous avons donc estimé le lag-time en utilisant les formules empiriques qui nécessitent des caractéristiques spécifiques du bassin versant telles que la pente et le trajet le plus long parcouru par l'eau. Ces données caractéristiques sont soit directement disponibles, comme c'est le cas pour Ecully, soit extraites à l'aide d'outils cartographiques tels que QGIS, comme cela a été fait pour Figeac. Pour les deux cas, la formule de Desbordes, (1974) a été utilisée et les autres formules nous ont servi afin de tenir compte de la variabilité des résultats d'une formule à l'autre.

2.2.2 Récapitulatif : quelle méthode retenir pour les cas d'étude d'Ecully et de Figeac ?

Les méthodes utilisées pour déterminer les paramètres d'entrée de chaque sous-bassin versant pour chaque cas d'étude sont résumées dans le *Tableau 3.5*.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Tableau 3.5 : Méthode d'acquisition des paramètres pour chaque sous-bassin versant pour les cas d'étude d'Ecully et Figeac

	Description du paramètre	Sigle	Méthode utilisée pour Ecully	Méthode utilisée pour Figeac
Paramètres des caractéristiques du bassin versant et du réseau d'assainissement	***Population par sous-bassin versant [hab]***	P_{sbv}	Métropole de Lyon	Utilisation de la consommation d'eau potable et du nombre d'habitants dans la ville + production d'eau usée par SBV
	Production d'eaux usée par habitant [L/hab/jour]	EH	Métropole de Lyon	Le volume journalier d'eau usée observé à l'exutoire du sous-bassin versant et la population du sous-bassin versant
	Surface du bassin [ha]	A_C	Métropole de Lyon	Qgis
	Surface imperméable [ha]	A_{IMP}	Métropole de Lyon	Méthode NDVI (Indice de végétation par différence normalisée)
	Pente de la surface [%]	I	Métropole de Lyon	Ville de Figeac
	Longueur du plus long parcours de l'eau [m]	L	Métropole de Lyon	QGIS
Paramètres par temps sec	***Eaux claires permanentes [L/s]***	PII	Métropole de Lyon	Paramètre calibré à l'exutoire de chaque sous-bassin versant
	Débit d'eau usée [L/h]	$WW(t)$	Chronique journalière estimée globalement	Chronique journalière obtenue à l'exutoire de chaque sous-bassin versant
Paramètres par temps de pluie	***Capacité de stockage de la surface perméable avant infiltration des eaux claires parasites évènementielles [mm]***	S_{inf}	Paramètre estimé globalement	Paramètre calibré à l'exutoire de chaque sous-bassin versant (données disponibles)
	Capacité de stockage du sol avant ruissellement des surfaces perméables [mm]	S_{soil}	Paramètre estimé globalement	Paramètre calibré à l'exutoire de chaque sous-bassin versant (données disponibles)
	Facteur de répartition de la pluie dans les surfaces imperméables [-]	F_{imp}	Paramètre estimé globalement	Paramètre calibré à l'exutoire de chaque sous-bassin versant (données disponibles)
	Facteur de répartition de de la pluie infiltrée indirectement dans le réseau d'assainissement [-]	F_{RII}	Paramètre estimé globalement	Paramètre calibré à l'exutoire de chaque sous-bassin versant (données disponibles)
	Facteur de répartition de la pluie dans les surfaces perméable [-]	F_{per}	Paramètre estimé globalement	Paramètre calibré à l'exutoire de chaque sous-bassin versant (données disponibles)
	Pertes initiales [mm]	IL	Paramètre estimé globalement	Paramètre calibré à l'exutoire de chaque sous-bassin versant
	Lag-time du réservoir sol [Jours]	K_{RII}	Paramètre estimé globalement	Paramètre calibré à l'exutoire de chaque sous-bassin versant
Paramètre empirique	***Lag-time du réservoir surface [min]***	K_R	Paramètre estimé pour chaque sous-bassin versant	Paramètre estimé pour chaque sous-bassin versant avec les caractéristiques du territoire en utilisant la formule de Desbordes (1974)

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

2.2.3 Modèle réseau

L'objectif principal de ce modèle est la représentation des déversements. Pour cela, il est nécessaire d'utiliser un modèle adapté aux dynamiques des écoulements en réseau.

La modélisation des écoulements unidimensionnels dans le réseau d'assainissement peut s'effectuer à l'aide de quatre familles de modèles, basés respectivement sur : les équations de Barré de Saint Venant, l'onde dynamique, l'onde diffusive et le modèle de Muskingum. Chacune de ces familles est caractérisée par ses hypothèses simplificatrices, paramètres, et un certain niveau de complexité.

Les équations de Barré de Saint Venant

Les équations de Barré de Saint-Venant (BSV) (Barre, 1871) sont largement utilisées pour décrire l'écoulement quasi-unidimensionnel dans les canaux ouverts en se basant sur les principes fondamentaux de conservation de la masse et de la quantité de mouvement. Plusieurs paramètres sont nécessaires tels que la topographie du canal, la rugosité du canal. La résolution des équations de BSV est totalement définie une fois connues les conditions initiales et les conditions aux limites du système. Le niveau de complexité est élevé, surtout dans des conditions non uniformes, en raison de la résolution numérique d'équations aux dérivées partielles qui décrivent la hauteur de l'eau en tout point de l'espace et du temps. Deux approches simplifiées des équations de BSV existent : le modèle de l'onde dynamique et celui de l'onde diffusante.

L'onde dynamique et diffusante

Lorsque l'on suppose que la force de gravité s'équilibre avec la force de frottement à la surface du plan d'eau, on obtient le modèle simplifié dit de l'onde dynamique (Kovacs, 1988). Le modèle de l'onde dynamique s'appuie sur la simplification de l'équation de conservation de la quantité de mouvement. Il est fréquemment utilisé pour les écoulements complexes présentant des variations rapides.

Le modèle de l'onde diffusive est également une simplification des équations de BSV (Kovacs, 1988). Toutefois, contrairement à l'onde dynamique, le terme d'accélération est négligé dans ce modèle. Il est principalement utilisé pour des écoulements où les variations sont plus lentes et son niveau de complexité est moindre.

Le modèle de Muskingum

Le modèle de Muskingum (Chocat, 2017) est un modèle hydrologique conçu principalement pour simuler la propagation d'ondes dans les rivières et les canaux. C'est une méthode empirique basée sur la conservation de la masse. Ce modèle est décrit par une équation de continuité (*Equation 3.5*) associée à une loi de stockage linéaire (*Equation 3.6*), qui permet d'appréhender les phénomènes d'atténuation et de translation

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

des flux d'eau au sein des canalisations avec une équation de stockage à deux paramètres, K et x, qui relie le volume stocké à une combinaison linéaire des débits entrant et sortant (*Equation 3.6*)

$$\frac{dV(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \qquad \textit{Equation 3.5}$$

$$V_s(t) = K \cdot [x \cdot Q_e(t) - (1 - x) \cdot Q_s(t)] \qquad \textit{Equation 3.6}$$

avec $V_s(t)$ le volume stocké dans le bief à l'instant t [m^3], $Qe(t)$ le débit entrant dans le bief [$m^3.s^{-1}$], $Qs(t)$ le débit sortant du bief [$m^3.s^{-1}$], K le paramètre de translation assimilable à un temps moyen de transfert [s], x le paramètre d'atténuation [sans dimension] compris entre 0 et 1.

Le paramètre *K* (*Equation 3.7*) est théoriquement égal à la longueur du bief (Δl) divisée par la vitesse de l'eau (V) en régime uniforme, qui correspond à un débit égal à 80% du débit maximum (Q_{max}) (Reynier, 1978 ; Kovacs, 1988 ; Semsar, 1995) avec :

$$K = \frac{\Delta l}{0{,}8.V(0{,}8.Q_{max})} \qquad \textit{Equation 3.7}$$

Le paramètre K est donc fixé pour chaque conduite du réseau.

En combinant les équations *Equation 3.5* et *Equation 3.6* et en intégrant l'équation différentielle résultante avec *K* et *x* constants on obtient une expression permettant le calcul direct de $Q_s(t)$:

$$Q_s(t + \Delta t) = C_1.Q_e(t) + C_2.Q_e(t + \Delta t) + C_3.Q_s(t) \qquad \textit{Equation 3.8}$$

avec : $C_1 = \frac{2.K.x+\Delta t}{2.K.(1-x)+\Delta t}$; $C_2 = \frac{\Delta t - 2.K.x}{2.K.(1-x)+\Delta t}$; $C_3 = \frac{2.K.(1-x)-\Delta t}{2.K.(1-x)+\Delta t}$

Modèle choisi pour le modèle TONIC

Pour simuler l'écoulement dans le réseau d'assainissement, plusieurs facteurs doivent être pris en compte : le niveau de détail nécessaire, la disponibilité des données et les ressources disponibles pour le calcul. Les réseaux d'assainissement urbains sont souvent complexes, avec de nombreux éléments tels que canalisations, regard, et déversoirs. Il faudrait connaitre les spécificités du réseau pour appliquer les modèles les plus complexes (onde dynamique, diffusive), ou établir des hypothèses pour combler le manque d'information. Notre compréhension actuelle du réseau pour les deux cas d'étude est insuffisante pour légitimer le choix de notre démarche. Dans le cadre de cette thèse, le modèle de Muskingum est donc utilisé pour modéliser ces réseaux, en minimisant la complexité mathématique tout en conservant une précision adéquate. Ce choix est justifié par la nécessité de simplifier le processus de modélisation et de permettre une mise en œuvre rapide et pratique, dans un contexte de données limitées,

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

pour la gestion des systèmes d'assainissement urbains. Le modèle TONIC (modèle simplifié avec peu de paramètres) satisfait à ces exigences.

2.3 Modélisation des déversoirs d'orage

L'objectif de cette section est de présenter les modèles de déversement utilisés pour modéliser le fonctionnement hydraulique des déversoirs d'orage des sites d'Ecully et de Figeac.

2.3.1 Quelques rappels sur la modélisation du fonctionnement hydraulique des déversoirs d'orage

Fonctionnement d'un déversoir d'orage

Un déversoir d'orage est un ouvrage de dérivation installé en réseau unitaire qui laisse transiter les flux vers deux directions principales : le réseau aval vers la station d'épuration (débit dit « conservé » vers l'aval) et l'espace de décharge vers le milieu récepteur (rivière, ruisseau, lac, etc.) (débit déversé). Pour les déversoirs à crête par exemple (la majorité des déversoirs analysés dans le cadre de cette thèse), le débit maximal conservé vers la station d'épuration, appelé « débit de référence », impose la hauteur du déversoir, tandis que le débit amont maximal permet de fixer la longueur.

Le dimensionnement de ces ouvrages doit être fait de telle sorte que pour un débit amont maximal l'augmentation du débit conservé par rapport au débit de référence (*Figure 3.8*) soit au maximum de 20 à 40% (débit maximum accepté par la station d'épuration en temps sec). Le principe de fonctionnement hydraulique du déversoir d'orage peut être caractérisé par une courbe de fonctionnement (*Figure 3.8*) construite à partir des observations. La courbe de fonctionnement est la représentation du débit aval conservé observé en fonction du débit amont observé. Le débit aval conservé est égal au débit amont si celui-ci est inférieur au débit de référence (aucun déversement). Une fois le débit de référence atteint et dans le cas d'un fonctionnement du déversoir parfait, le débit aval est toujours égal au débit de référence quel que soit le débit amont (l'excédent est déversé en totalité). C'est la courbe de fonctionnement théorique illustrée dans la *Figure 3.8*.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

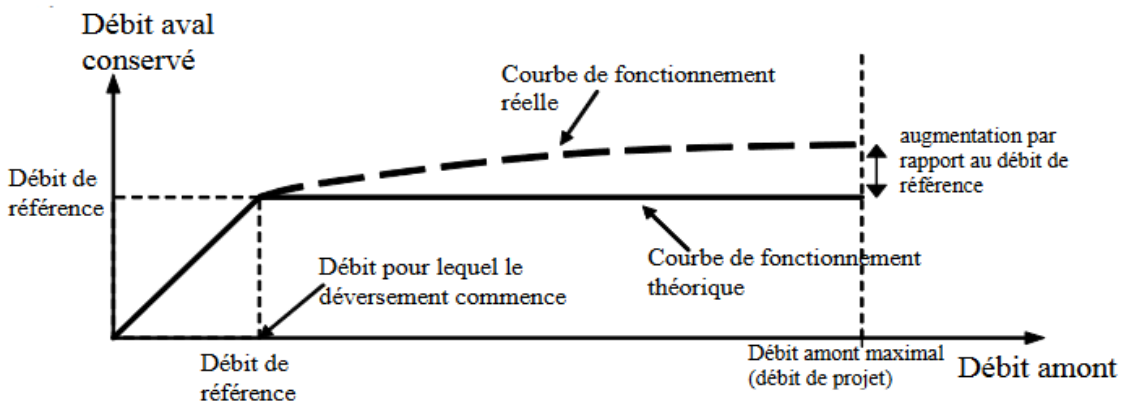


Figure 3.8: Principe de fonctionnement hydraulique du déversoir d'orage. Source : (Lipeme Kouyi, 2004)

Afin de choisir les modèles les mieux adaptés à nos sites d'étude et aux ressources à notre disposition, nous avons exploré la littérature pour recenser diverses approches : la construction d'une courbe de fonctionnement basée sur des observations et des modèles empiriques élaborés à partir de résultats expérimentaux.

Modèles de déversoir d'orage

Du fait de la croissance urbaine et de l'étalement du réseau d'assainissement, les conduites qui traversent le bassin versant urbain ont été élargies, renouvelées et raccordées à d'autres réseaux. Quant aux déversoirs d'orage, de nouveaux ont été construits, et ceux qui préexistaient ont été modifiés (rehaussement ou abaissement de la crête), réhabilités et adaptés aux configurations du réseau d'assainissement. Par conséquent, on peut trouver plusieurs configurations possibles avec plusieurs conduites amont et plusieurs conduites aval raccordées à la chambre de dérivation (quatre exemples sont illustrés dans la *Figure 3.9*).

D'autres ouvrages peuvent aussi être présents tels que des grilles, parois siphoïdes ou clapets. Cette complexité géométrique entraîne un fonctionnement hydraulique tridimensionnel et instationnaire. Les modèles hydrauliques de seuils frontaux ne permettent généralement pas de représenter ce fonctionnement complexe.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

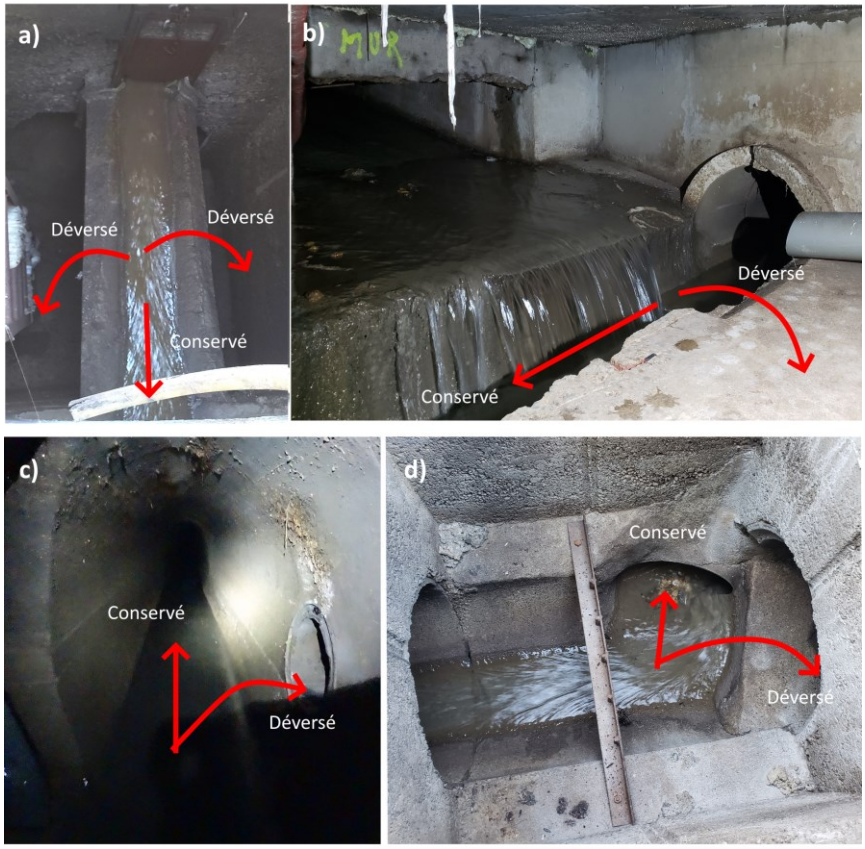


Figure 3.9 : Illustration de quatre déversoirs d'orage avec des configurations différentes. a) Déversoir latéral double avec une conduite amont b) Déversoir latéral simple avec deux conduites d'entrée c) Déversoir « trou dans le mur » sans crête déversante avec une conduite amont d) Déversoir frontal avec une conduite amont

Trois classes de modèles principaux ont été analysés pour simuler le fonctionnement hydraulique des déversoirs d'orage à crête.

- **Les modèles empiriques :** ce sont des modèles basés sur l'observation et l'expérience. Les modèles empiriques appliqués aux déversoirs d'orage dépendent du type d'écoulement (fluvial ou torrentiel) et de la classification et géométrie du déversoir. Il est possible de choisir un modèle empirique adapté à la diversité des situations (géométrie du déversoir et conditions hydrauliques) parmi ceux décrits dans le « Guide Technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage » de l'ENGEES (GT, 2006). Les modèles empiriques reposant sur l'observation et l'expérience, il est essentiel de les utiliser dans des conditions qui s'apparentent à celles dans lesquelles ils ont été élaborés. S'éloigner de ces conditions peut compromettre leur validité et leur précision.

- **Les modèles statistiques** : certains modèles utilisés pour caractériser les déversoirs d'orage se basent sur l'analyse des relations entre données de pluie et occurrence des déversements. Une méthode qui se distingue est le « modèle de la hauteur seuil » (Mailhot et al. 2015). Cette méthode repose sur l'analyse d'une chronique de pluie, qu'elle soit réelle (Jean et al., 2018) ou générée par un modèle

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

mathématique (Andrés-Domenech et al., 2010), d'une durée d'au moins un an, et sur l'étude de ses impacts sur la fréquence des déversements en réseau unitaire. Le principe de l'analyse des données à long terme est de déterminer statistiquement la hauteur de précipitation seuil provoquant un déversement. Toutefois, cette approche requiert une large base de données.

- **Les modèles mécanistes**, telle que la modélisation 3D, ont pour objectif de mieux comprendre et représenter les mécanismes hydrodynamiques dans les ouvrages à forme particulière. Ces dernières années, les relations hauteurs-débits déversés issues de l'exploitation des résultats des simulations 3D fondés sur la résolution des équations de Navier-Stokes représentent les meilleures alternatives (Lipeme Kouyi et al., 2011; Ahm et al., 2016). Cependant, la modélisation 3D est gourmande en ressources informatiques, complexe et peut engendrer des coûts élevés et demande une connaissance très précise de la géométrie du déversoir en question.

Pour le cas d'étude d'Ecully, nous avons choisi d'utiliser un modèle de déversement issu d'une modélisation 3D préalablement disponible et pour le cas de Figeac, nous avons retenu des modèles empiriques en raison de l'information disponible et du nombre limités de données. Des détails supplémentaires seront fournis dans la partie *2.3.2 Déversoir d'orage d'Ecully Valvert* et dans la partie *2.3.3 Déversoirs d'orage de Figeac*.

2.3.2 Déversoir d'orage d'Ecully Valvert

Le déversoir d'Ecully Valvert est caractérisé par une section à géométrie complexe. Dans la *Figure 3.10* on observe frontalement la conduite ovoïdale en amont du déversoir d'orage. C'est un déversoir d'orage avec un seuil de biais (ni latéral, ni frontal). La pente de la canalisation amont est de 2.7% (Momplot, 2014).



Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Figure 3.10 : Déversoir d'orage d'Ecully Valvert. Les flèches en rouge illustrent le sens de l'écoulement. Source : Momplot, (2014)

Une relation entre section mouillée et hauteur d'eau a été établie et validée par Métadier (2012) pour estimer le débit amont arrivant au déversoir d'orage (*Equation 3.9*):

$$Q = (0.865 \cdot h + 0.307 \cdot h^2 - 0.134 \cdot h^3) \cdot v \qquad \textit{Equation 3.9}$$

avec Q [$m^3.s^{-1}$] le débit amont calculé, h [m] la hauteur d'eau mesurée à l'exutoire et v [$m.s^{-1}$] la vitesse moyenne de l'écoulement mesurée à l'exutoire.

La forme particulière du déversoir d'orage favorise l'apparition d'un écoulement torrentiel, entrainant une variabilité de hauteur d'eau difficile à représenter avec la loi univoque entre le débit et la hauteur d'eau (Momplot, 2014).

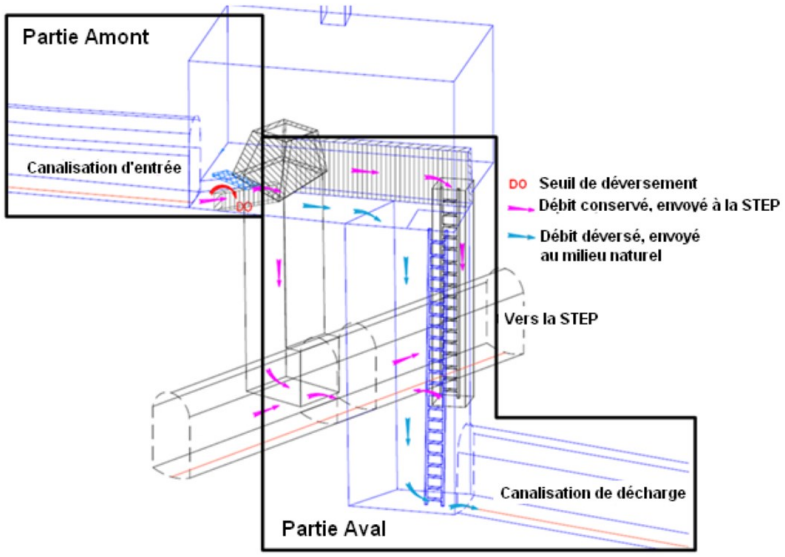


Figure 3.11 : Géométrie du déversoir d'Ecully Valvert. Source : Momplot 2014

Une courbe de fonctionnement a été construite à partir du débit conservé envoyé à la station d'épuration et du débit entrant (*Figure 3.12*). Cependant, les points sont dispersés et aucune tendance n'a pu être identifiée, laissant supposer que le déversoir ne remplit pas son rôle (limiter le débit envoyé à la station d'épuration afin d'empêcher une baisse drastique de son efficacité) ou que les données ne sont pas fiables, à cause par exemple de la remontée du milieu naturel (ruisseau des Planches) dans la canalisation ou d'un champ de vitesses impropre à la mesure. Il est également possible que les deux suppositions soient vraies : des mesures non fiables et un déversoir non efficace (Momplot, 2014).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

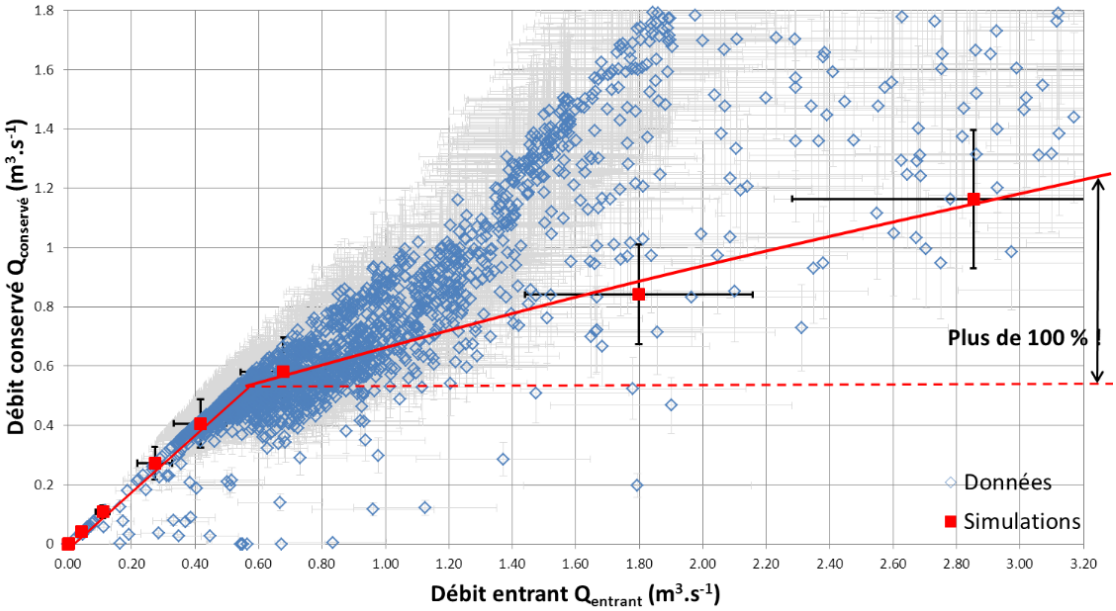


Figure 3.12 : Courbes de fonctionnement numérique et empirique du déversoir d'Ecully. Les incertitudes des points numériques et empiriques sont indiquées et la courbe théorique est rappelée en pointillés rouges. Source : Momplot, (2014)

Pour ces raisons, une loi de déversement et ses incertitudes relatives associées ont été établies à partir de la modélisation 3D par Momplot (2014) afin de calculer les débits déversés (*Equation 3.10* et *Equation 3.11*) à partir du débit amont et du débit conservé.

$$Q_{deversé} = 0 \text{ , lorsque } \quad Q \leq 0.4\ m^3.s^{-1} \qquad \textit{Equation 3.10}$$

$$Q_{deversé} = Q - 0.33 \cdot \ln(Q) - 0.69 \text{ , lorsque } Q > 0.4\ m^3.s^{-1} \qquad \textit{Equation 3.11}$$

avec Q [$m^3.s^{-1}$] le débit amont et $Q_{déversé}$ [$m^3.s^{-1}$] le débit déversé calculé.

2.3.3 Déversoirs d'orage de Figeac

Quatre déversoirs d'orage d'intérêt sont installés sur le bassin versant de Figeac. De l'amont du réseau vers la station d'épuration (*Figure 3.3*), nous avons le déversoir du Ségala, des Tours, de la Place de l'Estang et du Pont du Gua.

Déversoir d'orage du Ségala

Le déversoir du Ségala est un déversoir latéral à seuil bas. Le déversoir d'orage se situe du côté gauche de la conduite principale suivant le sens d'écoulement (*Figure 3.13*, débit amont 3). Le déversoir est rectiligne et parallèle à l'écoulement avec une longueur du seuil courte (Horler, 1973).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

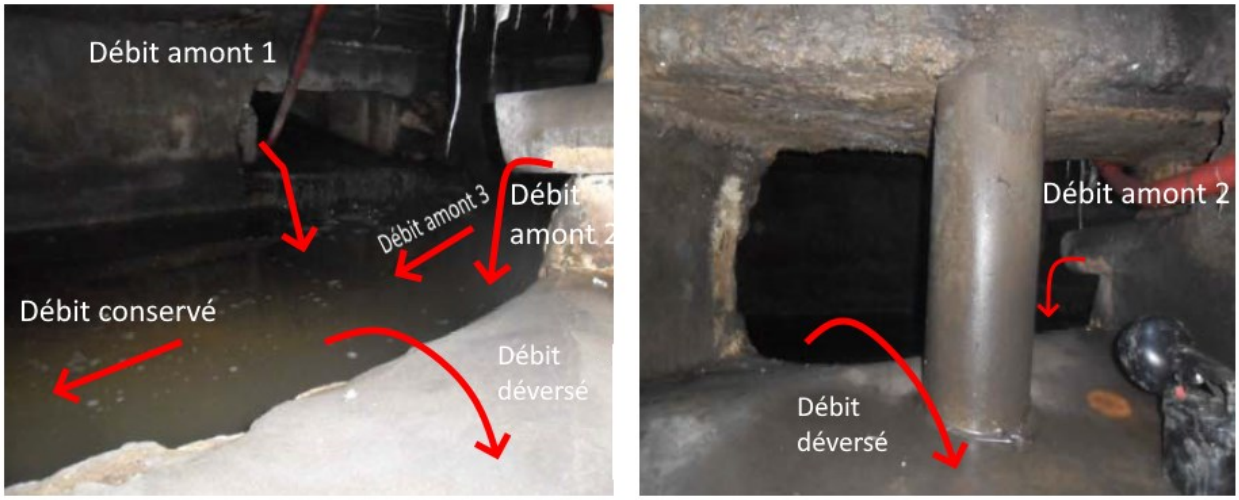


Figure 3.13 : Déversoir d'orage « Segala »

Il y a trois conduites arrivant au déversoir. La somme des trois débits constitue le débit amont du déversoir. Tout d'abord, le premier flux arrive de la conduite « amont 1 », avec une pente forte de 3 %, et rejoint la chambre de dérivation en chute libre (*Figure 3.13*). Lorsque la hauteur d'eau est élevée dans la chambre de dérivation, il peut y avoir une remontée d'eau dans la conduite « amont 1 ». Le deuxième flux arrive de la conduite « amont 2 » : celle-ci collectant les rejets d'un petit nombre de maisons, on suppose que sa contribution n'est pas significative au flux total. Enfin, le troisième flux arrivant de la conduite « amont 3 » passe par une conduite de tranquillisation au moins 20 m avant d'arriver au droit du seuil (*Figure 3.14*). Il est très probable que cet élargissement provoque un changement de régime d'eau jusqu'à atteindre le régime fluvial. Le dimensionnement de la conduite de dérivation nous permet de faire l'hypothèse qu'au droit du seuil, on est dans un régime permanent uniforme dans la chambre de dérivation.

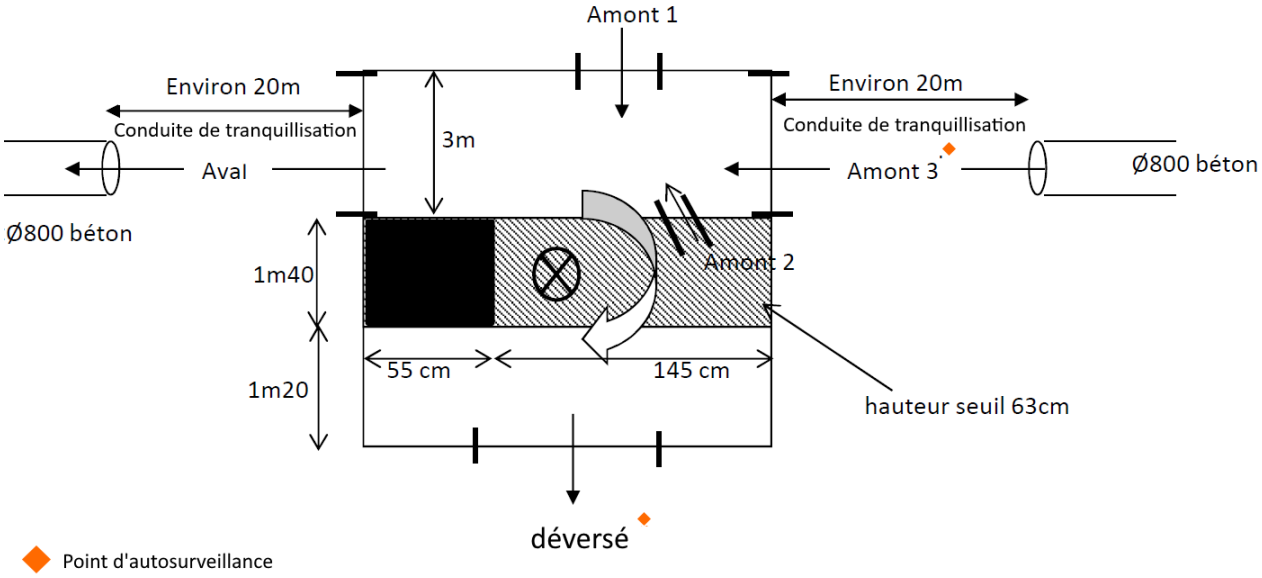


Figure 3.14 : Fonctionnement hydraulique du déversoir d'orage Ségala

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Pour la période observée, 8 évènements de déversement ont été observés et retenus dont trois sont supérieurs à 1 m^3 (*Tableau 3.6*). Pour les évènements observés, une courbe de fonctionnement a été construite avec le débit conservé et le débit amont du déversoir (n'ayant pas de point d'autosurveillance en amont du déversoir d'orage (*Figure 3.14*) le débit a été calculé à partir de la somme du débit conservé et du débit déversé). Cependant, sur cette gamme de débits, aucune tendance de déversement n'a pu être identifiée dans la relation entre le débit conservé en fonction du débit entrant, laissant supposer que le déversoir ne remplit pas son rôle (limiter le débit envoyé à la station d'épuration afin d'empêcher une baisse drastique de son efficacité) et/ou que les données ne sont pas fiables, et/ou insuffisantes.

Tableau 3.6 : Déversements observés dans le déversoir d'orage du Ségala

Date évènement	Hauteur d'eau précipitée [mm]	Volume déversé [m^3]
18/09/2012	11	0.6
22/09/2012	5	0.6
23/09/2012	2	0.4
24/09/2012	1.5	0.3
26/09/2012	7	4
29/09/2012	6	55
07/10/2012	10	23
07/10/2012	2	0.6

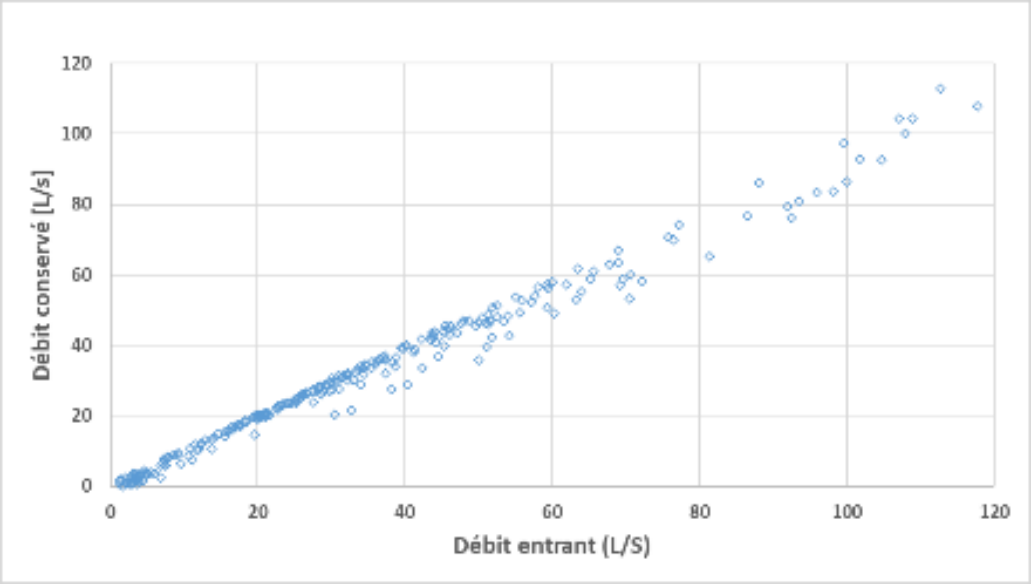


Figure 3.15 : Relation entre le débit conservé en fonction du débit entrant pour le déversoir d'orage du Ségala

A partir des données géométriques disponibles et des caractéristiques du déversoir d'orage du Ségala, la formule empirique de Dominguez (1945) a été utilisée (*Equation 3.12*).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

$$Q_{dev} = m\varphi Lh\sqrt{2gh} \qquad \text{Equation 3.12}$$

avec $h = h_{av}$ en régime fluvial ou $h = h_{am}$ en régime torrentiel en [m], m un coefficient dépendant des caractéristiques de déversoir compris entre 0.27 et 0.37, φ un coefficient compris entre 0.4 et 1.0, L la longueur du seuil [m] et g l'accélération de la pesanteur [m^3/s^{-2}].

Déversoir d'orage des Tours, Figeac

Le déversoir d'orage (DO) de Tours est un DO complexe avec deux conduites amont. Selon la conduite « amont 2 » c'est un DO frontal et selon la conduite « amont 1 » c'est un déversoir latéral. Le tronçon amont de la conduite « amont 2 » a une pente très forte (9%) alors que le tronçon de la conduite « amont 1 » est une conduite rectangulaire (chambre de tranquillisation) de pente forte (1%). Dans ce cas complexe, on considère que le déversoir de Tours est un déversoir à seuil mais n'est ni frontal ni latéral (DO « Autre »). Compte tenu de la pente de la conduite « amont 2 » et de son diamètre, on fera l'hypothèse qu'il est principalement frontal.

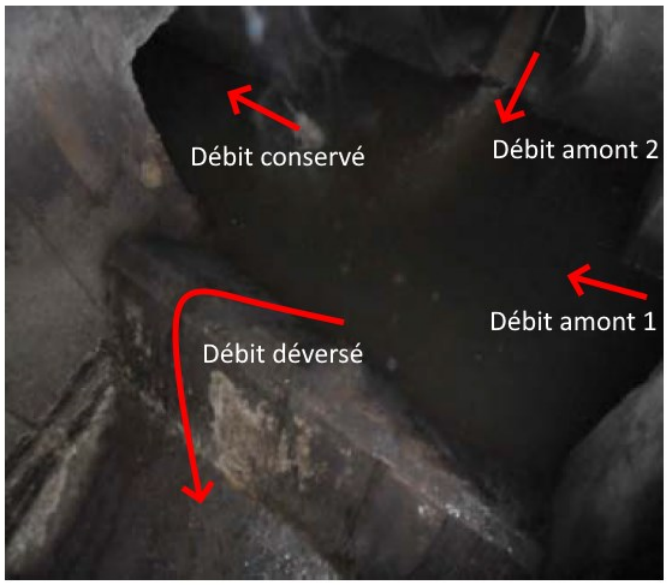


Figure 3.16 : Déversoir d'orage « Tours »

Six évènements de déversement ont été observés pendant la période d'étude (*Tableau 3.7*). D'après les observations mesurées dans la conduite déversante, les déversements ont eu lieu pour des pluies supérieure à 5 mm.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Tableau 3.7 : Déversements observés dans le déversoir d'orage de Tours

Date évènement	Hauteur d'eau précipitée [mm]	Volume déversé [m³]
20/08/2012	5	211
29/08/2012	6	33
18/09/2012	11	93
29/09/2012	6	86
07/10/2012	10	9

Les points d'autosurveillance pour ce déversoir d'orage sont situés dans les deux conduites amont et dans la conduite déversée (*Figure 3.17*). La différence entre les deux permet d'estimer le débit conservé. La relation entre le débit conservé et le débit amont ne permet pas d'obtenir la courbe de fonctionnement du déversoir d'orage (*Figure 3.18*) ; aucune tendance ne peut être identifiée.

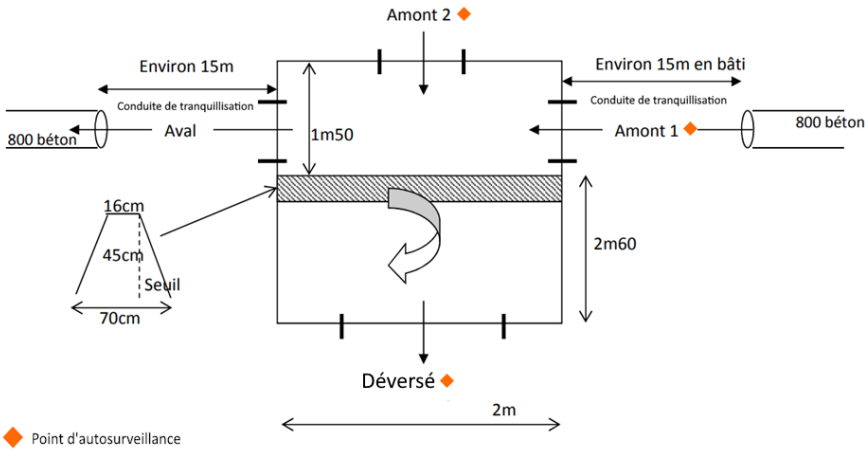


Figure 3.17 : Fonctionnement hydraulique du déversoir d'orage de Tours

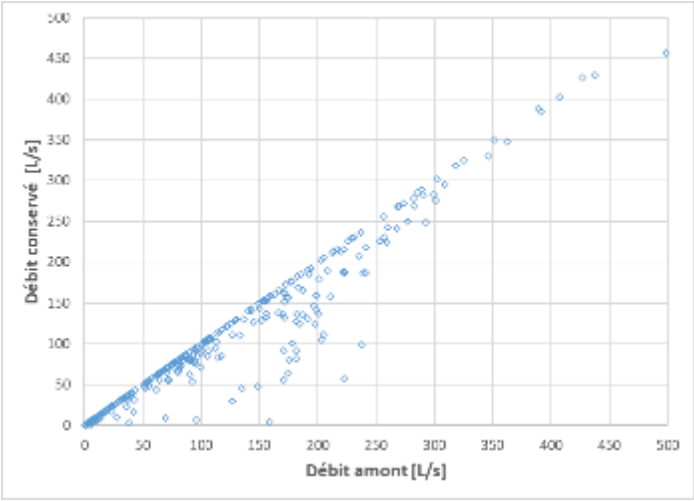


Figure 3.18 : Relation entre le débit conservé en fonction du débit entrant pour le déversoir d'orage de Tours

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Nous allons donc recourir à des modèles empiriques pour simuler ce déversoir. Selon les données disponibles, le modèle de Poleni est utilisé afin de calculer le débit déversé (*Equation 3.13*).

$$Q_{dev} = mLh_o\sqrt{2gh_o} \qquad \textit{Equation 3.13}$$

avec Q_{dev} le débit déversé [$m^3.s^{-1}$], m le coefficient pondérateur du débit [$m^3.s^{-1}$], L la largeur du seuil [m], h_o la hauteur de la ligne d'eau en amont par rapport au seuil [m] et g l'accélération de la pesanteur [$m.s^{-2}$].

Déversoir d'orage de Place de l'Estang

Le déversoir d'orage de Place de l'Estang est un déversoir frontal sans contraction latérale (la largeur du seuil est égale à la largeur du canal amont) (*Figure 3.19*).



Figure 3.19 : Déversoir d'orage « Place de l'Estang »

Trois conduites constituent le débit arrivant dans la chambre de dérivation (*Figure 3.20*). La conduite « amont 1 » est la conduite principale. Les conduites « amont 2 » et « amont 3 » seront négligées du fait de leur faible apport (Ville de Figeac).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

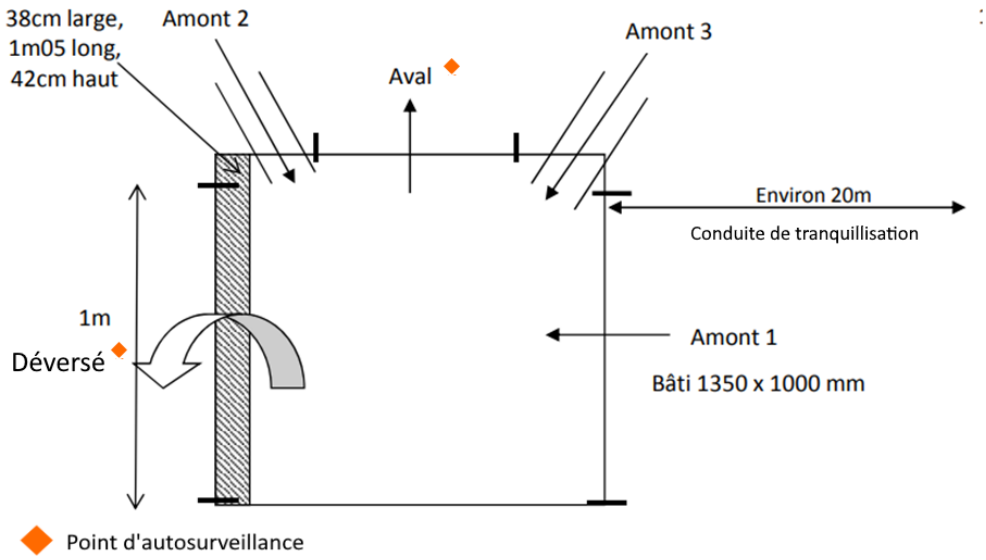


Figure 3.20 : Fonctionnement hydraulique du déversoir de Place de l'Estang

Deux évènements de déversement ont été observés pour ce déversoir (*Tableau 3.8*). N'ayant pas de point d'autosurveillance dans la conduite « amont 1 », le débit est calculé par l'addition du débit déversé et du débit aval. La relation entre le débit déversé et le débit conservé réalisée à partir de deux évènements pluvieux n'est pas représentative du déversoir d'orage, même si sur ces deux évènements, il semblerait qu'on observe un déversement pour un débit entrant de plus de 150 $L \cdot s^{-1}$. Cependant, la relation entre le débit conservé et le débit amont ne permet pas d'obtenir la courbe de fonctionnement du déversoir d'orage (*Figure 3.18*) ; aucune tendance ne peut être identifiée. Afin de modéliser ce déversoir, la formule de Dominguez (1945), *Equation 3.12*, est utilisée pour calculer le débit déversé.

Tableau 3.8 : Observation de déversement dans le déversoir d'orage de Place de l'Estang

Date évènement	Hauteur d'eau précipitée [mm]	Volume déversé [m^3]
20/08/2012	5	6
18/09/2012	11	58

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

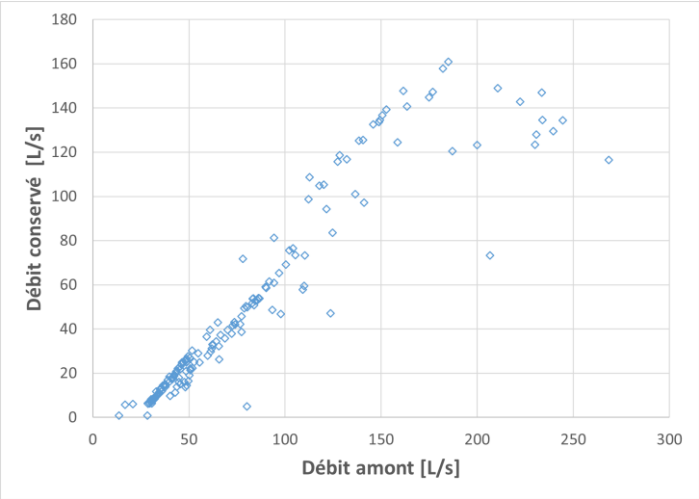


Figure 3.21 : Relation entre le débit conservé en fonction du débit entrant pour le déversoir d'orage de Place de l'Estang

Déversoir d'orage du Pont du Gua

Le déversoir du Pont du Gua est également un déversoir frontal sans contraction latérale à seuil bas. La conduite « amont 1 » débouche dans une cloison siphoïde qui entraîne les graisses vers le DO. La conduite « amont 2 » arrive après la cloison. Cette conduite est équipée d'un clapet anti-retour laissant supposer que lors d'un évènement extrême, la hauteur d'eau dans la chambre rejoint la hauteur de la conduite « amont 2 ».

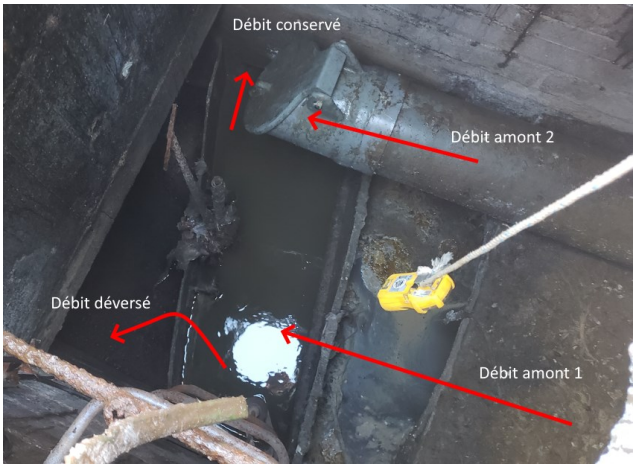


Figure 3.22: Déversoir d'orage « Pont du Gua »

Deux conduites constituent le débit d'arrivée au déversoir d'orage (*Figure 3.23*), et aucune des deux n'est instrumentée. Le débit maximum arrivant au déversoir d'orage est de 1.2 $m^3.s^{-1}$ dans la conduite principale, par une pente faible de 0.7%. Le déversoir frontal a une longueur de seuil de 1,60 m avec une épaisseur très fine. La cloison siphoïde se situe 80 cm avant le déversoir et perturbe l'écoulement qui arrive à celui-ci. Par conséquent, une loi empirique ne peut pas être utilisée.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

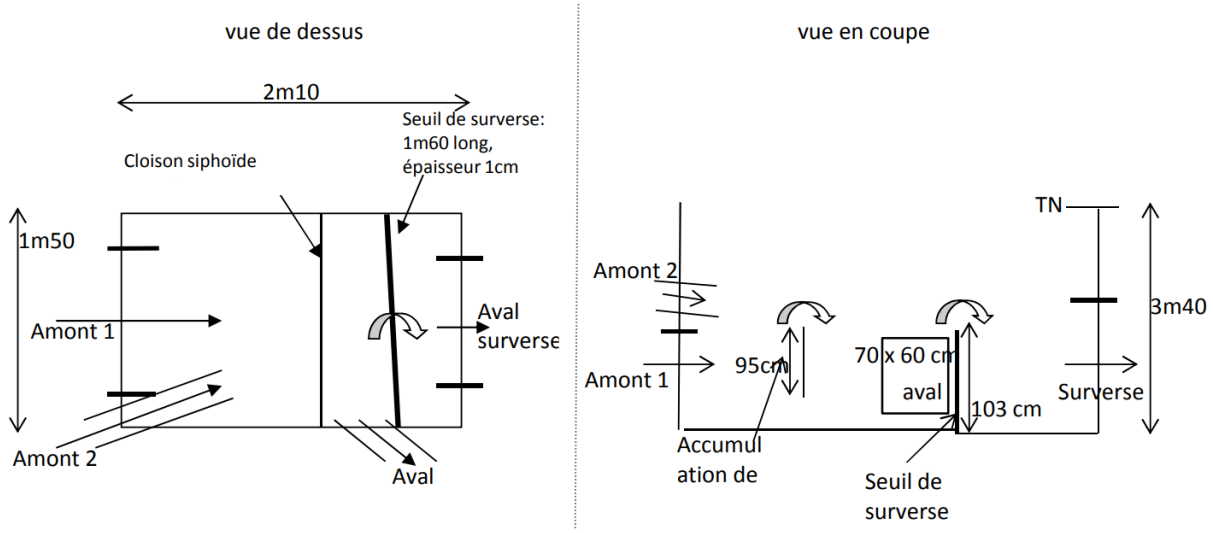


Figure 3.23 : Fonctionnement hydraulique du déversoir d'orage de Pont du Gua. A gauche la vue du dessus et à droite la vue en coupe. Ce déversoir d'orage n'a pas été instrumenté pendant la période d'étude

Une courbe de fonctionnement théorique sera donc utilisée pour ce déversoir. La conduite aval a une géométrie rectangulaire de 70 x 60 cm avec une pente très forte de 7.5%. Le débit maximum pouvant être évacué par cette conduite est de 0.55 m^3/s. La courbes de fonctionnement théorique (*Figure 3.24*) sera utilisée par la suite afin d'en déduire le débit déversé maximum (courbe théorique).

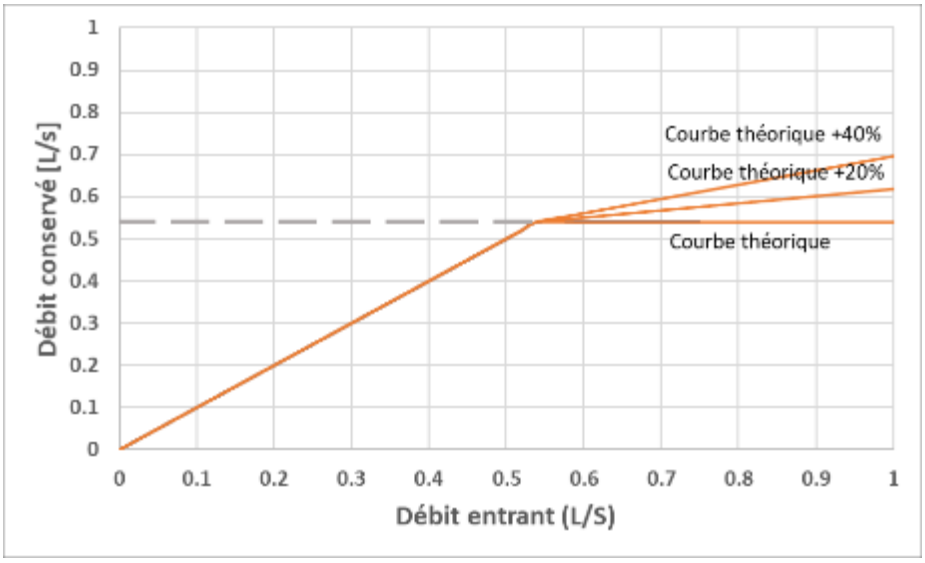


Figure 3.24 : Courbe de fonctionnement du déversoir d'orage du Pont du Gua

En appliquant le seuil obtenu pour la courbe théorique, on observe quatre déversements sur les 12 évènements pluvieux observés à l'exutoire du bassin versant. Quatre évènements de déversement ont été obtenus (*Tableau 3.9*) pour des pluies supérieures à 5 mm.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Tableau 3.9 : Estimation de déversement dans le déversoir d'orage de Place de l'Estang

Date évènement	Hauteur d'eau précipitée [mm]	Volume déversé [m^3]
20/08/2012	5	580
29/08/2012	6	480
18/09/2012	11	2219
23/09/2012	5	38

2.4 Evaluation de la performance du modèle discrétisé

Une fois que l'étape de calibration est achevée, l'étape suivante est de : « valider », « vérifier », ou « évaluer » la capacité prédictive du modèle (Refsgaard, 1997). Nous utiliserons le terme « évaluation » dans la suite de cette démarche. En général, cette évaluation se base sur un ensemble d'observations qui n'a pas été utilisées lors de la calibration. L'objectif de cette section est de présenter la méthode utilisée pour évaluer la capacité prédictive du modèle

2.4.1 Variables choisies pour l'évaluation du modèle

Dans le cadre de cette thèse, on s'intéressera d'une part à la dynamique des différentes composantes constitutives d'un déversement d'orage, et d'autre part, au volume déversé, ainsi qu'à la fréquence de déversement. Les deux dernières variables sont dépendantes de la bonne reproduction de la dynamique du débit qui a transité dans les conduites. Ainsi, nous allons évaluer :

- Le débit observé en amont du déversoir d'orage ;
- Le volume déversé ;
- La fréquence de déversement.

2.4.2 Points d'observations utilisés pour évaluer le modèle

Pour Ecully, deux points d'autosurveillance sont disponibles à l'exutoire du bassin versant, en amont et en aval du déversoir d'orage. Ces deux points seront utilisés afin d'évaluer les variables décrites ci-dessus.

Dans le cas de Figeac, nous disposons de 10 points d'autosurveillance : six sont localisés à l'exutoire de chaque sous-bassin versant, trois sont en aval de trois déversoirs d'orage (Ségala, Tours, Place de l'Estang) et un à l'exutoire du bassin versant (situé en amont du déversoir d'orage du Pont du Gua). Ces 10 points seront utilisés pour évaluer le modèle du bassin versant de Figeac.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

2.4.3 Choix temporel pour l'évaluation du modèle

La performance du modèle peut être évaluée avec des chroniques continues ou à l'échelle évènementielle (ici, des évènements pluvieux). Utiliser des chroniques continues pour évaluer le modèle permet de prendre en compte l'état du système avant et après une pluie. Ceci est notamment important pour le cas des surfaces très grandes pouvant comporter des systèmes de rétention.

Pour le cas d'étude d'Ecully, nous avons choisi d'évaluer la performance du modèle à l'échelle évènementielle et en continu sur une année. A l'échelle évènementielle, 20 évènements pluvieux provoquant un déversement pendant l'année 2008 ont été utilisés. Ensuite, pour l'évaluation annuelle, nous avons simulé toute l'année 2008, incluant l'ensemble des évènements pluvieux qui déversent (31) et ceux qui ne déversent pas (46). Cette seconde évaluation nous permet de voir si le modèle simule des déversements non observés.

Pour le cas d'étude de Figeac, n'ayant pas de chroniques annuelles d'observations, la performance du modèle a été évaluée à l'échelle évènementielle pour les évènements pluvieux observés.

2.4.4 Métriques utilisées pour l'évaluation du modèle

Le choix des métriques et l'interprétation de leur résultat doivent être déterminés en fonction du contexte et des objectifs de modélisation (Pons et al., 2023). Plus les objectifs du modèle sont ambitieux et la réponse attendue précise, plus le nombre de métriques utilisées pour juger la performance du modèle doit être judicieux.

Métriques en hydrologie urbaine

En hydrologie, il existe plusieurs métriques pour évaluer la performance d'un modèle, avec des formes très variées. Les plus utilisées en hydrologie sont (Moriasi et al., 2007; Ahmadisharaf et al., 2019; Clark et al., 2021):

- L'erreur quadratique moyenne (RMSE) donne l'amplitude de l'écart entre les valeurs prédites et observées.
- Le carré du coefficient de corrélation linéaire (r^2) indique la proportion de la variance des observations qui est expliquée par le modèle. Il permet de juger la qualité de la régression entre le volume déversé observé et celui simulé sur tous les évènements de la période choisie.
- L'Efficacité de Nash-Sutcliffe (NSE) est une mesure normalisée de la performance du modèle qui compare la variance des résidus à la variance des observations.
- L'erreur relative permet de calculer l'écart entre les volumes déversés, simulés et

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

observés.

- Le biais relatif (PBIAS) mesure la tendance du modèle à sur ou sous-estimer les observations.
- L'erreur absolue moyenne (MAE) donne une idée de la magnitude des erreurs sans tenir compte de leur signe.
- Le ratio de l'erreur standard (RSR) est utilisé pour comparer l'erreur du modèle et l'écart-type des observations.
- L'efficacité de Kling-Gupta (KGE) combine trois indicateurs de performance (corrélation, biais relatif, variabilité) en une seule métrique pour donner une appréciation globale de la performance du modèle.

Choix des métriques dans la présente thèse

Dans le cadre de cette thèse nous avons choisi :

- La métrique d'Efficacité de Kling-Gupta (détaillée précédemment dans le *Chapitre 2*) pour mesurer les écarts entre les hydrogrammes simulés et mesurés à l'exutoire du bassin versant ;
- L'erreur relative (*Equation 3.14*), pour mesurer l'erreur entre le volume déversé simulé et le volume déversé mesuré. Cette métrique est utilisée à l'échelle événementielle et annuelle, et vise à analyser si les erreurs à l'échelle évènementielle se compensent (ou non) aux échelles annuelle, donnant lieu le cas échéant à une interprétation faussée des simulations.

$$E = \frac{observation - simulation}{observation} \qquad \textit{Equation 3.14}$$

- Le tableau de contingence (*Tableau 3.10*), permet de donner plus d'informations à l'échelle annuelle sur l'occurrence ou la non-occurrence d'un évènement de déversement. Etant donné son caractère peu commun, une attention particulière est accordée à cette dernière métrique, et on la détaille davantage ci-dessous.

Tableau de contingence

Le tableau de contingence permet de connaitre d'une part les prédictions correctes et incorrectes en distinguant les types d'erreur commises. Cette méthode est souvent utilisée en médecine pour interpréter des tests de diagnostic et de dépistage (Bousquet et al., 2005), mais elle peut être également utilisée dans d'autres domaines. Par exemple, Jean et al. (2018) ont utilisé cette méthode dans le même contexte que le nôtre.

La simulation d'un évènement pluvieux peut donner lieu à un déversement ou pas., Des

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

surestimations ou sous-estimations du débit de pointe par les modèles peuvent donner lieu à des faux-négatifs et des faux-positifs. Un faux-négatif correspond à ne pas simuler un évènement de déversement alors que les observations montrent l'existence d'un tel évènement. Inversement, un faux-positif correspond à la simulation d'un déversement alors que celui-ci n'a pas été observé.

Tableau 3.10 : Tableau de contingence des évènements de déversement.

		Observation		
		Déversement	***Non déversement***	***Total***
Simulation	***Déversement***	VP	FP	VP+FP
	Non déversement	FN	VN	FN+VN
	Total	VP+FN	FP+VN	

VP : vrai-positif ; FP : faux-positif ; VN : vrai-négatif FN : faux-négatif

Afin d'évaluer le tableau de contingence (*Tableau 3.10*), deux indicateurs sont utilisés : la sensibilité et la spécificité. La sensibilité (*Equation 3.15*) est la probabilité qu'a le modèle de simuler un déversement lorsque celui-ci a été observé : plus elle est proche de 100% moins il y a des faux-négatifs. Au contraire, la spécificité (*Equation 3.16*) est la probabilité que le modèle ne simule pas un déversement lorsque celui-ci n'a pas été observé : plus elle est proche de 100%, moins il y a des faux-positifs. Ces deux indicateurs sont complémentaires et doivent être interprétés ensemble.

$$\frac{VP}{VP + FN} \qquad \textit{Equation 3.15}$$

$$\frac{VN}{VN + FP} \qquad \textit{Equation 3.16}$$

Cette méthode peut tenir compte des incertitudes issues des observations ou des simulations si elles sont disponibles. Le *Tableau 3.10* peut alors être modifié afin de donner une précision supplémentaire à la capacité prédictive du modèle. Le *Tableau 3.11* montre les évènements de déversement et de non-déversement observés et simulés avec certitude, ainsi que les événements de déversements possibles.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Tableau 3.11 : Tableau de contingence des évènements de déversements avec incertitudes.

		Observations			
		Déversement avec certitude	***Déversement ou non déversement possible***	***Non déversement avec certitude***	***Total***
Simulation	***Déversement avec certitude***	VP	ND	FP	VP+FP
	Déversement ou non déversement possible	ND	ND	ND	
	Non déversement avec certitude	FN	ND	VN	FN+VN
	Total	VP+FN		FP+VN	

VP : vrai-positif ; FP : faux-positif ; VN : vrai-négatif FN : faux-négatif ; ND : non déterminé

3 Résultats et discussion : Application du modèle discrétisé au site d'Ecully

3.1 Discrétisation des données globales

Les travaux préliminaires d'analyse des données d'Ecully (*Chapitre 2*) ont permis la calibration de paramètres globaux, basée sur l'analyse des chroniques de débit observé à l'exutoire du bassin versant. Pour passer d'une approche globale à une discrétisation fine de ces paramètres, nous avons formulé des hypothèses spécifiques à chaque paramètre, comme détaillé dans la section *2.2.1 Discrétisation des paramètres*. La présente section donne la synthèse des paramètres attribués à chaque sous-bassin versant ainsi que leur intervalle de couverture et le type de distribution qui leur est associé.

3.1.1 Caractéristiques du bassin versant

En s'appuyant sur les données fournies par la Métropole de Lyon, les six paramètres suivants ont été distribués dans les différents sous-bassins versants :

Tout d'abord, la population par sous-bassin versant. Elle varie d'un sous-bassin versant à l'autre (*Tableau 3.12*). Par exemple, le sous-bassin versant 4 se distingue par sa population dense, comptabilisant 3 740 résidents. À l'inverse, le sous-bassin versant 5 présente la population la plus basse avec 2 530 habitants. Le volume de production des eaux usées par habitant demeure constant, à 150 L/hab/jour.

Ensuite, la surface des sous-bassins versants varie d'un sous-bassin versant à l'autre (*Tableau 3.12*). Par exemple, le sous-bassin versant 4 mesure 51 ha alors que le sous-bassin versant 5 mesure 24 ha. En ce qui concerne l'imperméabilisation, les sous-bassins

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

versants 1 et 2 se distinguent avec 55 % de leur surface imperméabilisée, alors que le sous-bassin versant 4 présente la plus faible proportion, à 34 %.

La pente est la même dans tous les sous-bassins versants (2%) à l'exception du sous-bassin versant 2 avec une pente de 3 %. Enfin, concernant la longueur du plus long parcours de l'eau, le bassin versant 1 est le plus étendu avec 2550 m tandis que le bassin versant 6 est le plus petit avec une longueur de 500 m.

3.1.2 Paramètres de temps sec

Selon les indications de la Métropole de Lyon, les eaux claires parasites permanentes proviennent du sous-bassin versant numéro 5 (*Tableau 3.12*). Par conséquent, nous lui avons attribué l'intégralité de la valeur globale que nous avions précédemment définie pour le bassin versant global, soit en médiane 19 L/s avec une variabilité comprise entre 14 et 24 L/s.

3.1.3 Paramètres de temps de pluie

Pour ce qui est des pertes initiales, nous les avons considérées uniformes sur l'ensemble des sous-bassins versants, avec une valeur fixée à 1,8 mm (*Tableau 3.12*). L'intervalle de variabilité des pertes initiales que nous avions déterminé précédemment (*Chapitre 2*), soit de 0,5 à 3 mm, est distribué de manière uniforme et est assigné à chacun des sous-bassins versants.

Enfin, les deux seuils déclenchant le processus d'infiltration des eaux claires parasites et le ruissellement des surfaces imperméables demeurent inchangés. Leurs valeurs moyennes et intervalles de couverture sont, respectivement, 15 mm (situé entre 13 et 17 mm) et 35 mm (entre 30 et 40 mm) (*Tableau 3.12*).

Le coefficient de ruissellement pour les surfaces imperméables est fixé à 0.30 avec un intervalle entre 0.29 et 0.31. Cette valeur de coefficient de ruissellement est appliquée uniformément à toutes les surfaces imperméables quel que soit le sous-bassin versant. Ce coefficient est calculé en divisant la fraction du ruissellement qui contribue aux débits de ruissellement des surfaces imperméables par la fraction de surface imperméable. Pour chaque sous-bassin versant, ces deux valeurs sont présentées dans le *Tableau 3.12*.

De manière similaire, le coefficient d'infiltration des eaux claires parasites évènementielles est établi à 0.17, avec un intervalle variant de 0.09 à 0.25 (*Tableau 3.12*). Cette valeur est appliquée uniformément à toutes les surfaces perméables, quel que soit le sous-bassin versant. Ce coefficient est calculé en divisant la fraction de la pluie qui s'infiltre dans le sol et rejoint le réseau par la fraction de surface perméable. Pour chaque sous-bassin versant, ces deux valeurs sont présentées dans le *Tableau 3.12*.

Enfin, le coefficient de ruissellement pour les surfaces perméables a été fixé à 0.21,

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

s'étalant entre 0.16 et 0.25 (*Tableau 3.12*). Cette valeur est appliquée uniformément à toutes les surfaces perméables quel que soit le sous-bassin versant. Il est calculée en divisant la fraction du ruissellement provenant des surfaces perméables par la fraction de surface perméable. Pour chaque sous-bassin versant, on retrouvera ces deux valeurs dans le *Tableau 3.12*.

Au sein de notre système, nous distinguons deux réservoirs : le réservoir de surface et le réservoir souterrain (sol). Le lag-time du réservoir sol est attribué de manière uniforme à toutes les surfaces perméables, quel que soit le sous-bassin versant. Sa valeur est de 1,2 jours avec un intervalle s'étendant de 0,5 à 1,9 jours (*Tableau 3.12*). La valeur du lag-time du réservoir surface ainsi que son intervalle est spécifiquement déterminé pour chaque bassin versant. On retrouve une valeur maximale de 22 minutes pour le sous-bassin versant 4 et une valeur minimale de 15 minutes pour le bassin versant 5 (*Tableau 3.12*).

3.1.4 Récapitulatif des paramètres des sous-bassins versants d'Ecully

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Tableau 3.12: Paramètres des sous-bassins versants d'Ecully. Les incertitudes de chaque paramètre sont entre parenthèses

	Description du paramètre	**SBV A**	**SBV B**	**SBV C**	**SBV D**	**SBV E**	**SBV F**	**Type de distribution**
Paramètres des caractéristiques du bassin versant	***Population [hab]***	2910	3426	2750	3743	2562	2565	
	Production des eaux usée par habitant [L/hab/jour]	150	150	150	150	150	150	
	Surface du bassin [ha]	46	50	44	51	24	30	
	Surface imperméable [ratio]	0.55	0.55	0.42	0.34	0.47	0.37	
	Pente de la surface [%]	2%	3%	2%	2%	2%	2%	
	Longueur du plus long parcours de l'eau [m]	2550	1910	1370	2290	1140	500	
Paramètres par temps sec	***Eaux claires permanentes [L/s]***	0	0	0	0	19 [14-24]	0	Uniforme
Paramètres par temps de pluie	***Pertes initiales [mm]***	1.75 [0.5-3]	1.75 [0.5-3]	1.75 [0.5-3]	1.75 [0.5-3]	1.75 [0.5-3]	1.75 [0.5-3]	Uniforme
	Capacité de stockage de la surface perméable avant infiltration des eaux claires parasites évènementielles [mm]	15 [13-17]	15 [13-17]	15 [13-17]	15 [13-17]	15 [13-17]	15 [13-17]	Uniforme
	Capacité de stockage du sol avant ruissellement des surfaces perméables [mm]	35 [30-40]	35 [30-40]	35 [30-40]	35 [30-40]	35 [30-40]	35 [30-40]	Uniforme
	Fraction de la pluie qui ruisselle dans les surfaces imperméables [-]	0.165 [0.16-0.17]	0.165 [0.16-0.17]	0.126 [0.12-0.13]	0.10 [0.10-0.11]	0.14 [0.14-0.15]	0.11 [0.11-0.12]	Normale
	Fraction de la pluie qui s'infiltre indirectement dans le réseau d'assainissement [-]	0.08 [0.04-0.11]	0.08 [0.04-0.11]	0.10 [0.05-0.15]	0.11 [0.06-0.17]	0.09 [0.05-0.13]	0.11 [0.06-0.16]	Normale
	Fraction de la pluie qui ruisselle dans les surfaces perméables [-]	0.09 [0.07-0.11]	0.09 [0.07-0.11]	0.12 [0.09-0.15]	0.14 [0.11-0.17]	0.11 [0.09-0.13]	0.13 [0.10-0.16]	Normale
	Lag-time du réservoir sol [jours]	1.2 [0.5-1.9]	1.2 [0.5-1.9]	1.2 [0.5-1.9]	1.2 [0.5-1.9]	1.2 [0.5-1.9]	1.2 [0.5-1.9]	Uniforme
Paramètres empiriques	***Lag-time du ruissellement de surface [min]***	17 [28-11]	17 [24-11]	16 [19-10]	22 [34-12]	15 [19-10]	18 [18-6]	Uniforme

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

3.2 Evaluation de la performance du modèle discrétisé à l'échelle évènementielle

Modéliser les flux d'eau observés à l'exutoire suppose de pouvoir représenter les différents processus hydrologiques en action au sein du bassin versant. Vingt évènements pluvieux observés en 2008 ont été simulés afin d'évaluer la performance du modèle. Ces évènements sont composés de sept petits évènements pluvieux inférieurs à 15 mm (*Figure 3.25*), huit évènements modérés entre 15 et 35 mm (*Figure 3.26*) et cinq évènements importants, supérieurs à 35 mm (*Figure 3.27*).

Pour les petits évènements (*Figure 3.25*), le seul processus intervenant est le ruissellement des surfaces imperméables. Sur les sept événements présentés, cinq sous-estiment les pics entrainant un KGE (critère d'Efficacité Kling-Gupta) très faible, en particulier pour les évènements 1 et 4 où le KGE est négatif. Plusieurs raisons peuvent expliquer cette sous-estimation : un mauvais calage du coefficient de ruissellement des surfaces imperméables et/ou une surestimation du seuil déclenchant la contribution des eaux claires parasites. En effet, on observe dans les évènements 1, 2 et 6 un déficit de volume, provenant possiblement d'une composante non identifiée.

Il est également important de considérer d'autres facteurs non représentés dans le modèle, tels que la variabilité des précipitations à l'intérieur du bassin versant. Le pluviomètre, situé à l'exutoire du bassin versant, pourrait ne pas capter des pluies plus intenses survenues en amont. Malgré ces sous-estimations, la dynamique simulée parvient bien à suivre celle qui est observée. C'est notamment visible dans des hydrogrammes « complexes » comme ceux des événements 2, 5 et 6, où le modèle reproduit bien les différents pics observés.

D'autre part, à l'exception de l'évènement 4, le modèle simule correctement les déversements observés.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

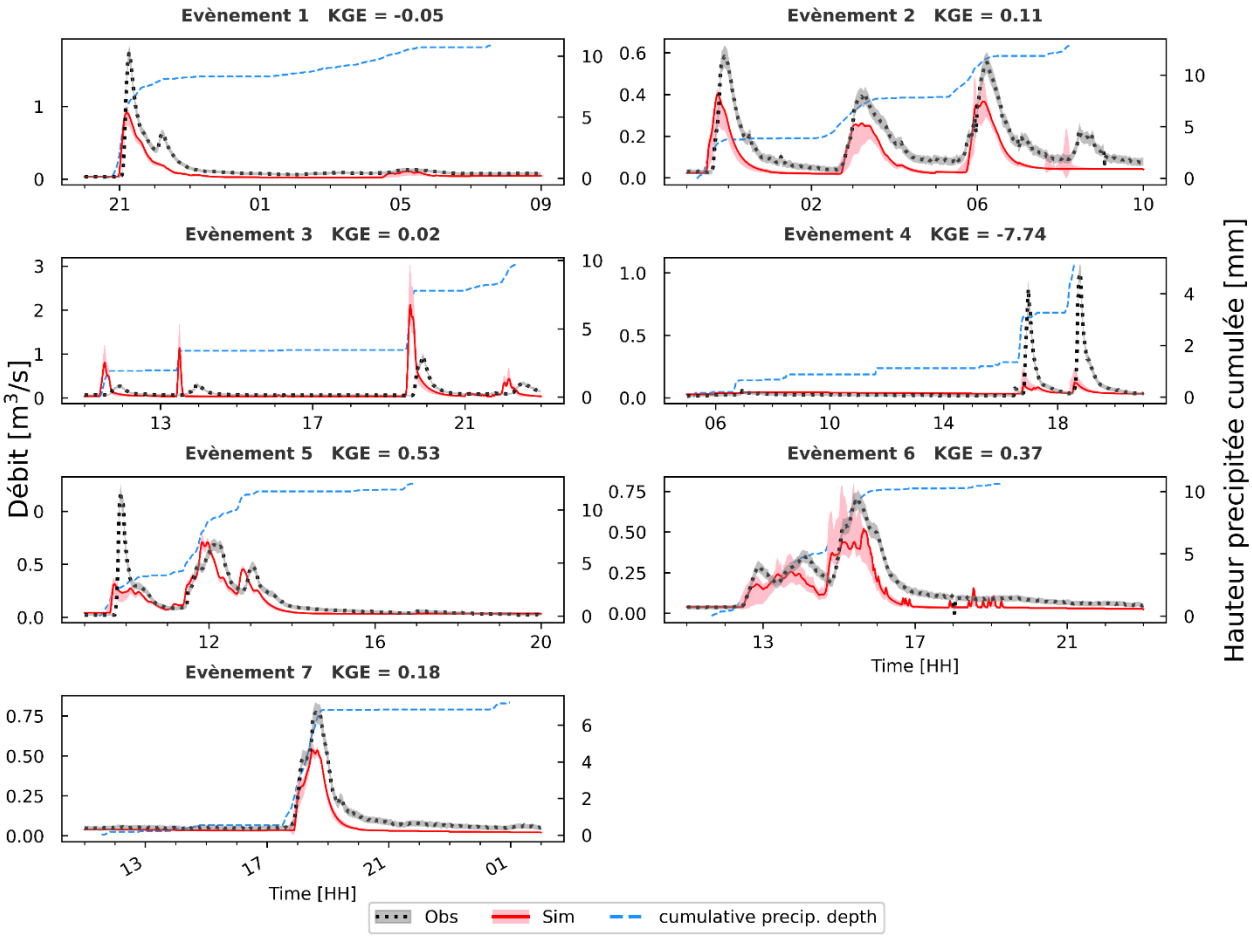


Figure 3.25 : Comparaison entre simulations et observations de sept évènements pluvieux inférieurs à 15 mm. La ligne rouge et la couverture rose représentent l'hydrogramme simulé et les incertitudes liées à l'ensemble des paramètres d'entrée. L'hydrogramme en pointillés noirs et la couverture grise représentent le débit observé à l'exutoire du bassin versant et les incertitudes liées aux observations. La ligne bleue en pointillés représente la hauteur précipitée cumulée correspondant à l'axe de droite. Le KGE est le critère d'Efficacité Kling-Gupta. Les évènements ont été simulés avec le modèle discrétisé d'Ecully

Pour les pluies moyennes dont la hauteur précipitée est entre 15 et 35 mm, le flux qui arrive à l'exutoire provient du ruissellement des surfaces imperméables et de l'infiltration des eaux claires parasites évènementielles. Sur l'ensemble des huit évènements, on observe globalement une bonne reproduction de la dynamique et des pics (*Figure 2.26*), malgré une sous-estimation de ces derniers pour les évènements 8, 11, 12 et 13.

Il est également intéressant d'observer la courbe de tarissement attribuée aux eaux claires parasites évènementielles simulée par le réservoir linaire « sol ». Pour les évènements 8 à 11, la courbe de tarissement observée semble indiquer une vidange plus lente par rapport à celle simulée. Cela suggère une sous-estimation du lag-time du réservoir sol pour ces évènements. En revanche, pour les autres événements, le lag-time attribué semble adéquat pour simuler la courbe de tarissement. D'autre part, le modèle parvient à reproduire tous les événements de déversement.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

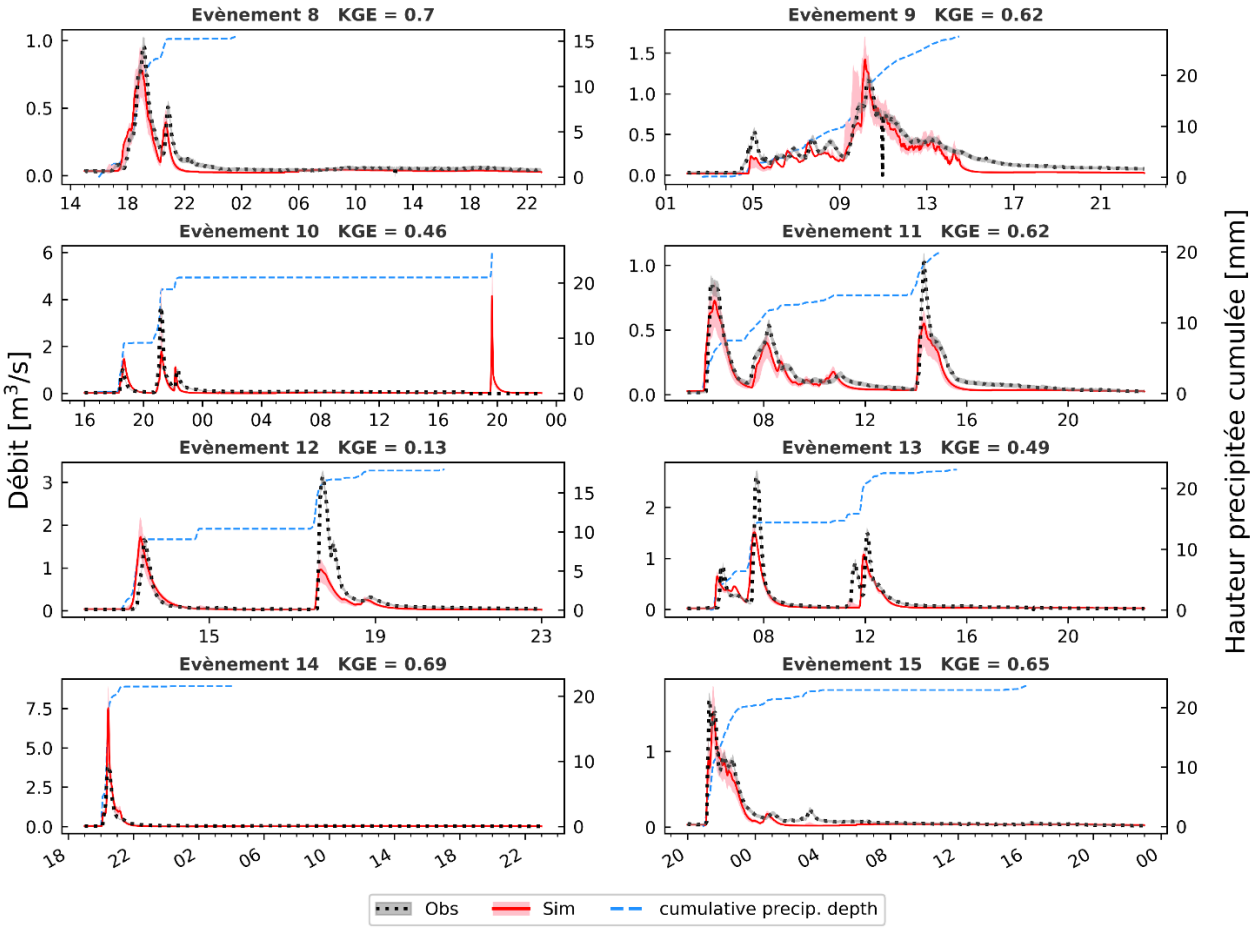


Figure 3.26 : Comparaison entre les simulations et observations de huit évènements pluvieux entre 15 et 35 mm. La ligne rouge et la couverture rose représentent l'hydrogramme simulé et les incertitudes liées à l'ensemble des paramètres d'entrée. L'hydrogramme en pointillés noirs et la couverture grise représentent le débit observé à l'exutoire du bassin versant et les incertitudes liées aux observations. La ligne bleue en pointillés représente la hauteur précipitée cumulée correspondant à l'axe de droite. Le KGE est le critère d'Efficacité Kling-Gupta. Les évènements ont été simulés avec le modèle discrétisé d'Ecully

Pour les pluies excédant 35 mm, en plus des flux d'eau précédemment mentionnés, le ruissellement des surfaces perméables est également un flux contributif à l'exutoire. La *Figure 3.27*, illustre cinq évènements. Selon le critère KGE, quatre de ces cinq événements sont correctement modélisés. On constate une surestimation des pics sur tous les événements, à l'exception de l'événement 19. Qualitativement, la dynamique des événements 17, 18 et 19 est bien simulée par le modèle. Cependant, pour l'événement 16, le pic modélisé est presque deux fois supérieur à celui observé. Quant à l'événement 20, la courbe de tarissement simulée présente une décroissance plus rapide que celle observée.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

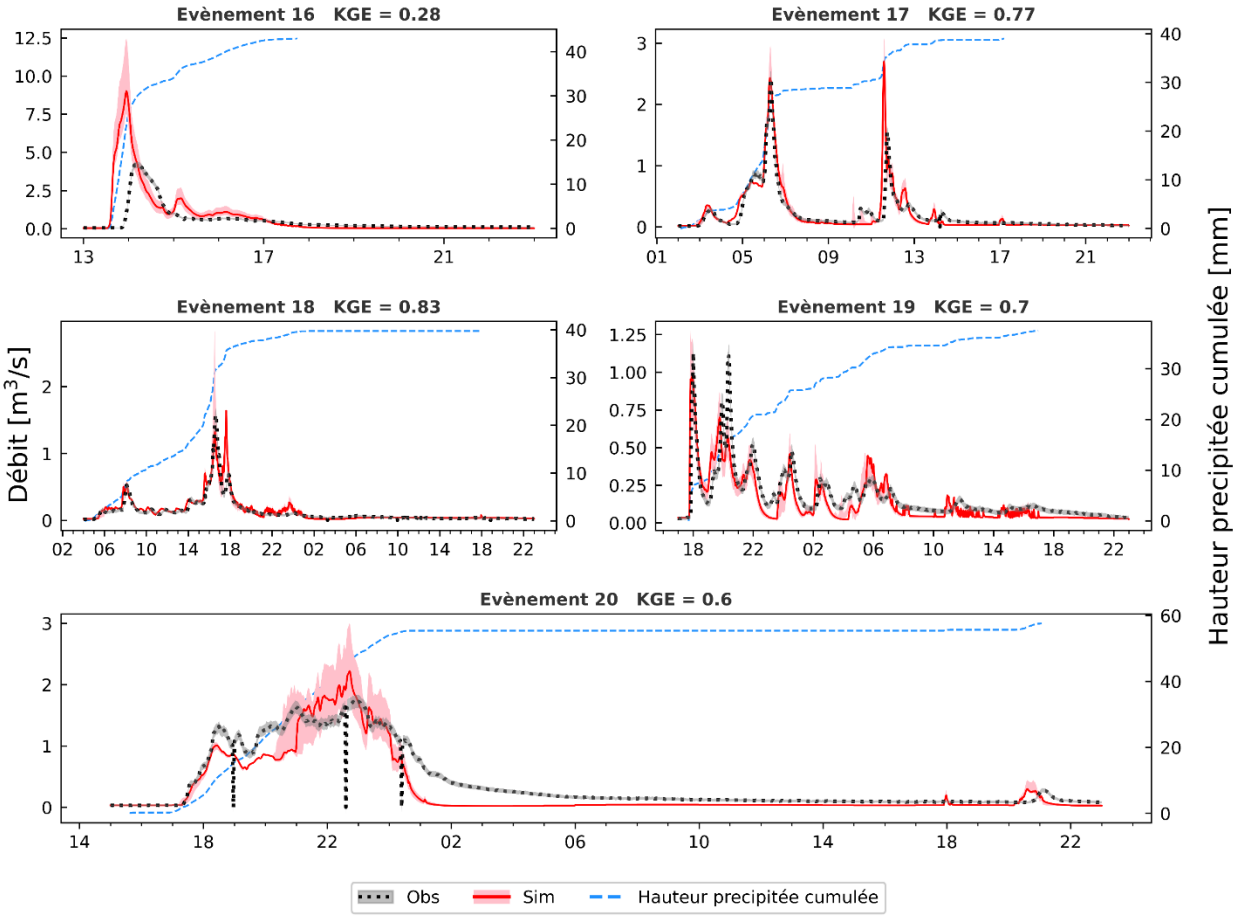


Figure 3.27 : Comparaison entre les simulations et observations de 8 évènements pluvieux supérieurs à 35 mm. La ligne rouge et la couverture rose représentent l'hydrogramme moyennement simulé et les incertitudes liées à l'ensemble des paramètres d'entrée. L'hydrogramme en pointillés noirs et la couverture grise représentent le débit observé à l'exutoire du bassin versant et les incertitudes liées aux observations. La ligne bleue en pointillés représente la hauteur précipitée cumulée correspondant à l'axe de droite. Le KGE est le critère d'Efficacité Kling-Gupta. Les évènements ont été simulés avec le modèle discrétisé d'Ecully

La *Figure 3.28* présente la comparaison entre les volumes déversés simulés et observés. On constate une sous-estimation du volume déversé, variant de quelques dizaines à plusieurs centaines de m^3. Cependant, pour plusieurs événements pluvieux (6), le modèle sous-estime (4 évènements) et surestime (2 évènements) le volume déversé de 10^3 m^3 ou plus.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

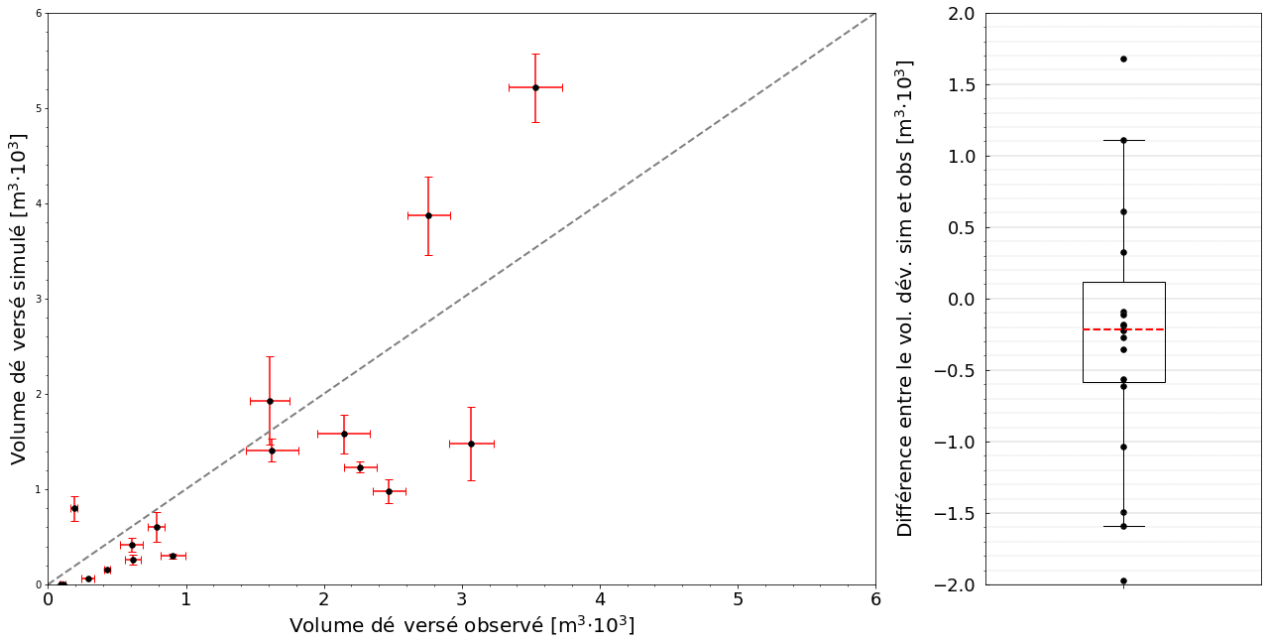


Figure 3.28 : Comparaison entre les volumes déversés simulés et observés pour 20 événements pluvieux avec déversements en 2008. Les évènements ont été simulés avec le modèle d'Ecully discrétisé

3.3 Evaluation de la performance du modèle discrétisé à l'échelle annuelle

A ce stade, notre discussion s'est focalisée sur la performance du modèle à représenter les événements pluvieux. Nous évaluons ici la capacité du modèle à représenter de façon continue les flux produits par les sous-bassins versants en différenciant les contributions spécifiques de chaque composante du bassin tout en quantifiant et caractérisant les déversements à l'exutoire.

84 évènements pluvieux ont été observés en 2008 par le pluviomètre dont quatre n'ont pas été enregistrés par les capteurs hauteur-vitesse. Sur les 31 évènements qui provoquent un déversement, 17 sont issus de petites pluies, neuf de pluies moyennes et cinq de pluies intenses. La *Figure 3.29* (à gauche) illustre la comparaison entre le volume déversé simulé et le volume déversé observé pour chaque évènement de l'année 2008. Comme à l'échelle évènementielle, on peut observer que globalement (*Chapitre 2*), le modèle sous-estime les volumes déversés de quelques centaines de m^3.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

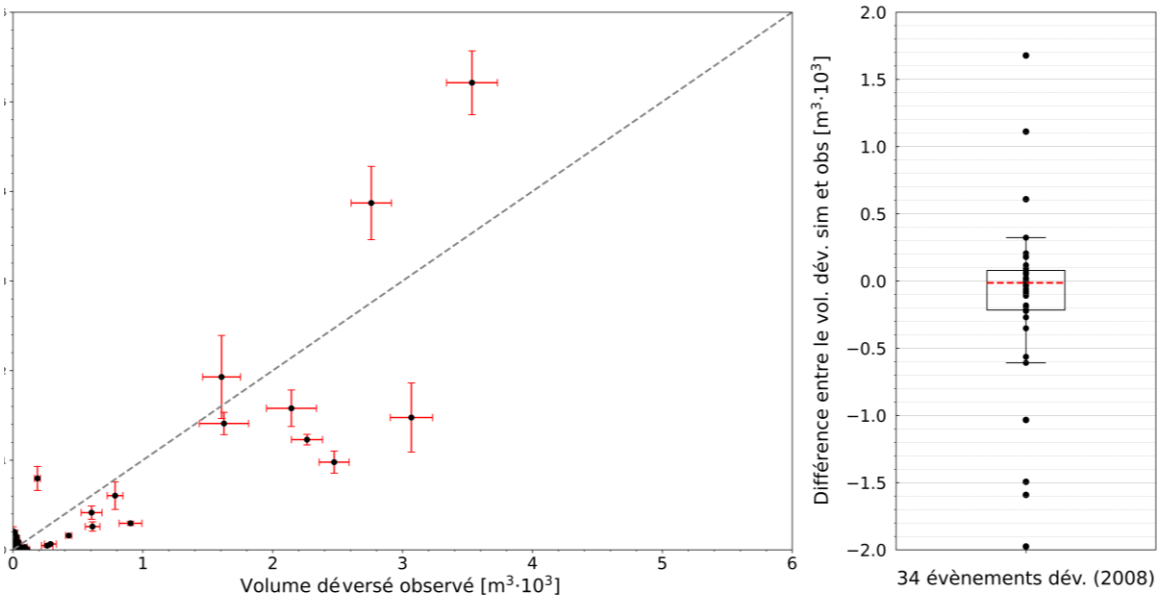


Figure 3.29 : Comparaison entre les volumes déversés simulés et observés pour tous les évènements de déversement de l'année 2008 (34 événements). Les évènements ont été simulés avec le modèle discrétisé d'Ecully. A gauche la comparaison entre le volume déversé simulé versus le volume déversé observé. A droite un boxplot représentant la distribution de la différence entre le volume déversé simulé et le volume observé

La différence absolue entre les volumes simulés et observés en fonction de la quantité de précipitations de chaque événement est illustrée par la *Figure 3.30*. Pour les petites pluies, cette différence reste inférieure à 200 m^3. Cependant, plus la hauteur totale précipitée de l'événement pluvieux augmente, plus cette différence s'accroît.

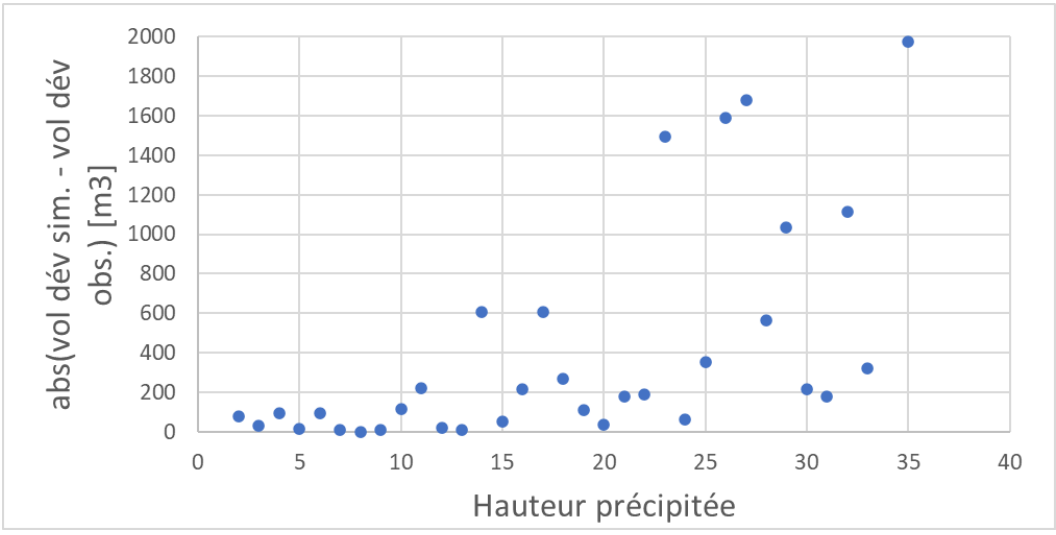


Figure 3.30 : Différence absolue entre le volume déversé simulé et le volume déversé observé en fonction de la hauteur précipitée pour les évènements de déversement de l'année 2008. Chaque point correspond à un événement pluvieux avec déversement

A l'échelle annuelle, le volume total déversé simulé correspond relativement bien à la

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

valeur observée (erreur relative de 8%, *Tableau 3.13*), mais ceci est en partie dû à la compensation entre les cas de sous-estimation et de surestimation.

Tableau 3.13 : Synthèse sur l'évaluation du volume déversé de l'année 2008 pour le bassin versant d'Ecully

Volume annuel observé [m³]	44 850 [47 550 ; 41 550]
Volume annuel simulé [m³]	48 260 [54 180 ; 42 350]
Erreur relative [%]	-8

Un tableau de contingence a été réalisé sur l'ensemble des évènements pluvieux en considérant les incertitudes issues des observations et du modèle (*Tableau 3.14*). Premièrement, on peut observer que 31 évènements observés provoquent un déversement avec certitude ; parmi eux, 27 ont été simulés avec certitude par le modèle. Ensuite, compte tenu des incertitudes issue des observations, trois évènements déversés sont incertains. Parmi ces derniers, deux ont été simulés avec certitude et un est incertain. Finalement, 46 évènements pluvieux observés n'ont pas provoqué de déversement. Parmi ces derniers, le modèle a simulé un déversement pour trois d'entre eux avec certitude.

Tableau 3.14 : Tableau de contingence d'évènements pluvieux provoquant un déversement, un non-déversements et un déversement ou non déversements possible dans l'année 2008 pour le bassin versant d'Ecully

		Observation			
		Déversement	***Déversement ou non déversement possible***	***Non déversement***	***Total***
Simulation	***Déversement***	27	2	3	32
	Déversement ou non déversement possible	1	0	2	3
	Non déversement	3	1	41	45
	Total	31	3	46	80

La sensibilité et la spécificité ont été calculées à partir des évènements dont nous sommes certains (*Tableau 3.14*). La capacité du modèle à reproduire fidèlement les déversements observés est de 87 % (sensibilité) et la probabilité de ne pas simuler de déversement non observé est de 89 % (spécificité). Ces valeurs élevées de sensibilité et de spécificité indiquent que le modèle est assez performant en matière de reproduction des déversements effectivement observés.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

4 Résultats et discussion : Application du modèle discrétisé au site de Figeac

4.1 Discrétisation des paramètres globaux des paramètres

4.1.1 Occupation des sols

Les surfaces de six sous-bassins versants ont été calculées à l'aide de QGIS pour le bassin versant de Figeac (*Tableau 3.15*). Parmi eux, le sous-bassin « S » se distingue par une grande surface de 63 hectares. À l'opposé, le sous-bassin « O », avec une superficie de seulement 4.2 hectares, représente le plus petit sous-bassin versant étudié.

Tableau 3.15 : Caractéristiques de l'occupation des sols des sous-bassins versants (SBV) de la Ville de Figeac

	SBV S	SBV R	SBV O	SBV N	SBV L	SBV K
Surface totale [ha]	63	22	4.2	7.4	6.2	6.2
Surface imperméable [ha]	34	13	3	5	3.6	3.8
Ratio imperméabilité [%]	54	59	71	68	58	61
Surface perméable [ha]	29	9	1.2	2.4	2.6	2.4
Ratio perméabilité [%]	46	41	29	32	42	39

L'extraction et la fusion des images satellitaires Landsat-8 et Sentinel-2 ont été utilisées pour obtenir une résolution de 10 m pour la journée du 16-06-2016 avec une couverture nuageuse de 0% (*Figure 3.31*). Cette image a été ensuite traitée numériquement pour calculer l'index NDVI pour chaque pixel. Une fois la couche NDVI obtenue, un seuil de 0.03 (*Figure 3.32*) a été choisi pour séparer les surfaces imperméables (gamme de couleur rouge) et perméables (gamme de couleur de l'orange jusqu'au vert). Le traitement de ces images a permis de cartographier les deux types de surfaces dans chaque sous-bassin versant (*Tableau 3.15*).

Pour l'ensemble des sous-bassins versants étudiés, le sous-bassin versant « O », situé au cœur de la ville, a le pourcentage de surface imperméable le plus grand (71 %) ; à l'opposé, le sous-bassin versant « S » a le pourcentage de surface imperméable le plus faible avec 54 %.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

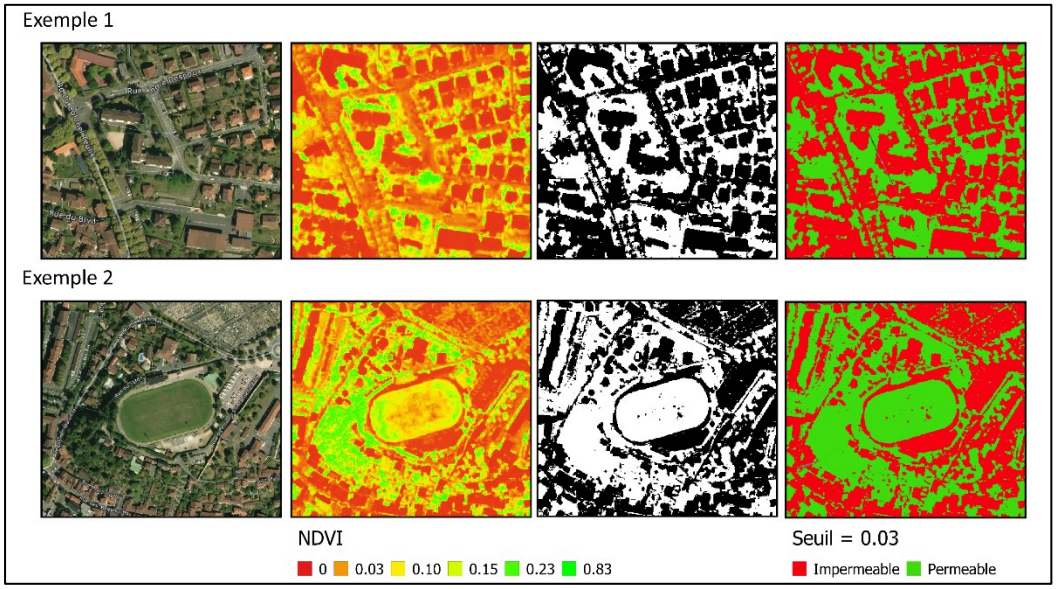


Figure 3.33: Classification de l'occupation des sols sur le bassin versant de Figeac avec la méthode NDVI. Deux exemples sont illustrés. Le seuil utilisé pour différencier les surfaces imperméables et perméables est de 0.03.

4.1.2 Paramètres de temps sec

Chronique journalière d'eau usée

Les jours de temps sec de la période d'observation ont été extraits pour identifier l'hydrogramme médian du débit journalier des eaux usées à l'exutoire de chaque sous-bassin versant. Les données obtenues pour chaque sous-bassin versant n'ont pas permis d'extraire le même nombre de jours de temps sec. La *Figure 3.32* montre 6 graphiques, un pour chaque sous-bassin versant. De gauche à droite et de haut en bas, nous avons le sous-bassin versant « S », « R », « O », « N », « L » et « K ». Dans chaque graphique, on observe la superposition de tous les hydrogrammes journaliers de temps sec obtenus à l'exutoire de chaque sous-bassin versant, la chronique médiane journalière avec son intervalle de confiance à 90% et le nombre de jours de temps sec utilisés.

Pour l'ensemble des sous-bassins versants, les courbes affichent une allure plus ou moins similaire et classique des hydrogrammes d'eaux usées : un pic est observé le matin entre 8 h et 10 h et un le soir entre 19 h et 20 h.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

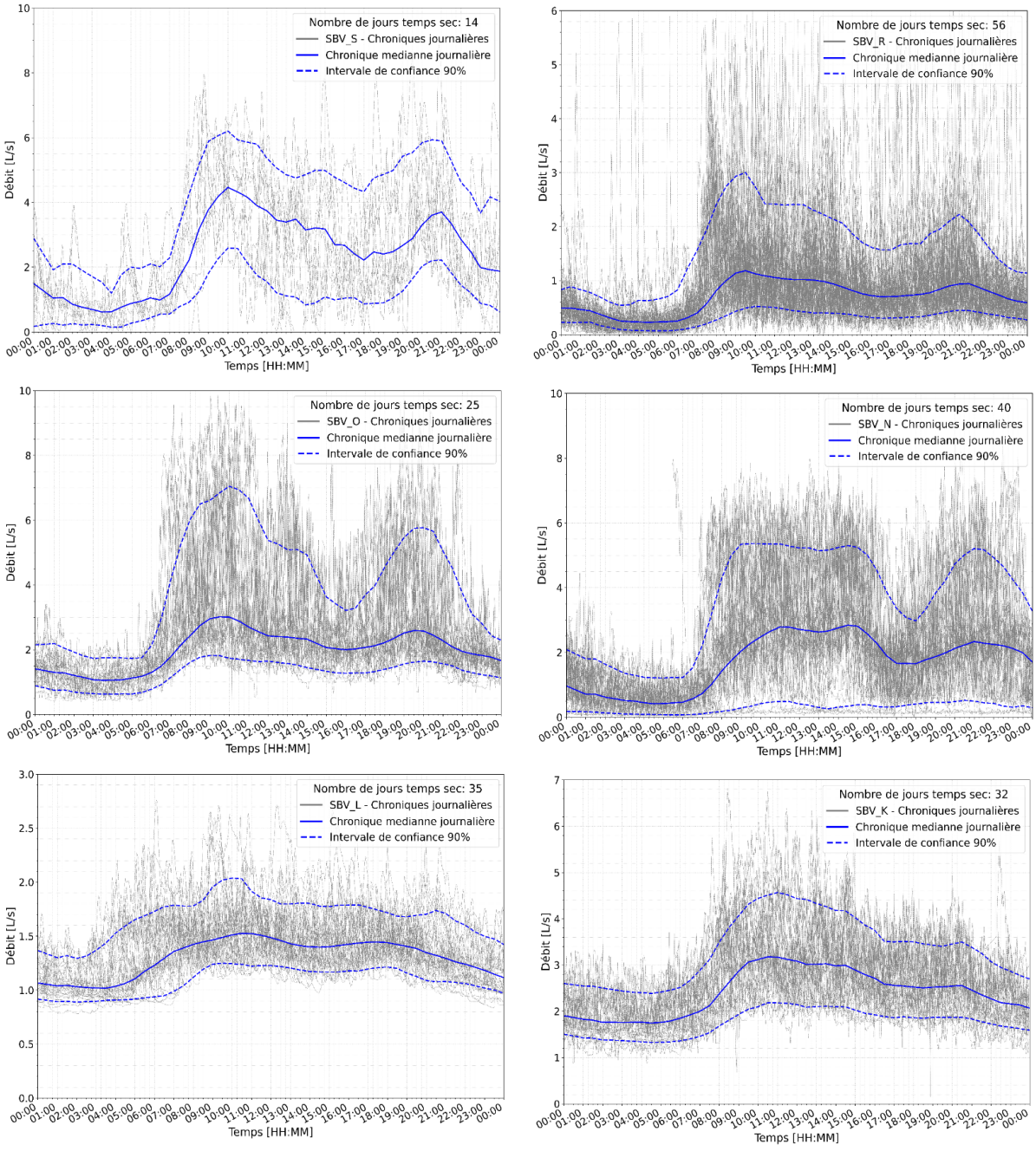


Figure 3.34 : Variation journalière du débit d'eau usée observé à l'exutoire des sous-bassins versants de Figeac

Le point d'autosurveillance situé à l'exutoire du bassin versant (*Figure 3.33*), convergence de tous les sous-bassin versants, nous a permis d'extraire l'hydrogramme journalier médian de temps sec et son intervalle de confiance à 90% à partir de 26 jours de temps sec. La *Figure 3.33* permet de confirmer que, à l'exutoire du bassin versant, on observe la même dynamique qu'à l'exutoire de chaque sous-bassin versant (*Figure 3.32*) : un pic est observé le matin entre 8 h et 10 h et un le soir entre 19 h et 20 h.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

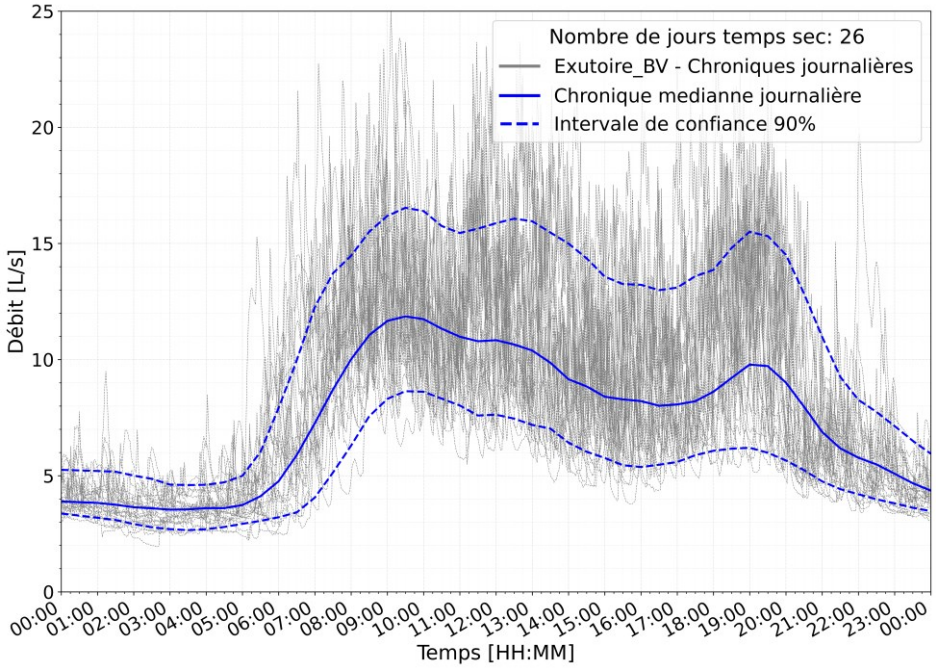


Figure 3.35 : Variation d'eau usée observé à l'exutoire du bassin versant de Figeac

Débit d'eau claires parasites

Le débit minimum observé dans les hydrogrammes journaliers de temps sec se produit pendant la nuit, entre trois et quatre heures du matin (*Figure 3.32*). Pour rappel, ce débit est identifié comme la composante PII (i.e, débit d'eaux claires parasites permanentes) tel que présenté dans le *Chapitre 2*. Les débits d'eaux claires parasites observés à l'exutoire de chaque sous-bassin versant et leur variabilité ont été synthétisés dans le *Tableau 3.16*. Le sous-bassin versant « K » a le débit d'eaux claires parasites le plus important, avec un débit moyen PII de 1.8 L/s avec une variabilité de [1.5 L/s ; 2.6 L /s]. A l'opposé, le sous-bassin versant « R » a le débit le plus faible avec un débit moyen PII de 0.2 L/s avec une variabilité de [0 L/s ; 0.6 L /s].

Tableau 3.16 : Débit d'eaux claires parasites observé à l'exutoire de chaque sous-bassin versant (SBV) de Figeac

	SBV S	SBV R	SBV O	SBV N	SBV L	SBV K	Exutoire du BV
Débit d'ECP [L/s]	1 [0.5-1.5]	0.2 [0-0.6]	1.25 [0.8-1.8]	0.5 [0 -1.5]	1 [0.9-1.25]	1.8 [1.5-2.6]	4 [3 -5]

Production journalière d'eau usée par habitant

Les données de relevés des compteurs de la ville de Figeac sont disponibles pour les années 2009, 2010 et 2011. Le volume d'eau potable annuel consommé dans la Ville est de ~$550 \cdot 10^3$ m^3. L'Insee donne une population de 10 500 habitants pendant cette période. Le rapport entre la consommation d'eau potable annuelle et le nombre

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

d'habitants montre une consommation de 53 m^3 annuels par habitant et de 145 litres par jour par habitant. Ces données sont en accord avec les données nationales de *l'Observatoire des services publics d'eau et d'assainissement, 2020* (SISPEA, OFB).

Tableau 3.17 : Récapitulatif de la consommation d'eau potable pour la ville de Figeac

	2009	2010	2011
Nombre d'habitants (Insee)	10 627	10 571	10 515
Volume d'eau potable relevé par les compteurs [m^3]	562 710	556 850	549 230
Consommation annuelle d'eau potable par habitant [m^3/an/hab]	53	53	52
Consommation journalière d'eau potable par habitant [L/jour/hab]	145	144	143

Estimation du volume journalier d'eau usée

Pour chaque jour de temps sec, les volumes journaliers d'eau usée sont calculés en soustrayant aux volumes de temps sec observés les volumes journaliers des eaux claires parasites (ECP). On obtient ainsi le volume journalier d'eau usée médian, et son intervalle à 90% (*Tableau 3.18*).

Tableau 3.18 : Volumes journaliers des composantes par temps sec observés à l'exutoire des sous-bassins versants (SBV) de Figeac

	SBV S	SBV R	SBV O	SBV N	SBV L	SBV K	Exutoire
Nombre de jours secs observés	14	56	25	40	35	32	25
Volume journalier médian par temps sec observé [m3]	200 [170-270]	70 [50-100]	180 [120-290]	160 [40-230]	120 [100-130]	210 [160-260]	680 [530-810]
Volume journalier médian d'eaux claires parasites [m^3]	90 [40-130]	20 [0-50]	110 [70-160]	40 [0-130]	90 [80-110]	150 [130-230]	350 [260-430]
Volume journalier d'eaux usées estimé [m^3]	110 [110-140]	50 [50-50]	70 [50-130]	120 [40-100]	30 [20-30]	60 [30-60]	350 [270-380]

On constate que la somme des volumes journaliers médians d'eaux usées de temps sec de l'ensemble des sous-bassins versants est supérieure au volume journalier médian observé à l'exutoire du bassin versant, qui idéalement, devrait être égal. Cette observation est liée au fait que les séries des volumes journaliers sont des données appariées (i.e., les journées observées dans chaque sous-bassin versant qui permettent de calculer le volume journalier médian ne sont pas nécessairement les mêmes d'un sous-bassin versant à l'autre).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Afin de valider que la somme des volumes journaliers médians de tous les sous-bassins versants correspond à celui observé à l'exutoire du bassin versant, un échantillonnage aléatoire des volumes journaliers par bassin versant a été effectué avec la méthode de Monte Carlo (*Figure 3.34*). La distribution de la somme des volumes journaliers de tous les bassins versants est entre 600 et 1200 m^3 pour les 1er et $9^{éme}$ déciles. Cette distribution se recoupe avec la distribution des volumes journaliers observés à l'exutoire du bassin versant (entre 500 et 800 m^3 pour les 1er et $9^{éme}$ déciles). On peut donc confirmer qu'il est possible d'utiliser le volume journalier par temps sec moyen de chaque sous-bassin versant avec son intervalle de couverture pour estimer la population par bassin versant.

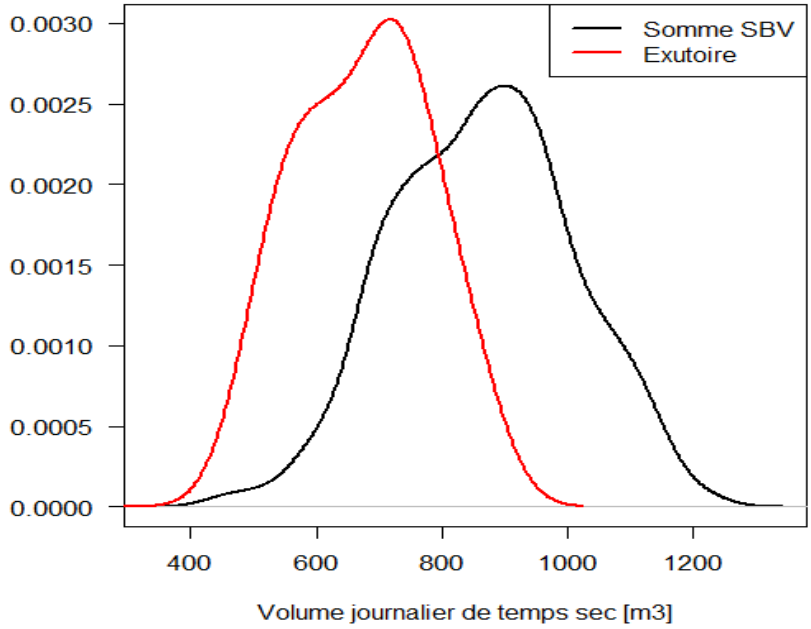


Figure 3.36 : Distribution des volumes journaliers de temps sec. En rouge la distribution observée à l'exutoire du bassin versant. En noir la distribution aléatoire de la somme des volumes journaliers médian d'eaux usées par temps sec de l'ensemble des sous-bassins versants

Estimation de la population

La population a été estimée pour chaque sous-bassin versant (*Tableau 3.19*) à partir des volumes d'eaux usées journaliers. Le sous-bassin versant abritant la plus grande population et présentant la plus forte densité d'habitants est le sous-bassin versant « N » avec respectivement, 830 habitants et 112 habitants par hectare, situé en plein centre-ville. Les sous-bassins versants « L » et « K » situés en périphérie ont une population respective de 760 et 350 habitants et une population par hectare respective de 12 et 15 habitants.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Tableau 3.19 : Population estimée pour les sous-bassins versants (SBV) de Figeac

	SBV S	SBV R	SBV O	SBV N	SBV L	SBV K
Population estimée	760 [760-970]	350 [350-350]	480 [345-900]	830 [280-690]	200 [140-140]	410 [200-200]
Nombre d'habitants par hectare	12	15	114	112	32	66

4.1.3 Paramètres de temps de pluie

Lag-time du réservoir surface

Pour chaque sous-bassin versant le lag-time des réservoirs sol a été calculé (*Tableau 3.20*). Les sous-bassins versants de Figeac sont très réactifs avec des lag-time allant de 6 à 14 min. Les sous-bassins versants L et K ont le lag-time le plus long (14 min) du fait de leur faible pente (0.6%). A l'opposé, le sous-bassin versant O a un lag-time nettement plus court, dû à un coefficient d'imperméabilisation important (29%) et une pente plus forte (2.2%).

Tableau 3.20 : Lag-time des réservoirs sol des sous-bassins versants de Figeac

	SBV S	SBV R	SBV O	SBV N	SBV L	SBV K
Lag-time [min]	12 [6-12]	9 [5-9]	7 [2-7]	10 [6-10]	14 [10-16]	14 [10-22]

Coefficient de ruissellement et pertes initiales

Le *Tableau 3.21* montre la hauteur ruisselée observée à l'exutoire de chaque sous-bassin versant pour les 19 évènements pluvieux enregistrés par le pluviomètre de Figeac. Seules des pluies inferieures à 10 mm ont été observées pendant la période d'étude. Par la suite, nous ferons référence à la calibration du coefficient de ruissellement des petites pluies issue du ruissellement des surfaces imperméables.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

*Tableau 3.21 : Résumé des évènements pluvieux observés à l'exutoire des sous-bassins versants de la Ville de Figeac (en amont des déversoirs d'orage). La notation suivante a été utilisée pour les déversements observé au : *déversoir du Ségala, °déversoir de Tours, ^déversoir de Place de l'Estang et ' déversoir du Pont du Gua. Les hauteurs précipitées ou ruisselées sont en milimetres [mm].*

	Date de début	Date de fin	Hauteur précipitée	Hauteur ruisselée SBV S	Hauteur ruisselée SBV R	Hauteur ruisselée SBV O	Hauteur ruisselée SBV N	Hauteur ruisselée SBV L	Hauteur ruisselée SBV K
Evènement 1	***15/08/2012 18:04***	***15/08/2012 23:42***	2.4	0.29	1.27	0.17	0.84	0.15	0.7
Evènement 2°^'	***20/08/2012 16:00***	***20/08/2012 23:56***	4.6	-	1.15	0.15	1.56	0.5	1.60
Evènement 3	***25/08/2012 10:00***	***25/08/2012 23:56***	2.8	0.27	-	0.13	0.97	0.17	0.88
Evènement 4	***28/08/2012 04:00***	***28/08/2012 23:56***	1.2	0.24	-	0.02	-	0.03	0.44
Evènement 5	***29/08/2012 01:00***	***29/08/2012 04:48***	0.4	0.08	-	-	0.17	0.02	-
Evènement 6°	***29/08/2012 19:00***	***30/08/2012 03:52***	5.6	-	-	-	0.75	0.46	2.77
Evènement 7	***13/09/2012 07:06***	***13/09/2012 22:16***	2.6	-	-	0.18	-	0.68	2.38
Evènement 8*°	***18/09/2012 19:02***	***19/09/2012 20:40***	10.8	0.89	2.14	1.0	-	1.67	-
Evènement 9*°	***22/09/2012 00:00***	***22/09/2012 23:48***	5	0.25	-	0.35	-	1.12	-
Evènement 10*	***23/09/2012 22:12***	***24/09/2012 08:50***	1.8	0.18	-	0.18	-	0.54	-
Evènement 11*	***24/09/2012 07:00***	***24/09/2012 10:04***	1.2	-	-	0.22	-	0.37	-
Evènement 12	***24/09/2012 13:00***	***24/09/2012 22:08***	0.6	-	-	-	0.34	0.41	-
Evènement 13*	***26/09/2012 04:06***	***26/09/2012 16:42***	6.4	0.7	-	0.74	-	-	-
Evènement 14	***27/09/2012 16:22***	***27/09/2012 23:44***	0.6		-	-	-	-	-
Evènement 15	***29/09/2012 00:00***	***29/09/2012 06:20***	0.8		-	-	-	-	-
Evènement 16*°	***29/09/2012 10:30***	***29/09/2012 18:40***	5.8	1	-	0.86	-	-	-

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Evènement 17	***06/10/2012 20:02***	***06/10/2012 23:56***	6.5	0.7	-	0.68	-	-	-
Evènement 18*°	***07/10/2012 06:00***	***07/10/2012 10:00***	9.6	-	-	-	-	-	-
Evènement 19*	***07/10/2012 21:28***	***08/10/2012 02:06***	1.92	-	-	-	-	-	-
Déversement observé pour : *déversoir du Ségala, °déversoir de Tours, déversoir de Place de l'Estang et déversoir du Pont du Gua									

Si on utilisait l'ensemble des observations pour calculer le coefficient de ruissellement et les pertes initiales avec la relation entre la hauteur d'eau ruisselée et la hauteur d'eau précipitée de chaque sous-bassin versant, des régressions linéaires seraient établies en utilisant, respectivement, 12, 3, 12, 6, 12 et 6 points pour chaque sous-bassin versant S, R, O, L et K (*Figure 3.35*). Cependant, le nombre de points est faible et des coefficients de ruissellement médians issus de la méthode de calibration croisée (cf. *2.2.1*) seront utilisés par la suite.

A l'exception du sous-bassin versant R (qui a le strict minimum de points), la méthode de calibration croisée a été appliquée dans chaque sous-bassin versant. Pour chaque itération de cette méthode, respectivement, 36, 495, 15, 66 et 15 pour les sous-bassins versants S, O, N, L et K (*Tableau 3.22*), un nombre déterminé de points a été conservé pour calculer le coefficient de régression linéaire et les pertes initiales. Deux points ont été conservés à chaque itération pour les sous-bassins S, N, L et K, et quatre pour le sous-bassin versant O, comme détaillé dans le *Tableau 3.22*.

Tableau 3.22: Synthèse des évènements observés à l'exutoire de chaque sous-bassin versant de Figeac et des évènements gardés pour chaque itération de la méthode de validation croisée

	SBV S	**SBV R**	**SBV O**	**SBV N**	**SBV L**	**SBV K**
Nombre de pluies utilisées pour la reg. linéaire pour chaque itération	7	3	8	4	10	4
Nombre d'événements utilisés pour la validation pour chaque itération	2	0	4	2	2	2
Nombre d'itérations	36	0	495	15	66	15

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

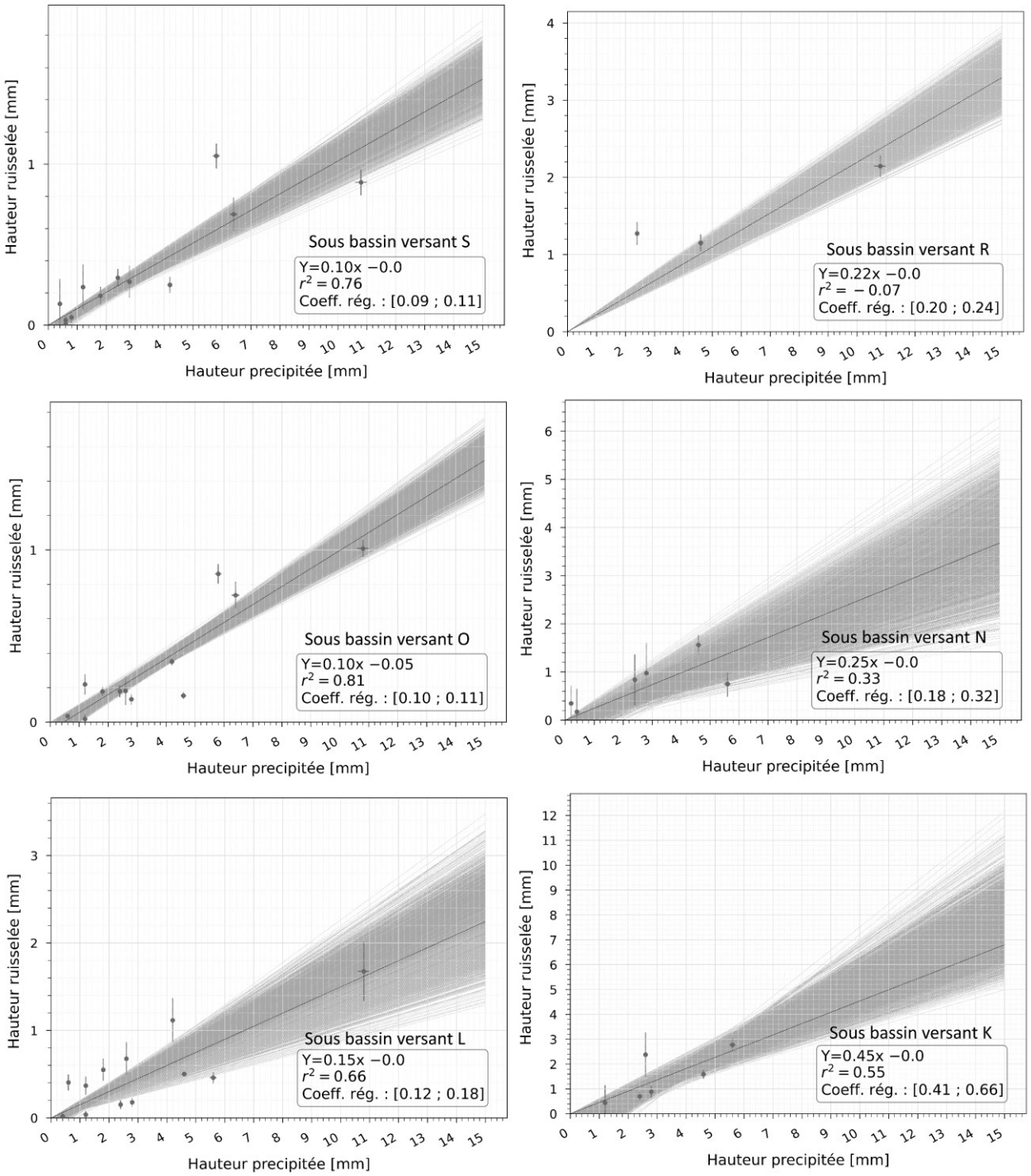


Figure 3.37 : Relation entre la hauteur précipitée et la hauteur ruisselée observée à l'exutoire des sous-bassins versants de Figeac. En noir la régression linéaire et en gris l'intervalle de confiance lorsque tous les points sont utilisés pour la régression linéaire

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Cas du sous-bassin versant S :

Les données de l'exutoire du sous-bassin versant S permettent d'identifier 12 événements pluvieux, dont trois inferieurs à 2 mm (qui ne sont donc pas pris en compte dans cette analyse) (*Tableau 3.21*). Il reste donc 9 événements nous permettant d'alimenter cette approche de calibration croisée. Pour rappel, celle-ci consiste à laisser de côté 2 événements parmi ces 9, qui serviront dans un second temps pour l'évaluation du modèle calibré sur les 7 autres événements. En raison du caractère arbitraire du choix de ces 2 événements, toutes les combinaisons possibles de 2 événements parmi 9 (soit 36 au total) ont été envisagées (*Tableau 3.22*), conduisant :

(a) d'une part, à 36 valeurs des paramètres F_{imp} et IL, représentées sous la forme d'une distribution statistique sur la *Figure 3.6*, *c*;
(b) d'autre part, à 36 valeurs des critères usuels utilisés pour l'évaluation du modèle sur les 2 événements restants (KGE, écart sur le volume ruisselé et RMSE).

L'analyse des séries de F_{imp} et *IL* révèle que la valeur médiane de F_{imp} est de 0.09, avec un intervalle allant de 0.07 à 0.11. Quant aux valeurs de *IL*, la médiane observée est de 0.6 mm, s'échelonnant entre 0 et 2.2 mm.

L'ensemble des simulations ont donné un KGE médian de 0.5 avec un intervalle d'entre 0 et 0.8. Ces dernières valeurs montrent que le choix des 2 évènements laissés de côté parmi les 9 peut donner lieu à des valeur de KGE très bonnes ou pas. Ensuite, la différence entre le volume simulé et observé est pour la moitié des itérations inférieure à 40 m3 et supérieure à 15 m3. Finalement, l'indicateur RMSE indique que l'erreur moyenne des débits simulés peut se situer entre 3 et 23 L/s selon le choix des deux évènements évalués.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

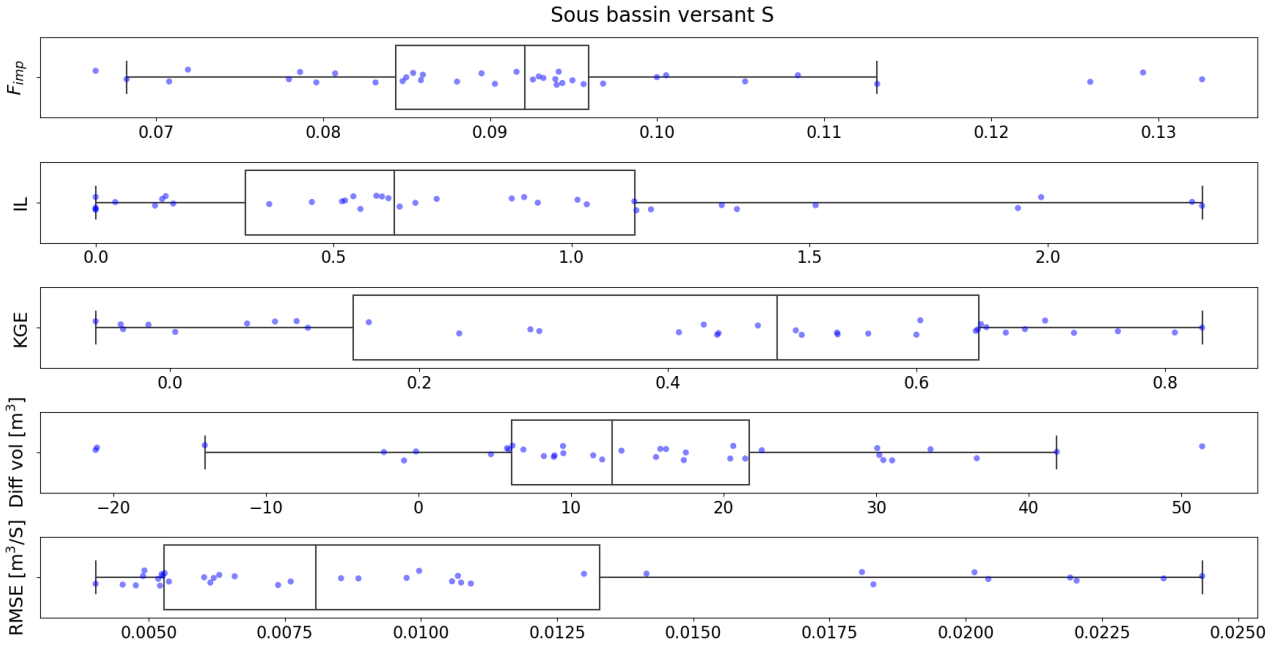


Figure 3.38: Résultats de la validation croisée pour le sous-bassin versant S. Pour neuf évènements observés, deux ont été mis de côté à chaque itération (en vue de la validation du modèle) et les sept autres ont été utilisés pour déterminer la valeur de F_{imp} [-] et IL [mm] (1 point sur les deux premiers diagrammes) ; puis les critères de KGE, écart de volume prédit et RMSE ont été évalués sur les deux événements de validation (1 point sur les trois derniers diagrammes). La procédure a été répétée autant de fois qu'il existe de combinaisons de deux événements parmi neuf.

Sous-bassin versant R :

Pour le sous-bassin versant R, les observations permettent de retenir trois évènements. Nous considérons ce nombre insuffisant pour l'application de la méthode de calibration croisée. Nous avons donc choisi de nous baser sur le coefficient de ruissellement dérivé de ces trois points observés (*Figure 3.35*), d'une part, avec un F_{imp} médian de 0.22, se situant dans l'intervalle compris entre 0.20 et 0.24. D'autre part, bien que les pertes initiales médianes soient estimées à 0, on sait qu'il y a toujours des surfaces en dépression stockant les premiers gouttes de pluie. Par conséquent, nous envisageons des pertes initiales variant dans l'intervalle compris entre 0 et 0.5 mm.

Sous-bassin versant O :

Les données de l'exutoire du sous-bassin versant O permettent d'identifier 12 événements pluvieux (*Tableau 3.21*) utilisés dans la calibration croisée. Sur ces évènements, quatre ont été gardés à chaque itération et huit ont été utilisés pour calibrer les deux paramètres (*Tableau 3.22*). Une série de 395 valeurs de F_{imp} et *IL* ont été obtenues (*Figure 3.37*). L'analyse des séries révèle que la médiane de F_{imp} est de 0.095, avec un intervalle allant de 0,075 à 0,115. Quant aux valeurs de *IL*, la médiane observée est de 0 avec quelques valeurs (25%) allant jusqu'à 0.5 mm. Malgré 4 évènements laissés de côté pour l'évaluation, l'ensemble des simulations ont donné une grande variabilité

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

avec un KGE médian de 0.55 avec un intervalle entre 0 et 0.8. Ensuite, la différence du volume simulé et observé montre que les simulations surestiment le volume observé. L'indicateur RMSE indique que l'erreur moyenne des débits simulés est entre 7 et 22 L/s.

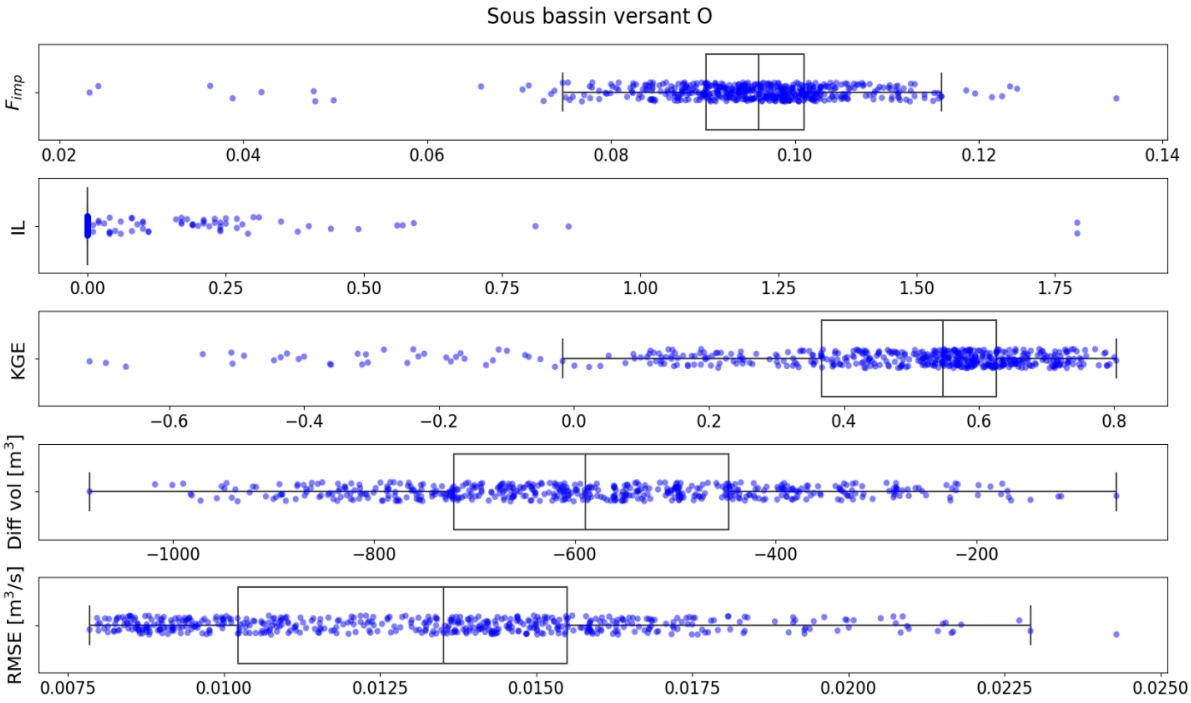


Figure 3.39: Résultats de la validation croisée pour le sous-bassin versant O. Pour douze évènements observés, quatre ont été mis de côté à chaque itération (en vue de la validation du modèle) et les huit autres ont été utilisés pour déterminer la valeur de Fimp et IL (1 point sur les deux premiers diagrammes) ; puis les critères de KGE, écart de volume prédit et RMSE ont été évalués sur les deux événements de validation (1 point sur les trois derniers diagrammes). La procédure a été répétée autant de fois qu'il existe de combinaisons de quatre événements parmi douze.

Sous-bassin versant N :

Les données relevées à l'exutoire du sous-bassin versant N permettent d'identifier six événements pluvieux (*Tableau 3.21*) utilisée dans la calibration croisée, quatre ont été utilisés et deux ont été gardés à chaque itération (*Tableau 3.22*). Une série de 15 valeurs de F_{imp} et IL ont été obtenues (*Figure 3.37*). L'analyse des données de validation révèle que la médiane de F_{imp} est de 0.22 avec un intervalle compris entre 0.02 à 0.36. Quant aux valeurs de *IL*, la médiane observée est de 0.8 mm avec des valeurs comprises entre 0 et 5 mm. L'ensemble des simulations ont donné un KGE médian de 0.2 avec un intervalle d'entre -0.4 et 0.4. Ensuite, la différence entre les volumes simulé et observé est pour la moitié des itérations inférieure à 10 m^3 et supérieur à -15 m^3. L'indicateur RMSE indique que l'erreur moyenne des débits simulés est entre 2 et 18 L/s.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

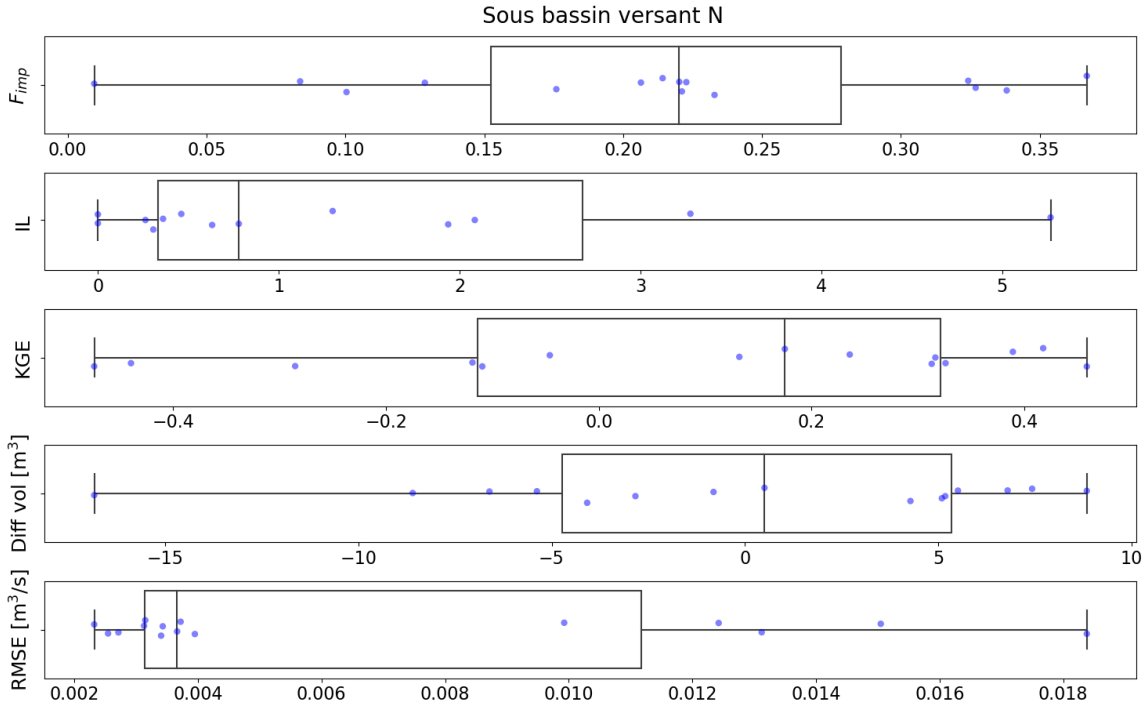


Figure 3.40: Résultats de la validation croisée pour le sous-bassin versant N. Pour six évènements observés, deux ont été mis de côté à chaque itération (en vue de la validation du modèle) et les quatres autres ont été utilisés pour déterminer la valeur de Fimp et IL (1 point sur les deux premiers diagrammes) ; puis les critères de KGE, écart de volume prédit et RMSE ont été évalués sur les deux événements de validation (1 point sur les trois derniers diagrammes). La procédure a été répétée autant de fois qu'il existe de combinaisons de deux événements parmi six.

Sous-bassin versant L :

Les données de l'exutoire du sous-bassin versant L permettent d'identifier 16 événements pluvieux (*Tableau 3.21*). Quatre événements seront exclus dû au fait que ces événements correspondent à des précipitations inférieures à 1 mm. En conséquent, il n'y a pas assez d'eau dans la canalisation, et les observations sont marquées par des inconsistances qui perturbent la comparaison avec les simulations.

Parmi les 12 événements retenus, dix ont été sélectionnés dans chaque itération et deux ont été mis de côté (*Tableau 3.22*). Une série de 66 valeurs de F_{imp} et *IL* ont été obtenues (*Figure 3.37*). L'analyse des données de validation révèle que la médiane de F_{imp} est de 0.13 avec un intervalle allant de 0.06 à 0.20. Quant aux valeurs de *IL*, la médiane observée est de 0.8 mm avec des valeurs comprises entre 0 mm et 2.5 mm. L'ensemble des simulations ont donné un KGE médian de 0.1 avec un intervalle d'entre -0.4 et 0.5. Ensuite, la différence entre les volumes simulé et observé est faible ce qui est confirmé par l'indicateur RMSE, qui indique que l'erreur moyenne des débits simulé est entre 0 et 4 L/s (valeurs très faibles).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

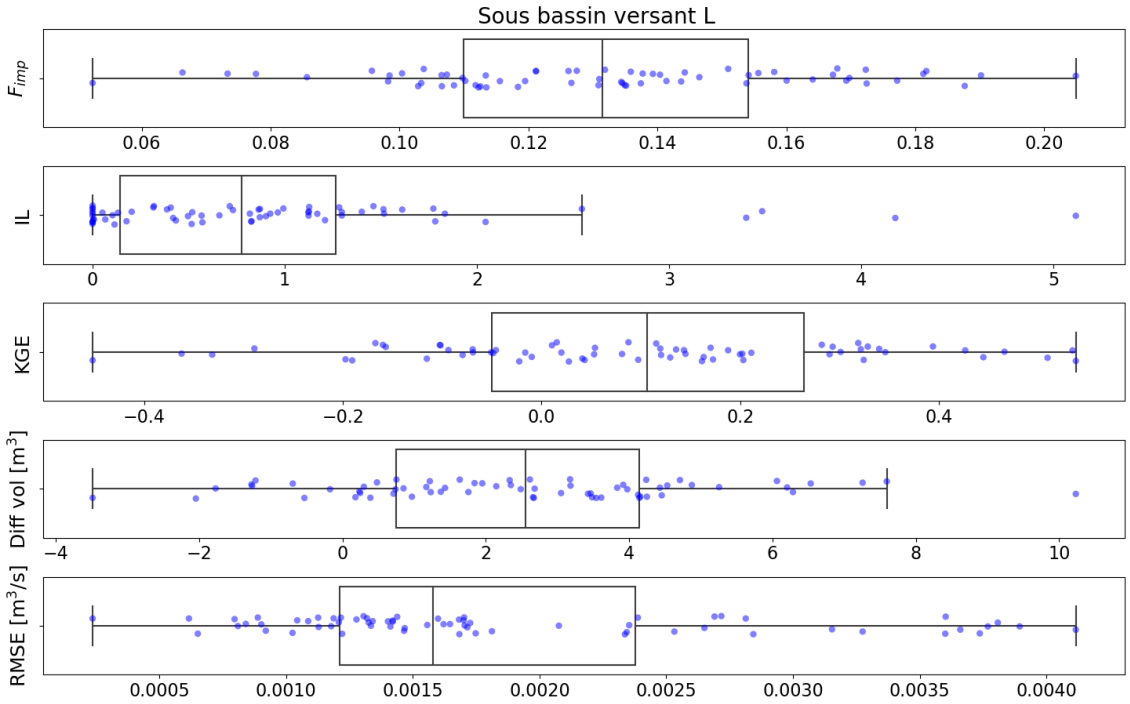


Figure 3.41: Résultats de la validation croisée pour le sous-bassin versant L. Pour les douze évènements observés, deux ont été mis de côté à chaque itération (en vue de la validation du modèle) et les dix autres ont été utilisés pour déterminer la valeur de Fimp et IL (1 point sur les deux premiers diagrammes); puis les critères de KGE, écart de volume prédit et RMSE ont été évalués sur les deux événements de validation (1 point sur les trois derniers diagrammes). La procédure a été répétée autant de fois qu'il existe de combinaisons de deux événements parmi dix.

Sous-bassin versant K:

Les données de l'exutoire du sous-bassin versant K permettent d'identifier six événements pluvieux (*Tableau 3.21*) utilisés dans la calibration croisées; quatre évènements ont été sélectionnés dans chaque itération et deux ont été mis de côté (*Tableau 3.22*). Une série de 15 valeurs de F_{imp} et *IL* a été obtenue (*Figure 3.37*). L'analyse des données révèle que la médiane de F_{imp} est de 0.38 avec un intervalle allant de 0.2 à 0.42. Quant aux valeurs de *IL*, la médiane observée est de 0 avec des valeurs allant jusqu'à 1 mm. L'ensemble des simulations ont montré que six évènements est un nombre insuffisant pour caler les paramètres. En effet, les simulations ont donné une répartition des points assez variable (*Figure 3.37*) avec un KGE médian de 0.7 avec un intervalle d'entre -0.2 et 0.8. Ensuite, la différence entre les volumes simulé et observé montre que les simulations sous-estiment le volume observé de maximum 25 m^3. L'indicateur RMSE indique que l'erreur moyenne des débits simulés est entre 2.5 et 4 L/s ce qui est un écart de débits assez faible.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

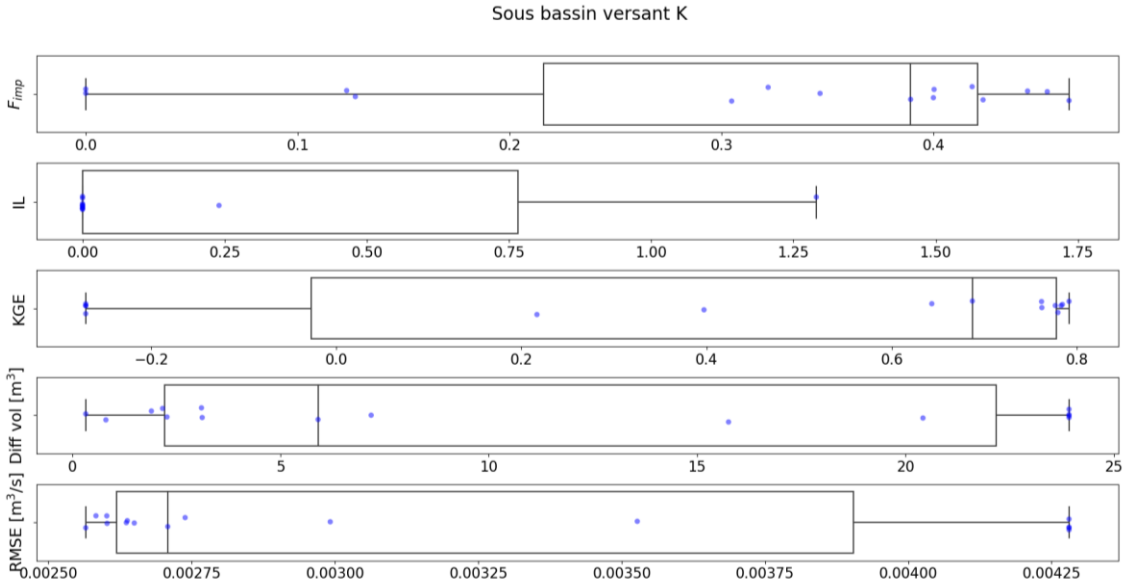


Figure 3.42: Résultats de la validation croisée pour le sous-bassin versant K. Pour les six évènements observés, deux ont été mis de côté à chaque itération (en vue de la validation du modèle) et les quatre autres ont été utilisés pour déterminer la valeur de Fimp et IL [mm] (1 point sur les deux premiers diagrammes); puis les critères de KGE, écart de volume prédit et RMSE ont été évalués sur les deux événements de validation (1 point sur les trois derniers diagrammes). La procédure a été répétée autant de fois qu'il existe de combinaisons de deux événements parmi six.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

4.1.4 Récapitulatif des paramètres des sous-bassins versants de Figeac

Tableau 3.23: Paramètres des sous-bassins versants de Figeac. Les incertitudes de chaque paramètre sont entre parenthèses

	Description du paramètre	**SBV S**	**SBV R**	**SBV O**	**SBV N**	**SBV L**	**SBV K**
Paramètres des caractéristiques du bassin versant	***Population [hab]***	760 [760-970]	350 [350-350]	480 [345-900]	830 [280-690]	200 [140-140]	410 [200-200]
	Production d'eaux usée par habitant [L/hab/jour]	145	145	145	145	145	145
	Surface du bassin [ha]	63	22	4.2	7.4	6.2	6.2
	Surface imperméable [ratio]	0.54	0.59	0.71	0.68	0.58	0.61
	Pente de la surface [%]	7	6.3	2.2	1.4	0.6	0.6
	Longueur du plus long parcours de l'eau [m]	1120	870	100	380	480	820
Paramètres par temps sec	***Eaux claires permanentes [L/s]***	1 [0.5-1.5]	0.2 [0-0.6]	1.25 [0.8-1.8]	0.5 [0 -1.5]	1 [0.9-1.25]	1.8 [1.5-2.6]
Paramètres par temps de pluie	***Pertes initiales [m^3] or [mm]***	0.6 [0-2.2]	0 [0-0.5]	0 [0-0.5]	0.8 [0-5]	0.8 [0-2.5]	0 [0-1]
	Capacité de stockage de la surface perméable avant infiltration des eaux claires parasites évènementielles [mm]	-	-	-	-	-	-
	Capacité de stockage du sol avant ruissellement des surfaces perméables [mm]	-	-	-	-	-	-
	Fraction de la pluie qui ruisselle dans les surfaces imperméables [-]	0.09 [0.07-0.11]	0.22 [0.20-0.24]	0.095 [0.075-0.115]	0.22 [0.02-0.36]	0.13 [0.06-0.20]	0.38 [0.2-0.42]
	Fraction de la pluie infiltrée indirectement dans le réseau d'assainissement [-]	-	-	-	-	-	-
	Fraction de la pluie qui ruisselle dans les surfaces perméables [-]	-	-	-	-	-	-
	Lag-time du réservoir sol [jours]	-	-	-	-	-	-
Paramètres empiriques	***Lag-time du ruissellement de surface [min]***	12 [6-12]	9 [5-9]	7 [2-7]	10 [6-10]	14 [10-16]	14 [10-22]

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

4.2 Validation du modèle de Figeac

Cette section est consacrée à la présentation des résultats obtenus à partir de la modélisation effectuée pour chaque sous-bassin versant de manière individuelle, ainsi que de la modélisation du bassin versant composé des 6 sous-bassins versants imbriqués en série et/ou en parallèle. Comme cela vient d'être détaillé, les approches de calibration et validation croisées mises en œuvre dans la partie précédente aboutissaient à plusieurs valeurs pour chaque paramètre (autant de valeurs que de combinaisons possibles). Cette étape nous a permis de comprendre l'erreur à laquelle s'exposerait le modélisateur disposant d'un sous-ensemble d'événements pluvieux pour calibrer son modèle. Nous avons notamment constaté une amplitude assez grande des valeurs de KGE et RMSE calculées sur les 2 à 4 événements de validation. A présent, afin de procéder à la validation globale du modèle de Figeac, il convient de retenir une valeur unique pour chaque paramètre, assortie d'une incertitude. Pour ce faire, nous avons fait le choix de retenir les valeurs médianes des estimations précédentes, ainsi que les premier et troisième quartiles.

Pour la validation, nous confronterons les prédictions du modèle avec des données (débits et volumes) observées en différents points. Notons que les données de validation incluent des mesures réalisées au niveau des quatre déversoirs d'orage, jusqu'ici non prises en compte. En outre, il convient de rappeler que les données enregistrées au niveau de ces déversoirs d'orage ne correspondent pas nécessairement aux mêmes événements pluvieux que ceux listés dans le *Tableau 3.21* qui ont servi à la validation croisée.

4.2.1 Sous-bassin S et déversoir d'orage du Ségala

Dans un premier temps, l'évaluation du modèle s'est basée sur une comparaison des hydrogrammes observés et simulés en amont du déversoir d'orage du Ségala. Pour ce faire, nous disposions d'une série de 10 événements pluvieux supérieurs à 0.6 mm (*Tableau 3.21*) dont les hydrogrammes sont représentés sur la *Figure 3.41*. L'incertitude associée aux débits simulés est le résultat des 10^4 combinaisons de jeux de paramètres possibles fabriqués avec MCM (Méthode de Monte Carlo). Des valeurs de KGE supérieures à 0.62 ont été obtenues pour 90 % de l'ensemble des jeux de paramètres, les 10 % restants allant de 0.3 à 0.62 (*Figure 3.42*).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

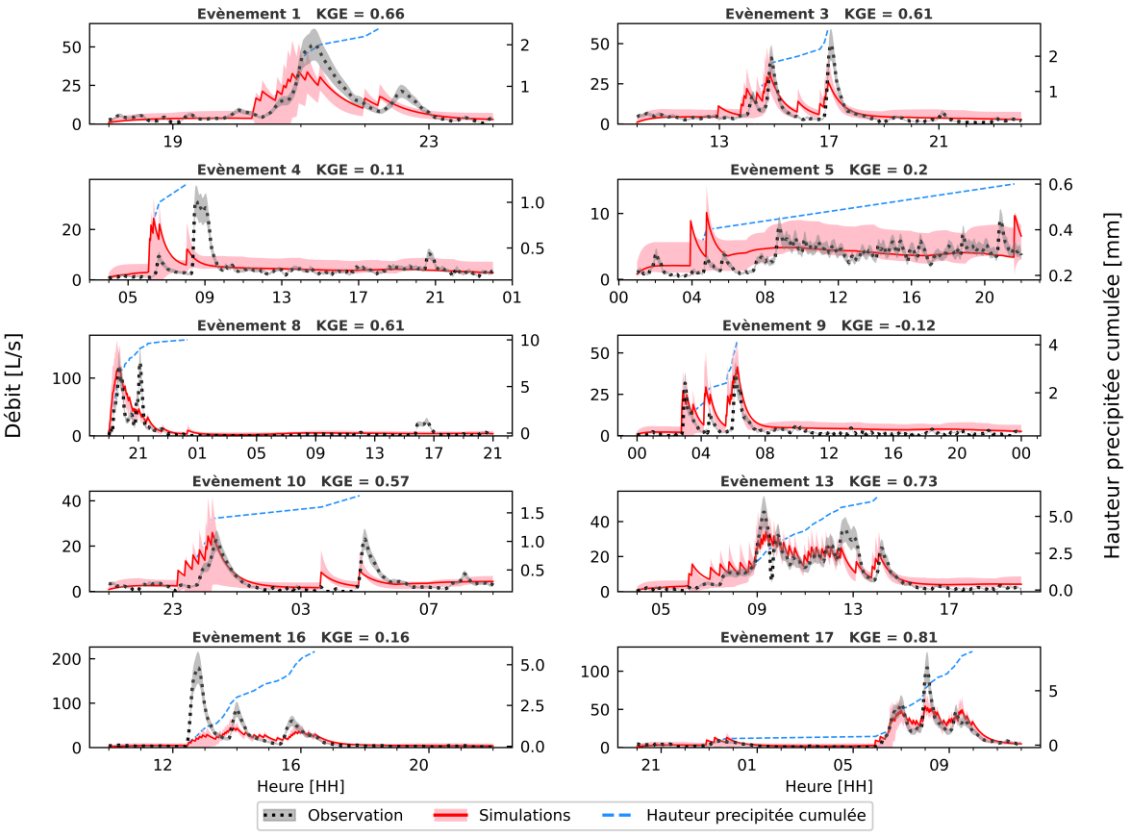


Figure 3.43 : Comparaison entre simulations et observations de 10 évènements pluvieux du sous-bassin versant S. La ligne rouge et la couverture rose représentent l'hydrogramme moyen simulé et les incertitudes liées à l'ensemble des paramètres d'entrée. L'hydrogramme en pointillés noirs et la couverture grise représentent le débit observé à l'exutoire du bassin versant et les incertitudes liées aux observations. La ligne bleue en pointillés représente la hauteur précipitée cumulée correspondant à l'axe de droite. Le KGE est le critère d'Efficacité Kling-Gupta.

Le modèle montre sa capacité à reproduire la dynamique complexe de l'hydrogramme observées comme le montrent les évènements n°3, 9 et 13, malgré quelques sous-estimations du débit de pointe de l'événement n°3 à 17 heures et l'événement n°16 à 13 heures. Certains événements comme l'événement n°4 et l'événement n°5 ne sont pas bien reproduits mais ces évènements sont très petits avec une hauteur précipitée inférieure à 1 mm.

L'ensemble des événements donne donc une valeur de KGE satisfaisante, et l'hydrogramme en amont du déversoir du Ségala suit la dynamique correctement.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

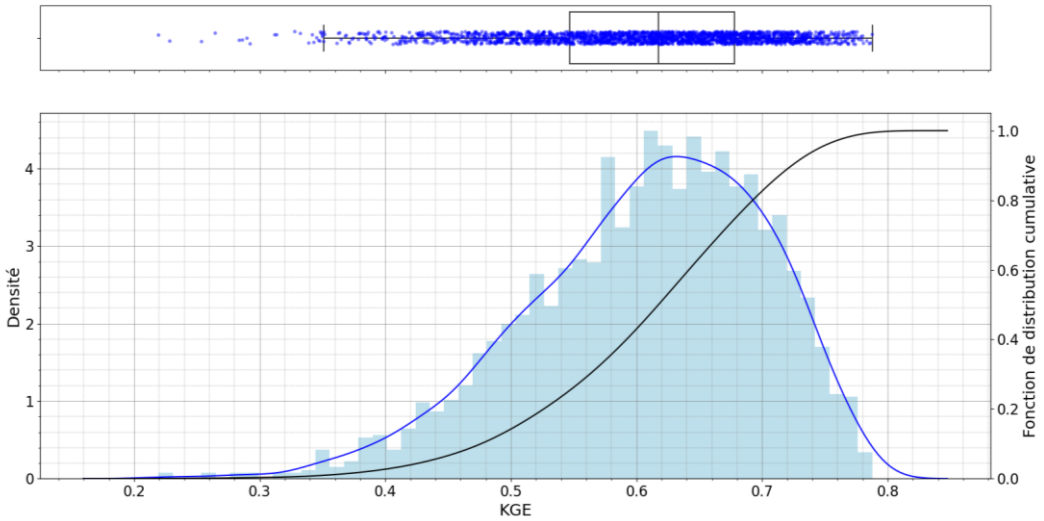


Figure 3.44: Distribution des KGE obtenue à partir de la comparaison des simulations et observations d'une série constituée de 10 évènements pluvieux du sous-bassin versant S. 10^4 simulations ont été effectuées à partir de la simulation de jeux de paramètres fabriqués avec la méthode de Monte Carlo

Dans un second temps, nous nous sommes intéressés à la capacité du modèle à reproduire l'occurrence des déversements au niveau du déversoir d'orage du Ségala (situé en aval de l'exutoire du sous-bassin versant S). Nous disposons en tout de 19 événements pour lesquels des mesures fiables sont disponibles dans la conduite déversante – qu'elles indiquent un débit nul (absence de déversement) ou non-nul (déversement). Sur ces 19 événements, le capteur de la conduite déversante a enregistré huit déversements, parmi lesquels six ont été simulés par le modèle (*Tableau 3.24*). Les deux évènements pour lesquels le modèle n'a pas prédit de déversement proviennent d'une pluie inférieure à 2 mm et ont généré des volumes déversés relativement faibles. Les 11 observations restantes correspondent donc à une absence de déversement. La prédiction du modèle est conforme aux observations dans 8 cas sur 11, tandis qu'il a simulé trois déversements non observés, pour des pluies inférieures à 3 mm ; le volume de déversement prédit reste néanmoins inférieur à 1 m^3pour cet évènement.

Tableau 3.24: Tableau de contingence des évènements de (non) déversement du déversoir d'orage du Ségala

		Observation		
		Déversement	***Non déversement***	***Total***
Simulation	***Déversement***	6	3	9
	Non déversement	2	8	10
	Total	8	11	19

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

4.2.2 Sous-bassin R et déversoir d'orage des Tours

Pour le sous-bassin versant R, il n'y a pas assez de données à l'exutoire (3 événements pluvieux uniquement) pour appliquer la méthodologie complète comme détaillé précédemment. Les paramètres ne proviennent pas d'une approche de calibration et validation croisées mais d'une application directe des méthodologies précédentes aux 3 points disponibles. Aussi, nous ne nous focaliserons pas sur les hydrogrammes et considérerons directement les données de déversements, plus nombreuses (19 événements avec une mesure de débit dans la conduite de décharge, dont 6 avec déversement).

Le comportement du déversoir d'orage a été simulé à partir du modèle empirique de Poleni, en considérant le débit simulé à l'exutoire du sous-bassin versant. Six déversements sont observés dans le déversoir des Tours (*cf.* *Tableau 3.7*). Le tableau de contingence des évènements de déversement et non déversement est présenté ci-dessous (*Tableau 3.25*). On observe que le modèle arrive à reproduire la totalité des évènements de déversement et non déversement pour les 19 évènements pluvieux.

La fiabilité de ces simulations peut s'expliquer par le fait que, à la différence du déversoir précédent (déversoir du Ségala), le déversoir des Tours est peu sensible aux très petites pluies. Les six pluies qui ont causé un déversement sont supérieures à 5 mm.

Tableau 3.25: Tableau de contingence des évènements de (non) déversement du déversoir d'orage des Tours

		Observation		
		Déversement	***Non déversement***	***Total***
Simulation	***Déversement***	6	0	6
	Non déversement	0	13	13
	Total	6	13	19

4.2.3 Sous-bassin O et déversoir d'orage de Place de l'Estang

Une série de 12 événements pluvieux supérieurs à 0.6 mm (*Tableau 3.21*) a été utilisée pour évaluer le modèle.

Les hydrogrammes simulés en amont du déversoir d'orage de Place de l'Estan, sont présentés dans la *Figure 3.43*. Comme pour les cas précédents, l'incertitude associée aux débit simulés est le résultat des 10^4 simulations des combinaisons de jeux de paramètres possibles obtenus avec la Méthode de Monte Carlo. A l'exception des « petites » pluies (cumul < 2 mm), le modèle capture relativement bien la dynamique de l'hydrogramme ainsi que, dans une moindre mesure, le débit de pointe. Pour ce bassin versant, certains débits de pointe modélisés ont été surestimés, comme le montrent l'événement n° 3 à

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

17 heures et l'événement n°18 à 13 heures. Malgré des performances assez variables, au sens du critère KGE, sur les événements considérés individuellement (5 valeurs négatives sur la *Figure 3.43*), l'évaluation de la série complète des 12 évènements pluvieux a abouti à des valeurs KGE supérieures à 0.55 pour 75 % de l'ensemble des jeux de paramètres, les 25 % restants étant compris entre 0,30 et 0,55 (*Figure 3.44*).

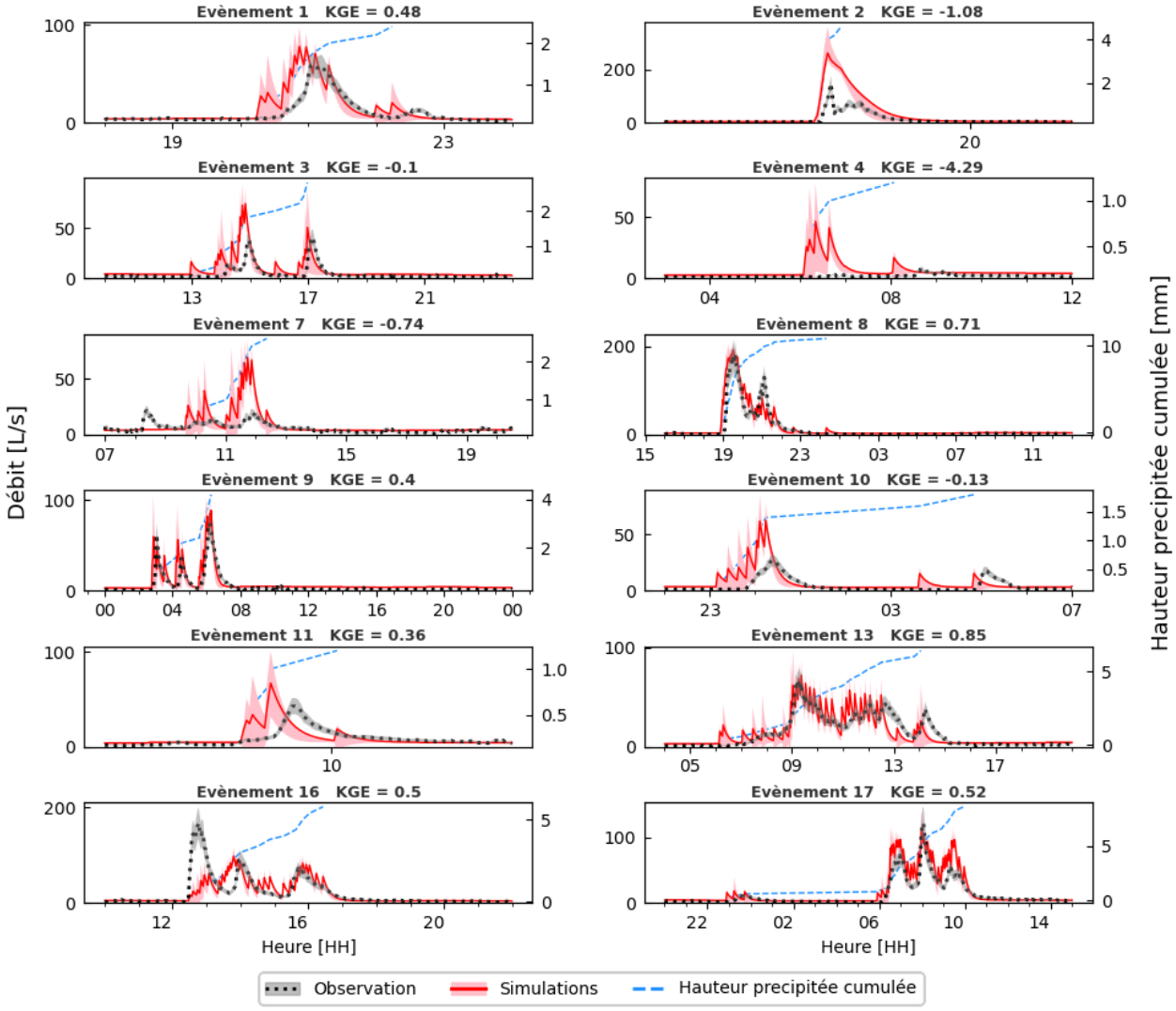


Figure 3.45: Comparaison entre simulations et observations de 12 évènements pluvieux du sous-bassin versant O. La ligne rouge et la couverture rose représentent l'hydrogramme moyen simulé et les incertitudes liées à l'ensemble des paramètres d'entrée. L'hydrogramme en pointillés noirs et la couverture grise représentent le débit observé à l'exutoire du bassin versant et les incertitudes liées aux observations. La ligne bleue en pointillés représente la hauteur précipitée cumulée correspondant à l'axe de droite. Le KGE est le critère d'Efficacité Kling-Gupta. Les évènements ont été simulés avec le modèle d'Ecully discrétisé.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

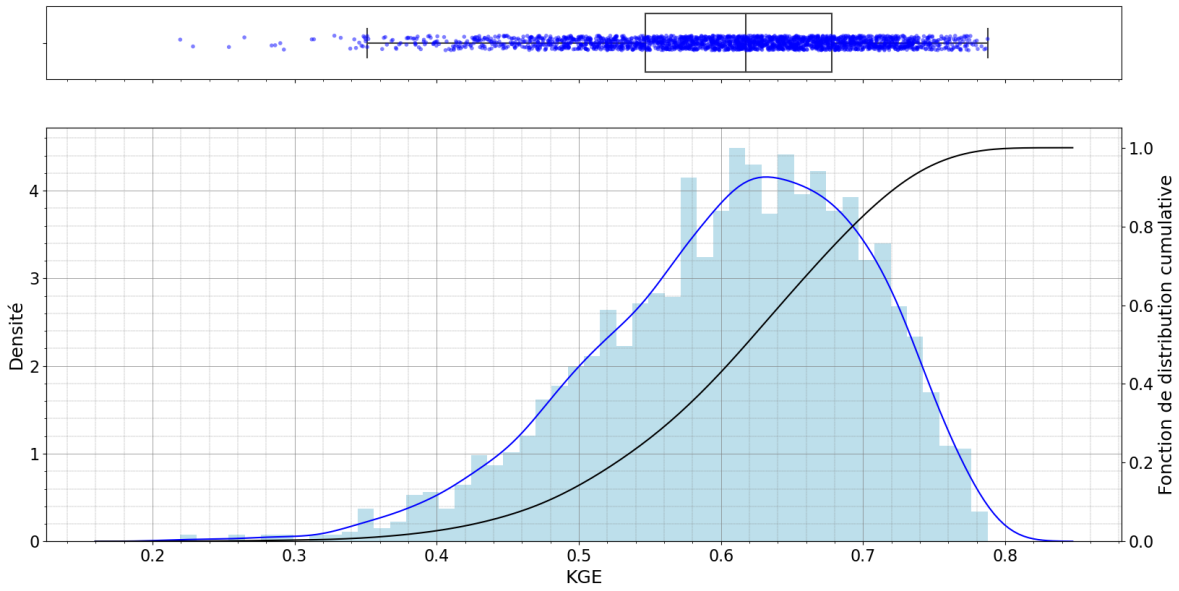


Figure 3.46 : Distributions des KGE obtenu à partir de la comparaison des simulations et observations d'une série constitué de 10 évènements pluvieux du sous-bassin versant O. 10^4 simulations ont été effectué à partir de la simulation de jeux de paramètres générés avec la méthode de Monte Carlo

Les observations disponibles au niveau du déversoir d'orage de Place de l'Estang sont trop peu nombreuses pour permettre de valider l'utilisation de la loi de déversement. Deux évènements ont été observés (cf. *Tableau 3.8*) dont un est un « petit » déversement de 6 m^3 provoqué par une pluie de 5 mm. Un seul épisode de déversement sur les deux a été simulé correctement par le modèle. Face à l'impossibilité d'approfondir ce cas, nous avons fait le choix de ne pas inclure ce déversoir d'orage dans la suite de ce travail.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

4.2.4 Sous-bassin N

Un ensemble de quatre événements pluvieux supérieurs à 0.6 mm (*Tableau 3.21*) a é été utilisé pour évaluer le modèle en incorporant des valeurs de paramètres calibrés.

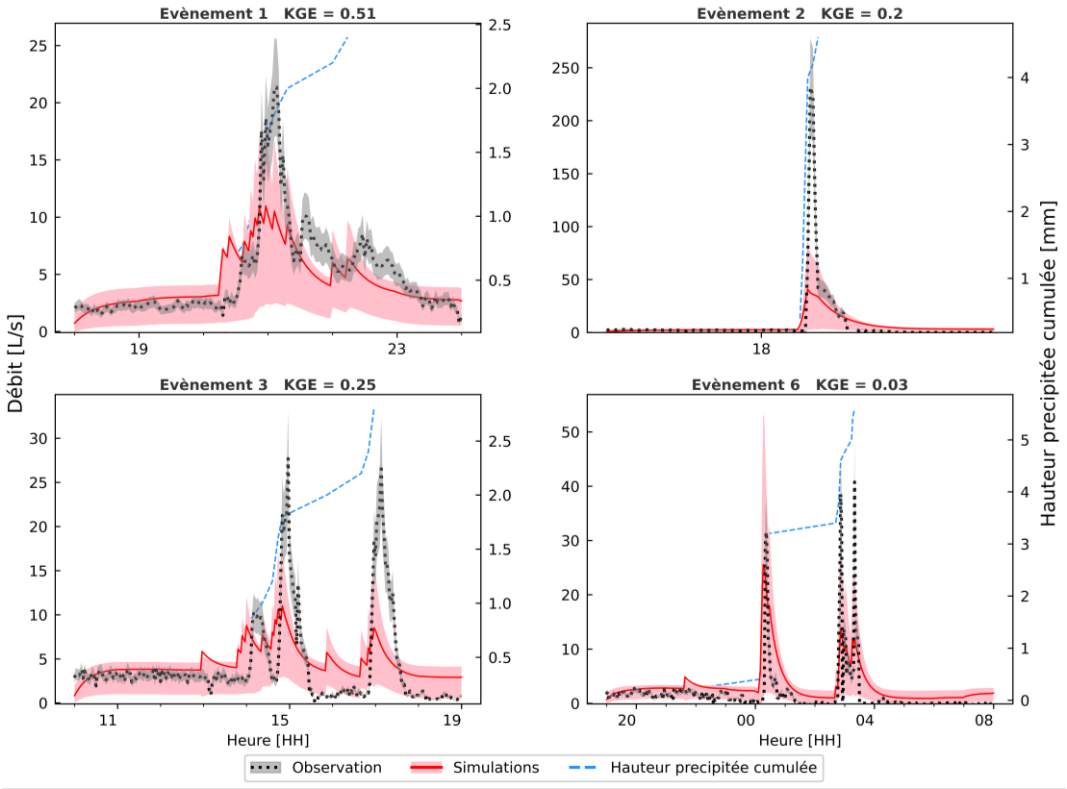


Figure 3.47: Comparaison entre simulations et observations de quatre évènements pluvieux du sous-bassin versant N. La ligne rouge et la couverture rose représentent l'hydrogramme moyen simulé et les incertitudes liées à l'ensemble des paramètres d'entrée. L'hydrogramme en pointillés noirs et la couverture grise représentent le débit observé à l'exutoire du bassin versant et les incertitudes liées aux observations. La ligne bleue en pointillés représente la hauteur précipitée cumulée correspondant à l'axe de droite. Le KGE est le critère d'Efficacité Kling-Gupta. Les évènements ont été simulés avec le modèle d'Ecully discrétisé.

Les hydrogrammes simulés à l'exutoire du sous-bassin versant N sont présentés dans la

Figure 3.43. L'incertitude associée aux débits simulés est le résultat des 10^4 simulations séries de paramètres possibles fabriqués avec MCM (Méthode de Monte Carlo). L'évaluation du modèle a abouti à des valeurs de KGE comprises entre -0.25 et 0.55 (médiane à 0.25) (*Figure 3.46*).

À l'exception de l'évènement n°6, le modèle sous-estime les observations et n'arrive pas à reproduire la dynamique observée. Pour deux de ces évènements, la hauteur de pluie considérée est inférieure à 2.5 mm. Clairement, le modèle n'est pas précis dans cette tranche de pluviométrie.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

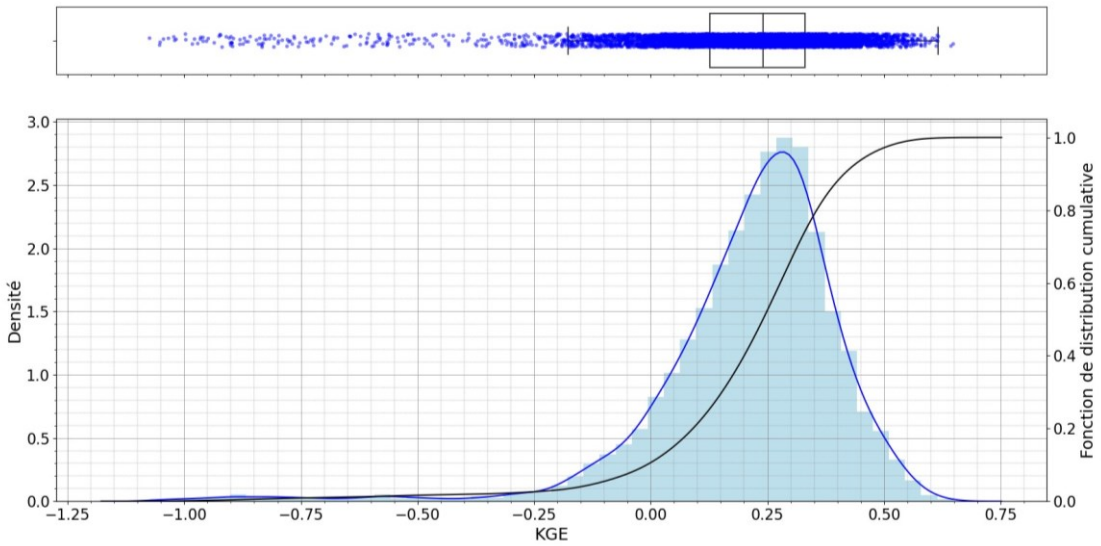


Figure 3.48: Distribution des KGE obtenue à partir de la comparaison des simulations et observations d'une série constituée de 10 évènements pluvieux du sous-bassin versant N. 10^4 simulations ont été effectuée à partir de la simulation de jeux de paramètres fabriqués avec la méthode de Monte Carlo

4.2.5 Sous-bassin L

Un ensemble de huit événements pluvieux supérieurs à 0.6 mm (*Tableau 3.21*) a été utilisé pour évaluer le modèle en incorporant des valeurs de paramètres calibrées.

Les hydrogrammes simulés à l'exutoire du sous-bassin versant L sont présentés dans la *Figure 3.47*. L'incertitude associée aux débits simulés est le résultat des 10^4 simulations issues de séries de paramètres possibles fabriqués avec MCM (Méthode de Monte Carlo). L'évaluation du modèle a abouti à des valeurs de KGE supérieures à 0.55 pour 60 % de l'ensemble des jeux de paramètres, les 40 % restants allant de 0 à 0.55 (*Figure 3.47*).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

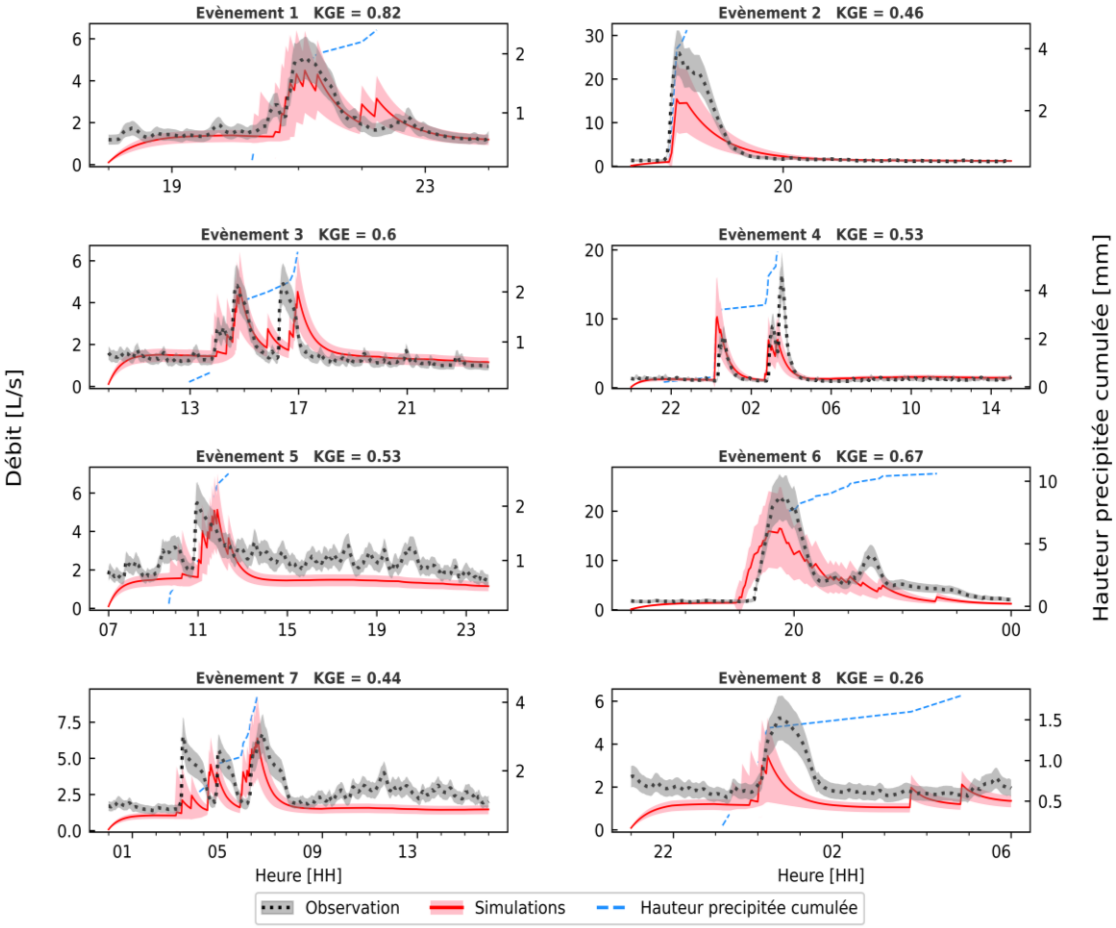


Figure 3.49: Comparaison entre simulations et observations de huit évènements pluvieux du sous-bassin versant L. La ligne rouge et la couverture rose représentent l'hydrogramme moyen simulé et les incertitudes liées à l'ensemble des paramètres d'entrée. L'hydrogramme en pointillés noirs et la couverture grise représentent le débit observé à l'exutoire du bassin versant et les incertitudes liées aux observations. La ligne bleue en pointillés représente la hauteur précipitée cumulée correspondant à l'axe de droite. Le KGE est le critère d'Efficacité Kling-Gupta. Les évènements ont été simulés avec le modèle d'Ecully discrétisé.

Le modèle montre sa capacité à reproduire la dynamique de cinq évènements sur huit. Il se peut que certains événements ne soient pas bien reproduits par le modèle. Tout d'abord, certaines valeurs de pointe modélisées ont été sous-estimées, comme le montrent l'événement n° 2 à 17 h et l'événement n°8 à 1 h. Certains événements comme l'événement n°6 et l'événement n° 2 ne sont pas bien reproduits, cependant, compte tenu des incertitudes le pic des observations pourrait être simulé.

Cependant, même si certains événements ne sont pas bien reproduits, l'ensemble des événements donne une valeur de KGE satisfaisante et pour presque tous les événements, l'hydrogramme en amont du déversoir du Ségala donne une forme satisfaisante pour les objectifs du modèle.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

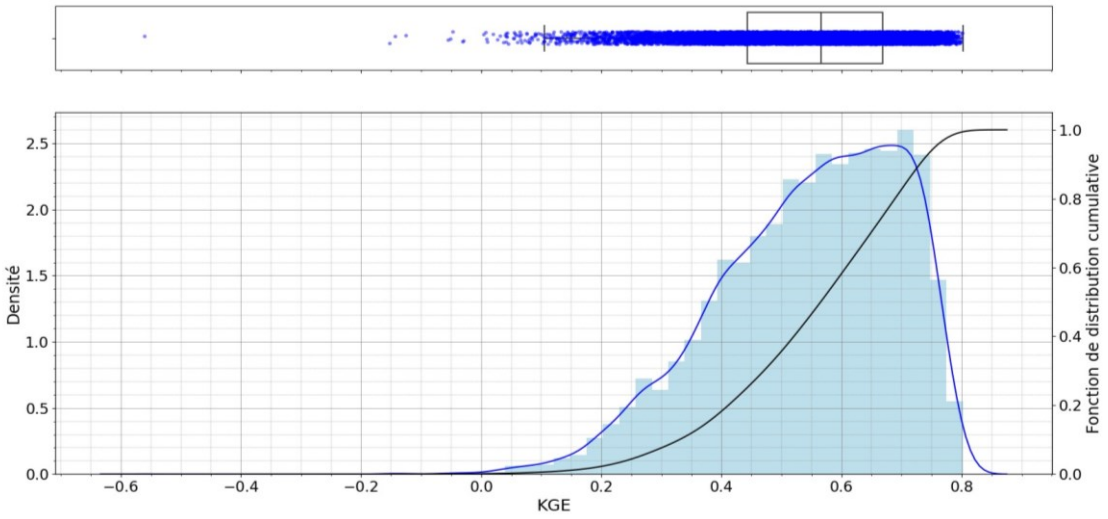


Figure 3.50 : Distribution des KGE obtenue à partir de la comparaison des simulations et observations d'une série constitué de 10 évènements pluvieux du sous-bassin versant L. 10^4 simulations ont été effectuées à partir de la simulation de jeux de paramètres fabriqués avec la méthode de Monte Carlo.

4.2.6 Sous-bassin K

Un ensemble de quatre événements pluvieux supérieur à 0.6 mm (*Tableau 3.21*) a été utilisé pour évaluer le modèle.

Les hydrogrammes simulés à l'exutoire du sous-bassin versant K, sont présentés dans la *Figure 3.49*. Pour ce cas, le modèle arrive à reproduire la dynamique de trois évènements observés. Cependant pour deux d'entre eux, les évènements n° 3 et n°7, le modèle sous-estime le pic.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

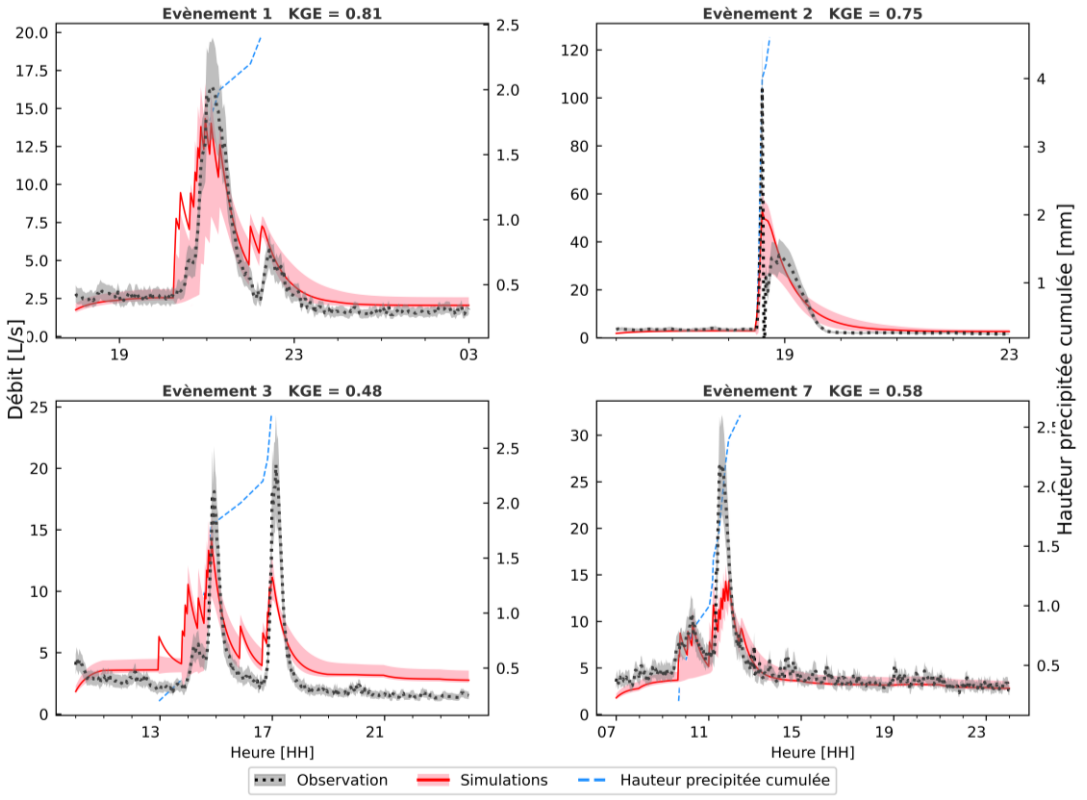


Figure 3.51: Comparaison entre simulations et observations de 4 évènements pluvieux du sous-bassin versant K. La ligne rouge et la couverture rose représentent l'hydrogramme moyen simulé et les incertitudes liées à l'ensemble des paramètres d'entrée. L'hydrogramme en pointillés noirs et la couverture grise représentent le débit observé à l'exutoire du bassin versant et les incertitudes liées aux observations. La ligne bleue en pointillés représente la hauteur précipitée cumulée correspondant à l'axe de droite. Le KGE est le critère d'Efficacité Kling-Gupta. Les évènements ont été simulés avec le modèle d'Ecully discrétisé.

L'incertitude associée aux débits simulés est le résultat des 10^4 simulations issues des de l'ensemble des paramètres possibles fabriqués avec MCM (Méthode de Monte Carlo). L'évaluation des 10^4 simulations a abouti à des valeurs des KGE supérieures à 0.55 pour 90 % de l'ensemble des jeux de paramètres, les 10 % restants allant de 0.40 à 0.55 (*Figure 3.50*).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

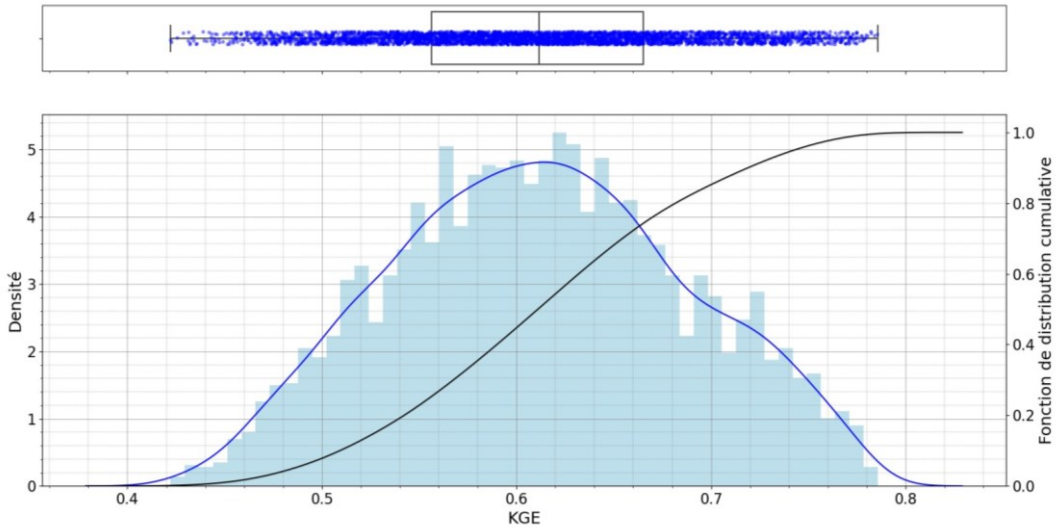


Figure 3.52: Distribution des KGE obtenus à partir de la comparaison des simulations et observations d'une série constitué de 10 évènements pluvieux du sous-bassin versant K. 10^4 simulations ont été effectuées à partir de la simulation de jeux de paramètres fabriqués avec la méthode de Monte Carlo.

4.2.7 Bassin versant de Figeac et exutoire du Pont du Gua

Le modèle discrétisé de Figeac a été évalué sur 12 évènements pluvieux, en confrontant cette fois-ci les données observées et simulées à l'exutoire du bassin versant dans son ensemble (qui est composé des 6 sous-bassins versants mentionnés dans les parties précédentes). La *Figure 3.51* montre les hydrogrammes mesurés et simulés pour chaque évènement. Nous constatons d'abord que, pour l'ensemble des événements, le débit simulé commence à augmenter quelques minutes après le début de la pluie. Les événements sont catégorisés en trois groupes selon la performance du modèle, au sens du critère KGE. Un premier groupe, comprenant les événements n°1, 7, 13 et 18, se distingue par un KGE supérieur à 0.55, indiquant une performance que nous considèrerons satisfaisante. Un second groupe est formé des événements n°3, 6, 8 et 16, pour lesquels le modèle reproduit partiellement l'événement. Dans ces cas, bien que plusieurs pics soient observés, le modèle ne parvient pas à tous les simuler correctement. Par exemple, pour les événements 3, 6 et 8, le deuxième pic de l'hydrogramme n'est pas reproduit par le modèle, tandis que pour l'événement 16, c'est le premier pic qui n'est pas simulé.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

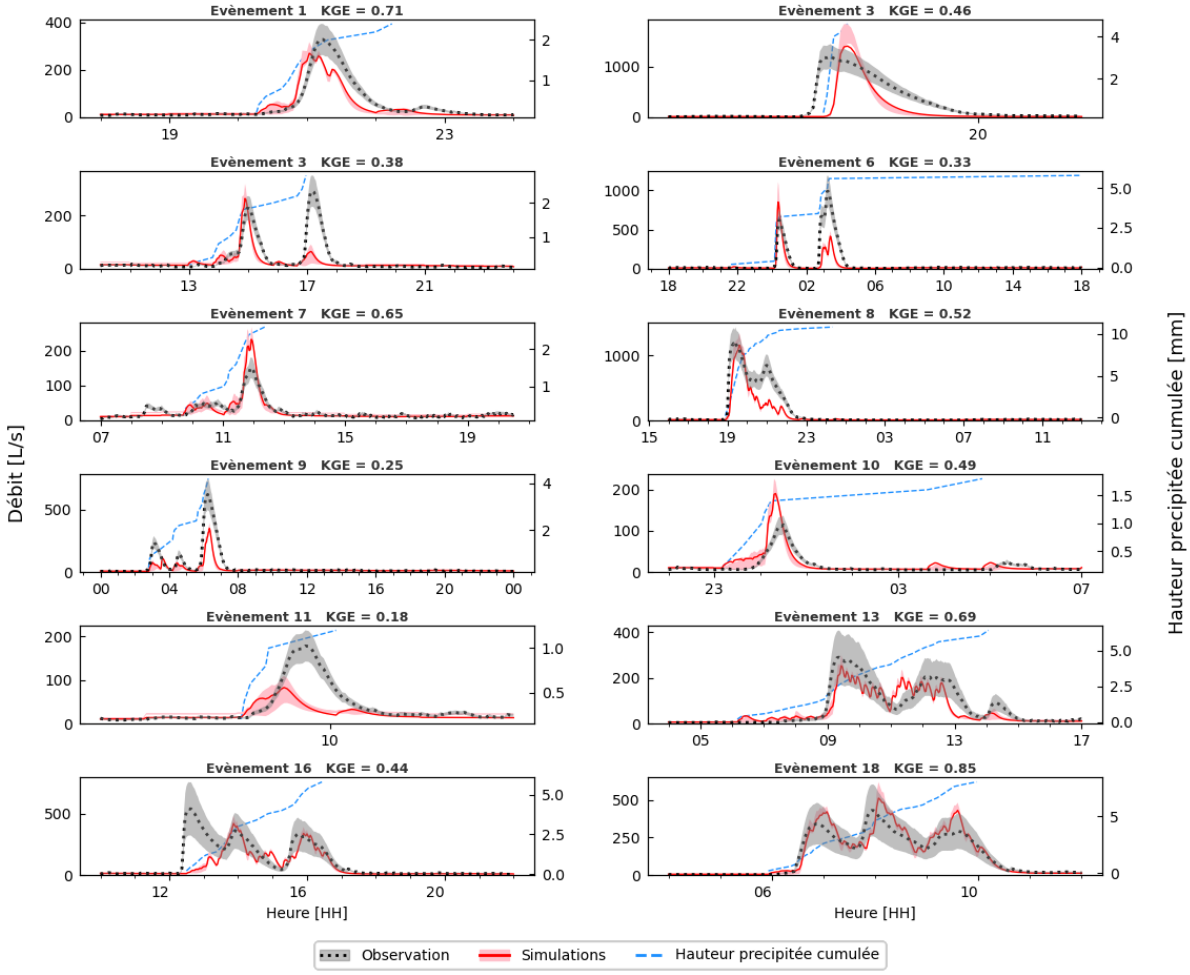


Figure 3.53: Comparaison entre simulations et observations de 12 évènements pluvieux à l'exutoire du bassin versant. La ligne rouge et la couverture rose représentent l'hydrogramme moyen simulé et les incertitudes liées à l'ensemble des paramètres d'entrée. L'hydrogramme en pointillés noirs et la couverture grise représentent le débit observé à l'exutoire du bassin versant et les incertitudes liées aux observations. La ligne bleue en pointillés représente la hauteur précipitée cumulée correspondant à l'axe de droite. Le KGE est le critère d'Efficacité Kling-Gupta. Les évènements ont été simulés avec le modèle de Figeac discrétisé.

La représentation partielle de l'ensemble des pics pourrait s'expliquer par l'hétérogénéité de la pluie qui n'est pas captée par le pluviomètre situé en aval du bassin versant, et le fait que le modèle suppose une pluie uniformément distribuée sur l'ensemble du bassin versant d'étude. Un exemple d'hétérogénéité est celui montré dans la *Figure 3.54* qui montre un cumul de 15 mm sur la zone Nord-Est et 10 mm dans le centre-ville.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

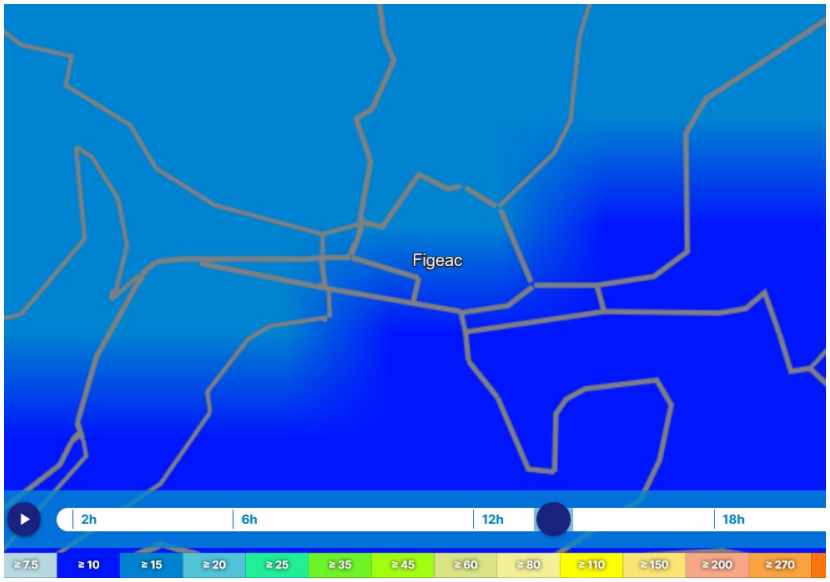


Figure 3.54 : Distribution spatiale de la pluie sur Figeac pour la pluie du 19/09/2012. Cumul sur 24h. Source : InfoClimat.

Malgré cette hétérogénéité, pour les 12 évènements considérés comme une série continue, l'évaluation du modèle a abouti à des valeurs de KGE supérieures à 0.57 pour 90 % de l'ensemble des jeux de paramètres, les 10 % restants allant de 0.52 à 0.57 (*Figure 3.55*).

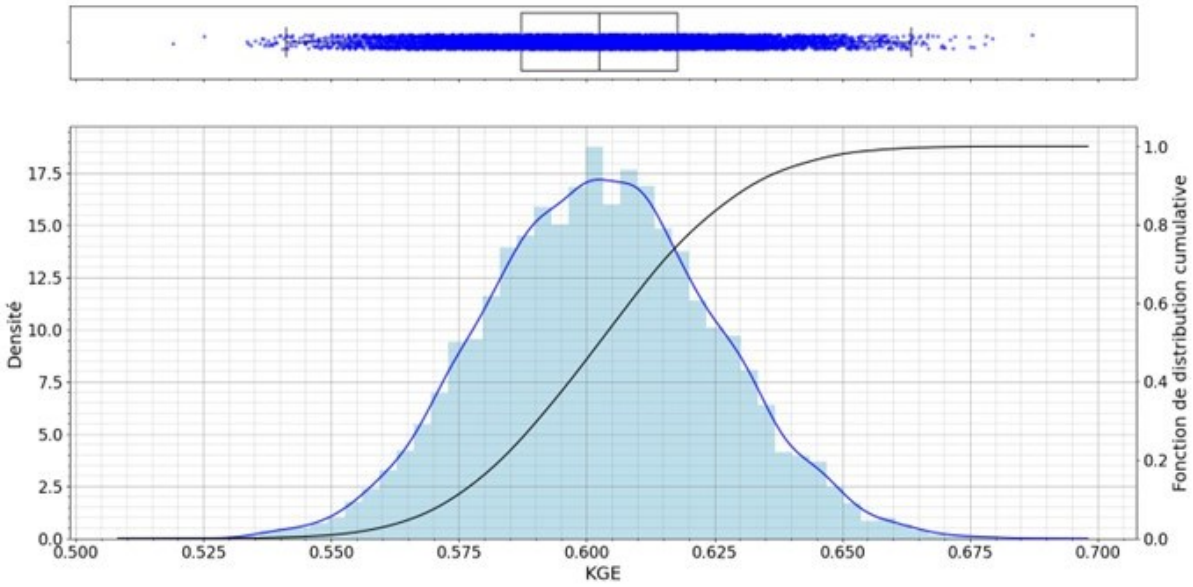


Figure 3.55 : Distribution des KGE obtenuu à partir de la comparaison des simulations et observations d'une série constituées de 10 évènements pluvieux du sous-bassin versant L. 10^4 simulations ont été effectuée à partir de la simulation de jeux de paramètres fabriqués avec la méthode de Monte Carlo.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Dans un second temps, le déversoir du Pont du Gua a été modélisé avec la courbe théorique (cf. *2.3.3 Déversoirs d'orage de Figeac*) déterminée par un seuil de déversement de 0.55 m^3/s.

Le tableau de contingence des évènements de déversement et non déversement est présenté ci-dessous, toujours pour le même ensemble de 19 événements pluvieux que précédemment. On observe que le modèle arrive à reproduire 3 évènements de déversement sur les 4 observés, et la totalité des événements de non-déversement.

Tableau 3.26: Tableau de contingence des évènements de (non) déversement du déversoir d'orage du Pont du Gua.

		Observation		
		Déversement	***Non déversement***	***Total***
Simulation	***Déversement***	3	0	3
	Non déversement	1	15	16
	Total	4	15	19

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

5 Conclusion de la modélisation semi-distribuée d'Ecully et de Figeac

Faisant suite à une modélisation globale des bassins versants développée au chapitre 2, ce troisième chapitre avait pour objectif d'explorer la modélisation semi-distribuée du bassin versant urbain pour prédire les déversements avec le modèle TONIC. Deux questions ont été posées : tout d'abord, comment estimer les paramètres des sous-bassins versants d'un modèle semi-distribué lorsque les données sont limitées et/ou lorsque les paramètres ont été définis pour le bassin versant dans sa globalité ; ensuite, quel est le niveau de performance de ces modèles semi-distribués pour simuler les déversements.

Pour répondre à la première question, les caractéristiques de sol spécifiques à chaque sous-bassin versant ont été déterminées grâce à des méthodes géomatiques de traitement des données spatiales. Nous soulignons ici l'importance des données géospatiales et des outils de Système d'Information Géographique (SIG) pour caractériser les états de surface et générer des paramètres indispensables pour notre travail.

Ensuite, concernant la deuxième question, les modèles des bassins versants d'Ecully et de Figeac ont été discrétisés et évalués. Pour Ecully, l'évaluation a été menée tant à l'échelle évènementielle qu'annuelle, tandis que pour Figeac, elle a été réalisée à l'échelle évènementielle, en utilisant les évènements disponibles sur les 3 mois d'observations.

D'une part, le modèle permet d'identifier la grande majorité des événements pluvieux générant un déversement, à l'exception de certaines pluies de faible cumul, pour lesquelles les incertitudes prédominent quant à l'occurrence ou non d'un déversement. La prédiction fine du volume déversé à l'échelle de chaque événement pluvieux s'avère être un objectif plus difficile à atteindre, surtout avec une connaissance partielle des lois hydrauliques qui régissent les déversements, et le recours nécessaire à des relations simplifiées. On constate ainsi une surestimation du volume déversé pour certains événements, et une sous-estimation pour d'autres, mais les écarts demeurent, en grande majorité, bornés dans un intervalle de ± 200 m^3 sur le bassin versant d'Ecully. A l'échelle de chroniques longues, le volume déversé annuel est reproduit avec une erreur relative assez faible, ce qui est partiellement dû à un phénomène de compensation entre les cas de sur- et sous-estimations à l'échelle de l'événement, mais demeure un résultat encourageant compte tenu de la complexité du système et du manque de données pour le caractériser.

En définitive, les développements proposés dans ce chapitre illustrent le fait que la modélisation des déversoirs d'orage reste encore un défi. La complexité de l'ouvrage mis en place sur le bassin versant d'Ecully a nécessité la mise en œuvre d'une approche de modélisation 3D pour établir une loi de déversement ; néanmoins, la généralisation d'une telle méthode nécessiterait un investissement important de la part des gestionnaires, et

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

l'acquisition de données très précises au niveau de chaque ouvrage (ce qui implique par ailleurs que ces derniers soient accessibles, ce qui n'est pas toujours le cas en pratique). Il demeure vraisemblable que certains cas d'étude (et peut-être même la plupart, dans les années à venir) doivent être appréhendés par une méthodologie proche de celle appliquée aux déversoirs d'orage de Figeac, où des modèles simplifiés ont été sélectionnés à partir d'une analyse de la géométrie des ouvrages et du plan du réseau d'assainissement. Enfin, il existe des cas plus complexes encore, dans lesquels on peut observer une influence aval du cours d'eau, voire une remontée de l'eau dans les conduites déversantes : cet exemple illustre plus généralement l'importance d'une compréhension du système et de son fonctionnement, avant même d'entamer une démarche de modélisation.

L'identification des limites et perspectives du chapitre nous conduisent à répéter une affirmation récurrente en hydrologie urbaine : la fiabilité des modèles s'enrichirait de périodes d'observation plus longues (cas de Figeac) et/ou de données spatialisées sur un bassin versant (cas d'Ecully). Dans le premier cas, cela permettrait notamment de tester la réponse du modèle pour une diversité de type de pluies ; dans le second cas, des points d'observation intermédiaires permettraient d'avoir une connaissance plus approfondie du territoire et de ses hétérogénéités, et ainsi de valider – ou non – les hypothèses que nous avons été amenés à faire pour spatialiser les paramètres du modèle.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Chapitre 4

Modélisation des stratégies de gestion des eaux pluviales à la source à l'échelle du bassin versant urbain

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Avant-propos

L'objectif principal de ce chapitre est de modéliser des scénarios de réduction des déversements pour différents degrés de déploiement d'ouvrages de gestion à la source. Les résultats nous permettront de caractériser la réponse hydrologique des différents sous-bassins versants afin de cibler celui/ceux où il serait le plus pertinent d'agir et d'évaluer l'effort à mettre en place afin de réduire les déversements et atteindre les objectifs règlementaires. Deux stratégies de gestion des eaux pluviales seront définies, modélisées et comparées : la stratégie de déconnexion et la stratégie de désimperméabilisation.

Dans ce chapitre nous utiliserons le modèle semi-distribué appliqué aux sites d'étude d'Ecully et de Figeac présentés dans le *Chapitre 3*. Nous évaluerons les différentes simulations avec les indicateurs décrits dans ce même chapitre, et nous chercherons à répondre à ces trois questions :

- Comment un modèle hydrologique et hydraulique simplifié peut-il être utilisé pour aider à la planification urbaine ?
- Quel est l'effet d'un déploiement ciblé d'ouvrages de gestion des eaux pluviales à la source au sein d'un sous-bassin versant sur la réduction des volumes et fréquence des déversements ?
- Quels seraient les efforts à faire pour réduire les déversements et être en conformité avec les indicateurs prescrits par la réglementation ?

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

1 Introduction

La gestion des eaux pluviales à la source est de plus en plus utilisée pour atténuer les impacts négatifs du vieillissement du réseau d'assainissement et de l'urbanisation croissante. L'approche traditionnelle, qui consiste à traiter l'eau pluviale comme une nuisance, voire un déchet, à évacuer rapidement et de manière souterraine via le réseau d'assainissement, cède la place à une vision où cette eau est perçue comme une ressource précieuse. L'objectif est désormais de récupérer l'eau au plus près de son point de chute pour, en plus de pallier les insuffisances du réseau, favoriser la régénération du cycle hydrologique.

La mise en œuvre de la gestion des eaux pluviales à la source a été discutée par de nombreux auteurs ces dernières années. Parmi eux, Chocat et Cherqui (2018) citent les infrastructures telles que les parkings perméables, les toitures végétalisées, les noues et les tranchées d'infiltration. Plusieurs études expérimentales à l'échelle de la parcelle ont montré l'efficacité de ces ouvrages à maitriser le ruissellement de surface et à atténuer la contamination du milieu récepteur superficiel (Garnier, 2020; Tedoldi, 2017), et ont mis en évidence des co-bénéfices sur l'environnement et l'urbanisme (Flanagan et al., 2019; Raymond et al., 2017). Par exemple, dans des rues en plein cœur de la ville de Lyon (Rues Vauban et Juliette Récamier), la Métropole de Lyon a désimperméabilisé dix fosses d'arbres (49 m^2 pour la rue Vuaban et 29 m^2 pour la rue Juliette Récamier) et déconnecté les chaussées pour rediriger l'écoulement vers les fossés. Cet aménagement a conduit à une gestion totale du ruissellement pour les pluies de période de retour de 1 à 5 ans soit une hauteur précipitée de l'ordre de 15 mm, et à une augmentation de l'évapotranspiration liée à la croissance des arbres qui sont maintenant davantage alimentés en eau (Caltran and Sanabria, 2023).

Cependant, l'effet du déploiement de ces ouvrages à l'échelle d'un bassin versant urbain est mal connu (Golden and Hoghooghi, 2018). Une réflexion intégrée à l'échelle du territoire est nécessaire afin d'optimiser au maximum ces aménagements au regard des contextes locaux. L'approche expérimentale demeurant encore difficile à mettre en place à l'échelle du bassin versant due aux difficultés liées à la l'instrumentation à grande échelle et à long terme, nécessaires pour une observation des effets sur le système urbain des infrastructures de gestion des eaux pluviales (Li et al., 2017; Pennino et al., 2016; Walsh et al., 2022). Ainsi, la modélisation demeure un outil pertinent pour évaluer différents configurations (emplacement, nombre et type d'ouvrages) à travers une analyse de scénarios. Le niveau de détail apporté à la description de ces ouvrages et aux différents processus hydrologiques dans les modèles dépend en grande partie des usages pour lesquels ils sont développés, des échelles spatiales et temporelles considérées – recherche, aide à la conception ou encore aide à la décision pour l'aménagement de bassins versants urbains de taille importante – ainsi que de la quantité

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

et de la qualité des données disponibles pour construire et alimenter le modèle. Ahiablame et al. (2012) identifient ainsi deux approches pour la modélisation des ouvrages de gestion des eaux pluviales à la source :

- Une prise en compte explicite des différents processus hydrologiques dans les ouvrages. Des outils de modélisation (i.e., SWMM, MUSIC, Infoworks…) comportant un module « ouvrage de gestion d'eau pluviale à la source » sont souvent utilisés pour modéliser le déploiement des ouvrages. Cette approche nécessite une quantité importante de paramètres, obtenus à partir de la littérature, des manuels d'utilisation des outils, ou de mesures réalisées sur des ouvrages similaires à ceux qui sont modélisés, pour représenter les différentes couches (surface, sol, stockage, drainage) et les processus hydrologiques (infiltration, percolation, ruissellement, évapotranspiration, infiltration profonde). Leur modélisation est donc complexe et exigeante en données (souvent non disponibles) et en temps de calcul ;

- Une représentation globale du déploiement des ouvrages. L'ensemble des ouvrages est représenté soit par un ouvrage « équivalent » mis en place sur un ou plusieurs sous-bassin(s) versant(s), soit par un « effet cumulé attendu » de ces ouvrages : ce dernier est caractérisé par des paramètres d'entrée (par exemple, une modification du coefficient de ruissellement et/ou des pertes initiales du sous-bassin versant).

Dans ce chapitre, deux stratégies de gestion des eaux pluviales, la déconnexion et la désimperméabilisation, sont étudiées sur les deux sites d'étude d'Ecully et de Figeac. Le modèle TONIC semi-distribué présenté au chapitre 3 a été utilisé et des simulations en continu sur 5 ans ont été réalisées pour tester les performances des différents scénarios. L'analyse des résultats permettra d'estimer la performance des stratégies de gestion des eaux pluviales à la source pour la réduction des déversements, en volume comme en fréquence.

2 Matériel et méthodes

2.1 Stratégie de gestion des eaux pluviales : terminologie

La gestion des eaux pluviales à la source offre une variété de stratégies territoriales, allant du choix du type d'ouvrage à son mode d'application, permettant ainsi de cibler spécifiquement les enjeux concernés. Avec le temps, différentes terminologies ont été développées pour nommer ces ouvrages. A titre d'exemple nous avons : solutions fondées sur la nature (SfN), ouvrages de gestion à la source, solutions compensatoires, techniques alternatives (TA) et de nombreuses autres, répertoriées par Chocat et al. (2022), Castellar et al. (2021) et Fletcher et al. (2015). Leurs noms reflètent souvent les critères qui ont prévalu à leur conception et la stratégie associée, comme infrastructure

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

verte, solutions hybrides ou encore les solutions sans tuyaux (Chocat et al., 2022).

Dans le cadre de cette thèse, nous allons décrire deux principaux types de stratégies : la désimperméabilisation et la déconnexion. La première, la désimperméabilisation, a pour principe de redonner de la perméabilité aux sols imperméables urbains. Cette stratégie met l'accent sur les solutions reposant sur l'absence de contribution de certaines surfaces aux écoulements superficiels d'un bassin versant (jusqu'à un certain type de pluie) à travers des ouvrages perméables végétalisés ou non végétalisés. La deuxième, la déconnexion des eaux pluviales, repose sur l'idée d'orienter le ruissellement issu des aménagements imperméables (bâtiments, chaussées imperméables, trottoirs et parkings) vers un ouvrage autre que le réseau d'assainissement (d'où le mot déconnexion) afin de stocker, puis laisser s'infiltrer et/ou s'évaporer les flux d'eau collectés.

2.1.1 Modélisation de la stratégie de déconnexion

La stratégie de déconnexion a pour objectif de déconnecter les surfaces raccordées au réseau d'assainissement, qu'elles soient imperméables et/ou perméables, en utilisant des surfaces perméables (parcs, bas-côtés, etc.) dans lesquelles des ouvrages perméables (et souvent végétalisés) sont mis en place (*i.e.* noues, jardins de pluie, tranchées, revêtements perméables). Une fraction du ruissellement urbain est alors interceptée par ces ouvrages où elle sera stockée et vidangée, soit par infiltration, soit par évapotranspiration (processus non représenté dans notre modèle). Si ces infrastructures sont saturées, le ruissellement excédentaire est alors réorienté vers le réseau par un trop-plein.

Dans notre modèle, cette combinaison d'ouvrages est représentée comme un ouvrage équivalent au sein d'un sous-bassin versant. Les processus hydrologiques sont conceptualisés à travers le paramètre de pertes initiales. Les échanges avec la nappe sont négligés, de même que l'évapotranspiration entre deux événements pluvieux : on suppose que les ouvrages sont en mesure d'intercepter les x premiers millimètres de chaque pluie, le surplus rejoignant le réseau. Nous supposons, en d'autres termes, que l'eau interceptée par l'ensemble des ouvrages est indépendante des caractéristiques de la période de temps sec qui précède la pluie.

La *Figure 4.1* illustre l'effet d'une stratégie de déconnection sur les débits à l'exutoire du bassin versant d'Ecully (en amont du déversoir d'orage), pour trois évènements pluvieux contrastés (13, 19 et 50 mm, respectivement). Nous avons simulé l'effet d'une interception des x premiers millimètres en faisant varier la valeur de x entre 0 et 25 mm (voir la légende à droite de la *Figure 4.1*). Avec une telle modélisation, la stratégie de déconnection agit sur le début de l'hydrogramme, et contribue donc à atténuer, voire supprimer, les pics de débit si ces derniers surviennent en début d'événement pluvieux. Dans l'exemple ci-dessous, sur l'événement le plus faible des trois (gauche), une interception des 7 premiers millimètres suffirait à supprimer totalement le déversement

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

provoqué par un dépassement du seuil de 0.4 m^3/s. Il faudrait atteindre une interception d'environ 15 mm pour parvenir à réduire le déversement sur l'événement intermédiaire (milieu). En revanche, une fois que la pluie cumulée dépasse 30 mm, le modèle ne prévoit plus aucun effet de l'« ouvrage équivalent », le réservoir sol est saturé et le ruissellement des surfaces perméables aménagées commence. Cela est illustré par l'exemple de droite, où la fin de l'hydrogramme est identique quelle que soit le degré d'interception : même une interception de 25 mm ne supprimerait pas entièrement le déversement généré par cette pluie.

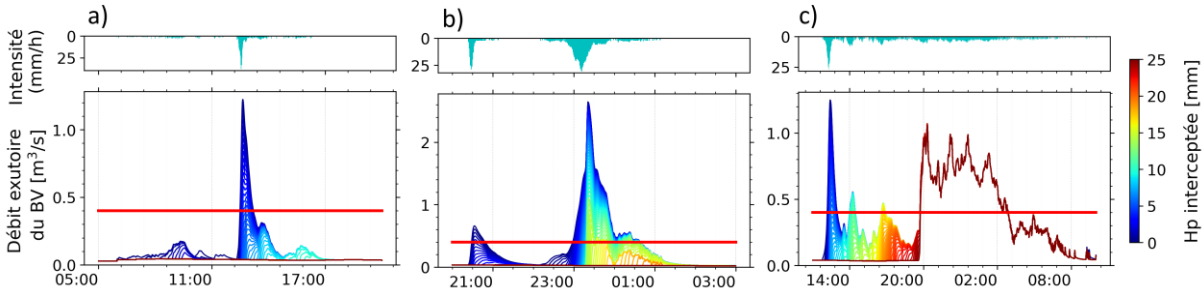


*Figure 4.1: Evolution des hydrogrammes simulés à l'exutoire du bassin versant pour a) une faible pluie de 13 mm, b) une pluie moyenne de 19 mm et c) une pluie plus importante de 50 mm, en fonction de la hauteur précipitée (**Hp**) interceptée sur l'ensemble du sous-bassin versant. Le trait horizontal rouge est le seuil de déversement pour cet exemple.*

2.1.2 Modélisation de la stratégie de désimperméabilisation

La modélisation de la stratégie de désimperméabilisation est basée sur un changement des caractéristiques de la surface imperméable, représentant la dissémination d'ouvrages perméables et/ou végétalisés (toitures végétalisées, parkings perméables, noues, jardins de pluie).

On rappelle que le modèle dispose de deux types de surfaces par sous-bassin versant : les surfaces imperméables (A_{imp}, *Figure 4.2*, *a*) et les surfaces perméables (A_{per}, *Figure 4.2*, *a*). La stratégie de désimperméabilisation a été modélisée en remplaçant les surfaces imperméables par des surfaces perméables aménagées, c'est-à-dire conçues hydrauliquement pour collecter, stocker et infiltrer les eaux de pluie. Par conséquent, ces nouvelles surfaces perméables ($A_{désimp}$, *Figure 4.2*, *b*) ont des caractéristiques hydrologiques différentes des surfaces perméables sans aménagement (A_{per}, *Figure 4.2*, *b*).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

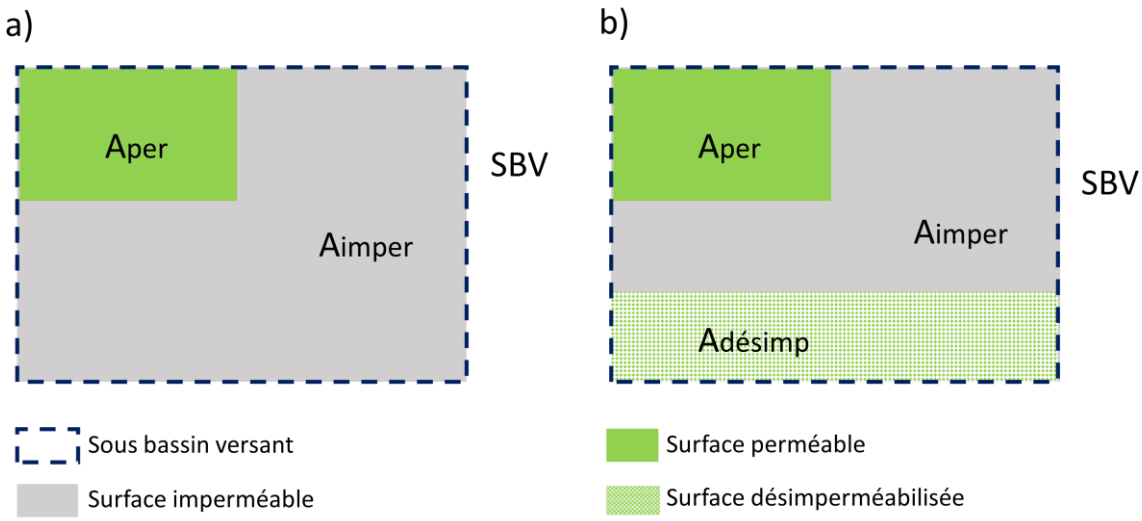


*Figure 4.2: Illustration de la représentation de la désimperméabilisation d'un sous-bassin versant (**SBV**). a) Etat initial du SBV muni d'une surface imperméable (A_{imp}) et d'une surface perméable (A_{per}). b) Après désimperméabilisation avec une surface perméable désimperméabilisée ($A_{désimp}$) ayant des caractéristiques de ruissellement différentes que Aper. Les rectangles gris représentent les surfaces imperméables (toitures, parking, routes) et les rectangles verts des espaces perméables.*

Au sein d'un sous-bassin versant (où, par définition, on ne tient compte d'aucune variabilité spatiale), les ouvrages de gestion à la source végétalisés sont représentés comme un seul et même ouvrage « équivalent » (illustré par la surface $A_{désimp}$ *Figure 4.2*, *b*). Le réseau d'assainissement restant le même, nous ferons l'hypothèse que (1) ces nouvelles surfaces perméables ($A_{désimp}$) contribuent également aux eaux claires parasites évènementielles dès lors que la quantité d'eau infiltrée dépasse un certain seuil $S_{inf.}$; et (2) cette contribution se fait dans des proportions identiques à celle des surfaces perméables, représentée mathématiquement par le coefficient d'infiltration CR_{RII}.

Pour des pluies dont le cumul dépasse le seuil S_{sol}, nous supposons que ces surfaces perméables aménagées peuvent générer un écoulement vers le réseau, au même titre que les surfaces perméables « sans amenagement » A_{per}. Le comportement hydrologique de cette surface $A_{désimp}$, est décrit par un coefficient de ruissellement de surface ($CR_{désimp}$) potentiellement différent de CR_{per}. Trois hypothèses ont été confrontées pour estimer ce coefficient $CR_{désimp}$:

- Hypothèse 1 : Même coefficient de ruissellement que les surfaces perméables sans aménagement : $CR_{désimp} = CR_{per}$.
- Hypothèse 2 : Une capacité de rétention et infiltration supérieure à celle des surfaces perméables existantes ($CR_{désimp} = 0{,}5 \times CR_{per}$)
- Hypothèse 3 : Zéro rejet, même pour les évènements extrêmes ($CR_{désimp} = 0$) : les nouvelles surfaces végétalisées infiltrent toute l'eau quelle que soit la pluie.

Un test de sensibilité a été effectué sur une chronique de pluie d'un an (*Figure 4.3*) pour discuter ces trois hypothèses.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Comme on pouvait s'y attendre, les résultats révèlent d'une part que pour les trois hypothèses simulées, une augmentation de la surface désimperméabilisée conduit à une réduction du volume déversé sur une période de 1 an. En effet, augmenter les surfaces perméables aménagées parvient à réduire le volume d'eau de pluie atteignant le réseau : pour les petits événements pluvieux, ces surfaces ne génèrent aucun rejet ; dans le cas des événements moyens, elles contribuent aux flux dans le réseau via l'infiltration des eaux claires parasites évènementielles ; enfin, pour les grands événements pluvieux, ces surfaces $A_{désimp}$ contribuent aux flux dans le réseau à la fois par les eaux claires parasites évènementielles et par le ruissellement des surfaces, avec une proportion fonction de l'hypothèse H1, H2 ou H3. D'autre part, la différence du volume déversé selon les trois hypothèses s'accentue progressivement, atteignant un écart maximal d'environ 10%, que nous considérons raisonnable, pour le degré le plus élevé de désimperméabilisation envisagé pour ce bassin versant (+12%) comme illustré dans la *Figure 4.3*.

En effet, pour des valeurs de désimperméabilisation inférieures à 10 % de la surface totale du bassin versant, la différence entre les trois hypothèses est négligeable (<10%). Dans la suite de ce chapitre, nous avons choisi d'opter pour une hypothèse médiane caractérisée par un coefficient de ruissellement $CR_{désimp} = CR_{per} \times 0{,}5$. Cette hypothèse est aussi plus pertinente étant donné que les surfaces désimperméabilisées ont une capacité de rétention et d'infiltration supérieure à celle des surfaces perméables existantes, et qu'il n'est pas réaliste de supposer un zéro rejet pour les événements extrêmes.

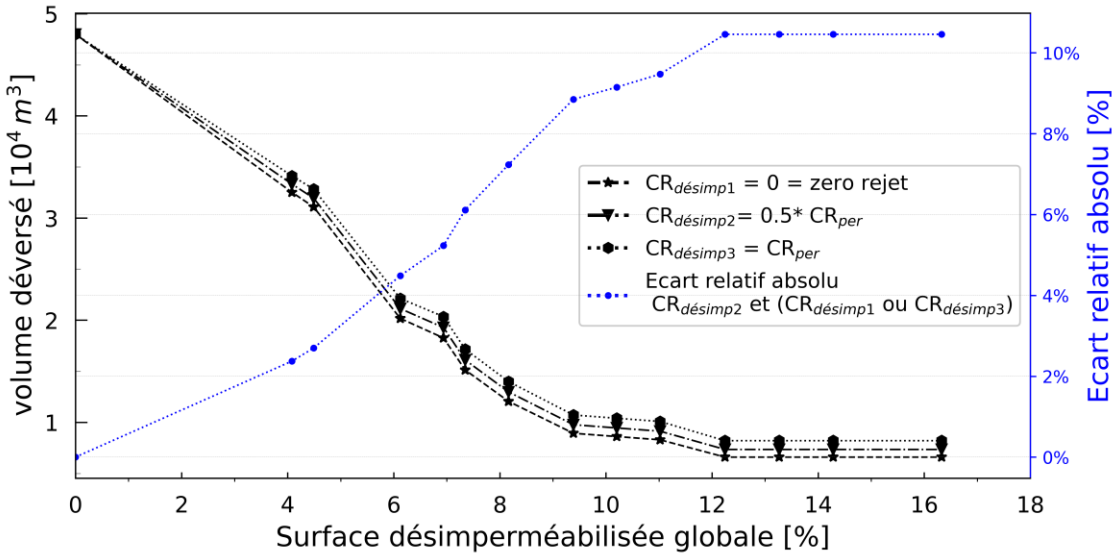


Figure 4.3: Test de sensibilité du coefficient de ruissellement des surfaces désimperméabilisées. Trois tests ont été effectués : (i) un coefficient de ruissellement (CR_{desimp}) égal à zero (ii) un CR_{desimp} égal à la moitié du CR des surfaces perméables avant aménagement (CR_{per}) et (iii) un CR_{desimp} égal à CR_{per}. Période de simulation : un an.

La *Figure 4.4* illustre l'effet d'une stratégie de désimperméabilisation sur les débits à l'exutoire (en amont du déversoir d'orage), pour les mêmes trois évènements pluvieux présentés dans la stratégie de déconnexion (*i.e.* 13, 19 et 50 mm, respectivement). Nous

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

avons simulé l'effet d'une désimperméabilisation des x % de surfaces imperméables du bassin versant en faisant varier la valeur de x entre 0 et 42 %, avec 45% la surface maximale possible (totalité des surfaces initialement imperméables sur le bassin versant utilisé comme exemple). Une telle approche de modélisation agit sur une diminution du débit sur l'ensemble de l'hydrogramme dans le réseau. Dans l'exemple ci-dessous, nous pouvons observer que pour une petite pluie, une désimperméabilisation hypothétique de 30% du bassin versant serait suffisante pour supprimer totalement le déversement. En revanche, pour les événements de moyen et grand cumul, il serait nécessaire d'atteindre une désimperméabilisation d'environ 35% du bassin versant pour parvenir à supprimer presque intégralement le volume déversé. Pour une désimperméabilisation maximale de 45% (courbe rouge foncé), les composantes du flux en amont du déversoir d'orage différent d'une pluie à l'autre : seul le flux de temps sec est observé pour une petite pluie, tandis que pour une moyenne pluie, le flux en amont du DO est lié au débit de temps sec ainsi qu'aux eaux claires parasites évènementielles s'infiltrant avec un CR_{inf} (*Figure 4.4*, *b*); enfin, pour une pluie importante, l'hydrogramme résultant de ce niveau de désimperméabilisation est constitué du débit de temps sec, des eaux claires parasites évènementielles ainsi que du ruissellement des surfaces perméables non aménagées et des surfaces désimperméabilisées, caractérisées respectivement par CR_{per} et $CR_{désimp}$ (*Figure 4.4*, *c*). Cela montre qu'en raison des défaillances du réseau dû à des problèmes d'étanchéité et du ruissellement qui finit toujours par se mettre en place, même sur des surfaces « perméables », on ne supprimera vraisemblablement jamais la totalité du flux dans les réseaux avec de la gestion à la source des eaux pluviales

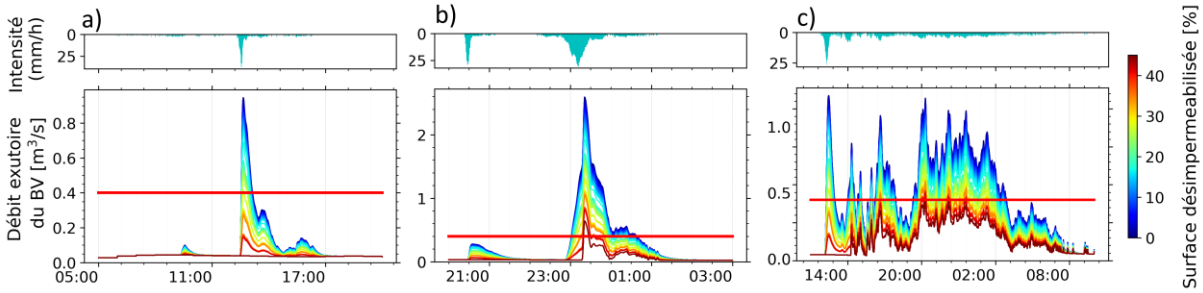


Figure 4.4 : Evolution des hydrogrammes simulés à l'exutoire du bassin versant pour a) une pluie petite de 13 mm, b) une pluie moyenne de 19 mm et c) une grande pluie de 50 mm, en fonction de la surface désimperméabilisée sur l'ensemble du sous-bassin versant. Le trait horizontal rouge est le seuil de déversement.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

2.2 Elaboration des scénarios

2.2.1 Scénarios de déconnexion

Afin d'élaborer des stratégies de gestion des eaux pluviales réalistes, il est nécessaire de caractériser la pluviométrie des deux sites d'étude. Cela a été réalisé avec 5 années d'observations disponibles pour chaque site. La courbe de fréquence cumulée sur la période de 2005 à 2010 de la pluviométrie du bassin versant d'Ecully (*Figure 4.5*) montre qu'environ 90% des évènements pluvieux sont inférieurs à 10 mm. On retrouve les mêmes statistiques sur la période de 2015 à 2020 pour Figeac. Cette évaluation préliminaire des événements pluvieux nous indique que des scénarios de déconnexion correspondant à une hauteur précipitée interceptée maximale de 25 mm (soit une interception totale de 90% des pluies observées) sont pertinents et en cohérence avec les caractéristiques de la pluviométrie locale. Ainsi, des scénarios de déconnexion allant de 0 à 25 mm de hauteur précipitée interceptée ont été simulés pour chacun des sous-bassins versants.

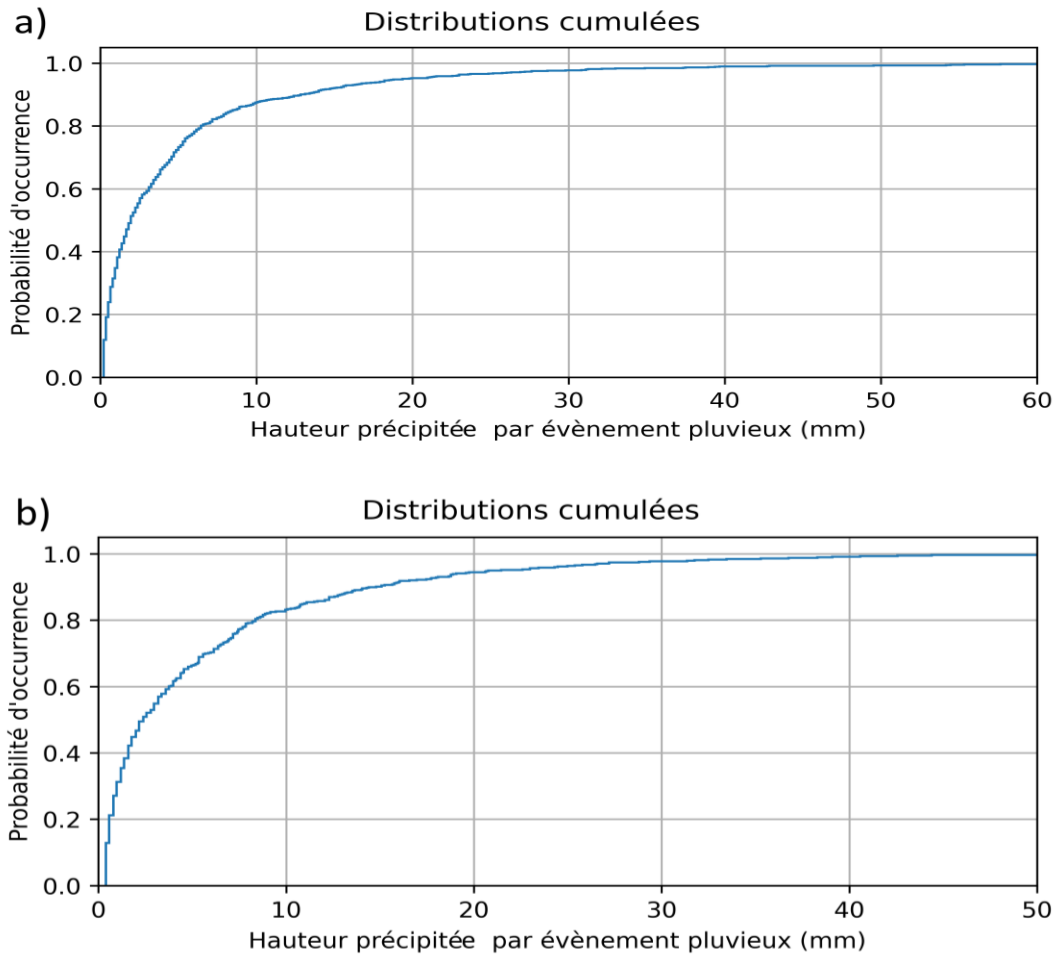


Figure 4.5: Evolution de la probabilité de non-dépassement (fonction de répartition empirique) des évènements pluvieux observés en fonction de la hauteur précipitée dans a) le bassin versant d'Ecully sur la période de 2005-2010 et b) le bassin versant de Figeac sur la periode de 2015 à 2020.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

2.2.2 Scénarios de désimperméabilisation

Des scénarios de désimperméabilisation proposant une gamme de surfaces désimperméabilisées allant de 0 ha à la surface imperméable maximale (*Tableau 4.1*) ont été simulés pour chacun des sous-bassins versants de manière indépendante. Notons que le scenario extrême, prenant en compte la désimperméabilisation de toute la surface imperméable, impliquerait notamment la mise en place de toitures végétalisées ou de cuves de récupération des eaux pluviales sur tous les bâtiments, et est donc très probablement irréaliste, compte tenu des infrastructures de certains bâtiments incapables de supporter un tel ouvrage.

Tableau 4.1: Surfaces imperméables disponibles par sous-bassin versant (SBV) pour les cas d'étude d'Ecully et de Figeac

Surface imperméable par sous-bassin versant (ha)						
Ecully	***SBV A***	***SBV B***	***SBV C***	***SBV D***	***SBV E***	***SBV F***
Surface imperméable [ha]	23	27	18	17	11	11
Fraction de surface imperméable par rapport à la surface du SBV (%)	55	55	42	34	47	37
Fraction de surface imperméable par rapport à la surface totale du BV (%)	9	11	7	7	4	4
Figeac	***SBV S***	***SBV R***	***SBV O***	***SBV N***	***SBV L***	***SBV K***
Surface imperméable [ha]	34	13	3	5	4	4
Fraction de surface imperméable du SBV (%)	54	59	71	68	58	61
Fraction de surface imperméable par rapport à la surface totale du BV (%)	32	12	3	5	4	4

2.3 Stratégie d'analyse des simulations

2.3.1 Définition des indicateurs et échelle temporelle

Pour chaque simulation, dans le but d'évaluer l'impact de chaque scénario sur les déversements, les indicateurs hydrologiques annuels suivants sont calculés :

- La réduction du volume déversé ($V_{simulé}$) par rapport au volume déversé simulé au *statu quo*, c'est-à-dire dans la configuration sans désimperméabilisation ni déconnexion ($V_{référence}$)

$$\frac{V_{référence} - V_{simulé}}{V_{référence}} \cdot 100\% \qquad \textit{Equation 4.1}$$

- Le ratio du volume déversé rapporté au volume total produit en amont du déversoir d'orage ($V_{tot\ simulé}$), qui contrairement au volume $V_{référence}$, varie selon le scénario considéré puisqu'il est impacté par la présence d'ouvrages.

$$\frac{V_{simulé}}{V_{tot\ simulé}} \cdot 100\% \qquad \textit{Equation 4.2}$$

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

- Le nombre de jours de déversements par an.

Les chroniques de précipitation disponibles sont utilisées pour simuler les différents scénarios (i.e., pour Ecully la période de 2005 à 2010 et pour Figeac la periode de 2015 à 2020). Pour chaque simulation, les indicateurs décrits précédemment sont calculés pour chacune des cinq années. On retiendra la valeur mediane, le minimum et le maximum pour discuter de la variabilité des résultats.

3 Résultats et discussions

3.1 *Status quo* du modèle d'Ecully et Figeac

Avant de montrer le détail des résultats des scénarios de déconnexion et de désimperméabilisation, nous avons caractérisé les déversements pour les deux sites d'étude (*Figure 4.6*). Afin de simuler une année pluviométrique composée d'évènements modérées et intenses, les paramètres d'Ecully ont été utilisés comme référence pour les paramètres non calés de Figeac. Tout d'abord, les résultats de 5 années pluviométriques simulées pour Ecully (2005-2010) et Figeac (2015-2020) montrent que 43 % (152 sur 356 pluies) et 40 % (123 sur 306 pluies) des pluies causent un déversement, respectivement, au droit du déversoir d'Ecully Valvert et du déversoir du Pont du Gua. Parmi ces pluies, la *Figure 4.6* illustre le volume annuel déversé simulé par type de pluie. Les pluies courantes (hauteur cumulée <15 mm) représentent ~10 et 20 % du volume annuel déversé, respectivement pour Ecully et Figeac. Pour les pluies moyennes (comprises entre 15 et 30 mm) cette proportion augmente de ~10 % par rapport aux pluies faibles (~20 et 30 % du volume annuel déversé). Cependant, la contribution estimée des grandes pluies (>30 mm) est de trois quarts du volume annuel déversé pour Ecully, et de la moitié pour Figeac.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

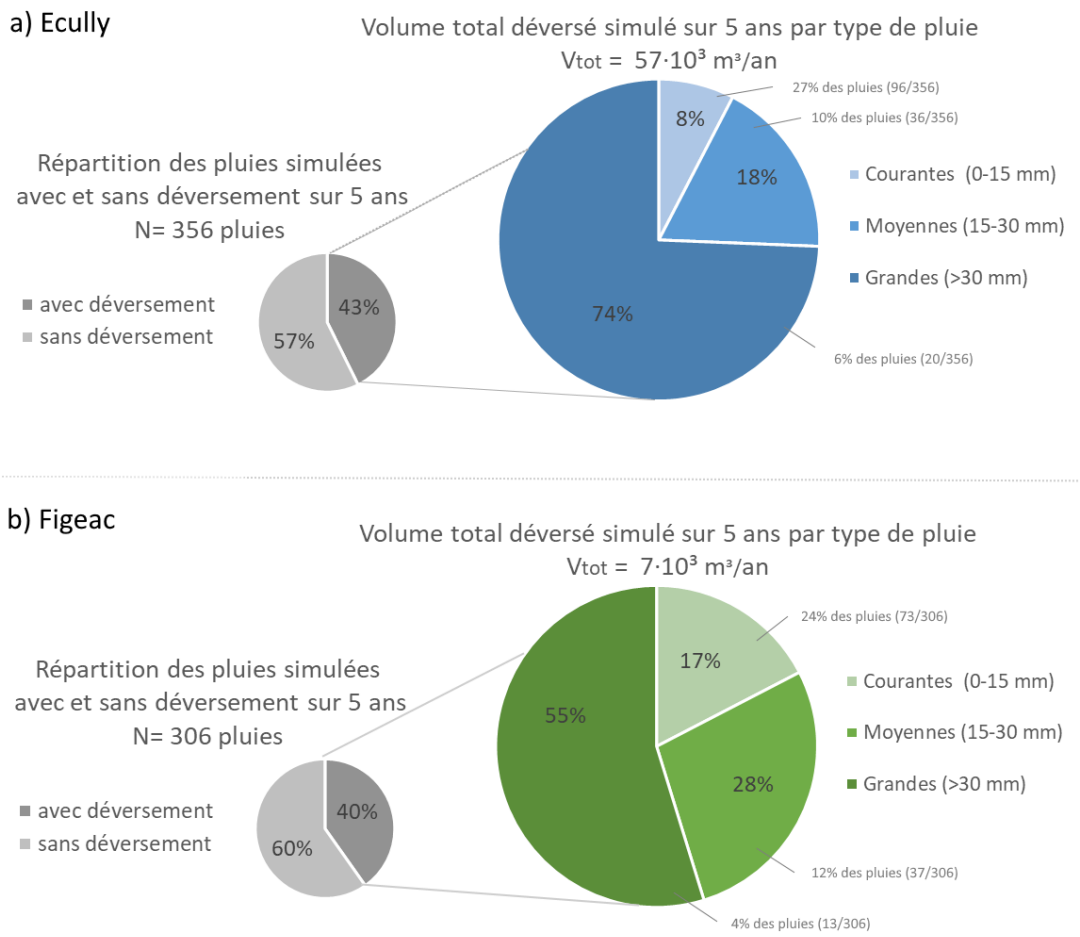


Figure 4.6 : Répartition des pluies simulées avec et sans déversements sur 5 ans et le volume total déversé simulé par type de pluie pour le cas a) d'Ecully (2005 à 2010) et b) de Figeac (2015 à 2020).

3.2 Efficacité d'une stratégie de déconnexion sur les déversements

Des stratégies de déconnexion ont été simulées pour les 6 sous-bassins versants d'Ecully et de Figeac. Nous avons donc simulé la mise en place d'ouvrages de gestion à la source capables d'intercepter les x premiers millimètres (mm) de la pluie pour un sous-bassin versant spécifique. Pour cela, 11 scénarios ont été simulés pour chaque sous-bassin versant, avec l'interception des 5, 7, 9, 10, 12, 13, 15, 20, 22, 24 et 25 premiers millimètres de chaque évènement pluvieux.

L'efficacité des stratégies de déconnexion est évaluée par le biais des trois indicateurs présentés ci-dessus (réduction du volume de déversement, ratio entre le volume déversé et le volume amont et nombre de déversements) caractérisant les déversements médians annuels ayant lieu au droit du déversoir d'Ecully Valvert et du Pont du Gua situés, respectivement, à l'exutoire des bassins versants d'Ecully et de Figeac.

3.2.1 Performance d'une stratégie de déconnexion à l'échelle annuelle

Dans un premier temps, les résultats obtenus pour les deux cas d'études en termes de

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

réduction des volumes déversés annuels sont présentés dans la *Figure 4.7*.

Tout d'abord on observe que dès les premiers millimètres interceptés, quel que soit le sous-bassin versant et le cas d'étude, il y a un effet sur la réduction du volume déversé. En analysant la forme des courbes obtenues pour chaque sous-bassin versant, on observe une augmentation initiale rapide puis la courbe s'infléchit jusqu'à devenir quasiment horizontale (efficacité marginale quasiment nulle). On constate que pour une interception des 15 premiers millimètres de pluie, le volume déversé annuel est réduit considérablement quel que soit le sous-bassin versant (par exemple de 15 % si l'on cible le sous-bassin versant « B » d'Ecully, et 20 % pour le sous-bassin versant « R » de Figeac). Pour une interception de plus de 15 mm, le gain en matière de réduction des déversements devient plus limité. En effet, à partir d'au moins 15 mm interceptés, il n'y a plus de ruissellement de surface pour les petites pluies dans le sous-bassin versant ciblé et le ruissellement pour les pluies moyennes et grandes est atténué. Cela confirme les travaux précédent de Caltran and Sanabria (2023) et Garnier, (2020) : l'interception des 15 premiers millimètres de pluie a un impact important sur la réduction du volume ruisselé et par conséquent sur les volumes déversés.

Ensuite, nous observons que l'efficacité d'un même scénario sur la réduction du volume déversé varie en fonction du sous-bassin versant. Le classement du sous-bassin versant le plus performant au moins performant en termes de réduction du volume déversé est le suivant pour le cas d'Écully :

- B (28 ha imp) > A (25 ha imp) > C (18 ha imp)> D (17 ha imp) > E (11 ha imp) > F (11 ha imp).

Pour le cas de Figeac, ce classement est le suivant :

- R (13 ha imp) > K (4 ha imp) > S (34 ha imp) > N (5 ha imp) > L (4 ha imp) > O (3 ha imp).

Pour le cas d'Ecully il semblerait que le classement de la performance est directement corrélé à la proportion de surfaces imperméables. La déconnexion des sous-bassins versants « B » suivi de « A » est associée aux performances les plus importantes, aux incertitudes près, en termes de réduction des volumes déversés, et ce sont également ceux qui présentent la surface imperméable la plus importante (28 et 25 ha, respectivement), induisant des volumes d'eau ruisselée plus importants dans l'état de référence. En effet, comme expliqué dans le *Chapitre 3*, disposant d'un seul point de mesure situé à l'exutoire du bassin versant, nous avons attribué le même coefficient de ruissellement à toutes les surfaces imperméables (CR_{imp}=0.3), quel que soit le sous-bassin versant (les mesures ne permettant pas une spatialisation de ce paramètre). Si, le CR_{imp} n'est pas spatialisé, les surfaces identifiées comme « prioritaires » ou « plus efficaces » pour la déconnexion sont celles qui génèrent le plus de ruissellement autrement dit les plus grandes. De ce fait, même si un sous-bassin versant présente une surface imperméable plus importante il génère le même volume ruisselé par hectare de surface imperméable.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Pour le cas de Figeac, le constat n'est pas le même, les coefficients de ruissellement des surfaces imperméables ayant été estimés pour chaque sous-bassin versant à partir de données spatialisées. Le sous-bassin versant « S » (34 ha imp et CR_{im}=0.17) de Figeac a donc une performance inférieure au SBV « R » (13 ha imp et CR_{im}=0.37) en dépit de sa surface imperméable plus importante. C'est lié à son coefficient de ruissellement environ deux fois plus grand que celui du SBV « R ». De même, le sous-bassin versant « K », avec seulement 4 ha de surface imperméable mais un CR_{imp}=0.62, est plus performant que le sous-bassin versant « S » (surface imperméable plus grande) et « L » (pour lequel les caractéristiques sont très similaires : même surface, pente et situé au centre-ville proche du déversoir). Ceci s'explique par un coefficient de ruissellement quatre fois plus grand que celui de « S » et deux fois plus grand que celui de « L », mais aussi par sa proximité au déversoir d'orage. Un autre exemple qui illustre les conséquents des caractéristiques hydrologiques dans ce critère est le sous-bassin « O », le moins performant. En effet, ce sous-bassin versant a un faible coefficient de ruissellement (CR_{imp}= 0.13), une faible surface imperméable (4 ha) et ne se situe pas à proximité du DO (*Chapitre 3- 2.1.2*). Ces résultats montrent qu'une description détaillée des SBV (coefficient de ruissellement, pente, lag-time) joue un rôle important dans la réponse hydrologique à l'échelle du bassin versant et, par suite, dans l'identification des actions de réaménagement les plus efficaces pour limiter les déversements.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

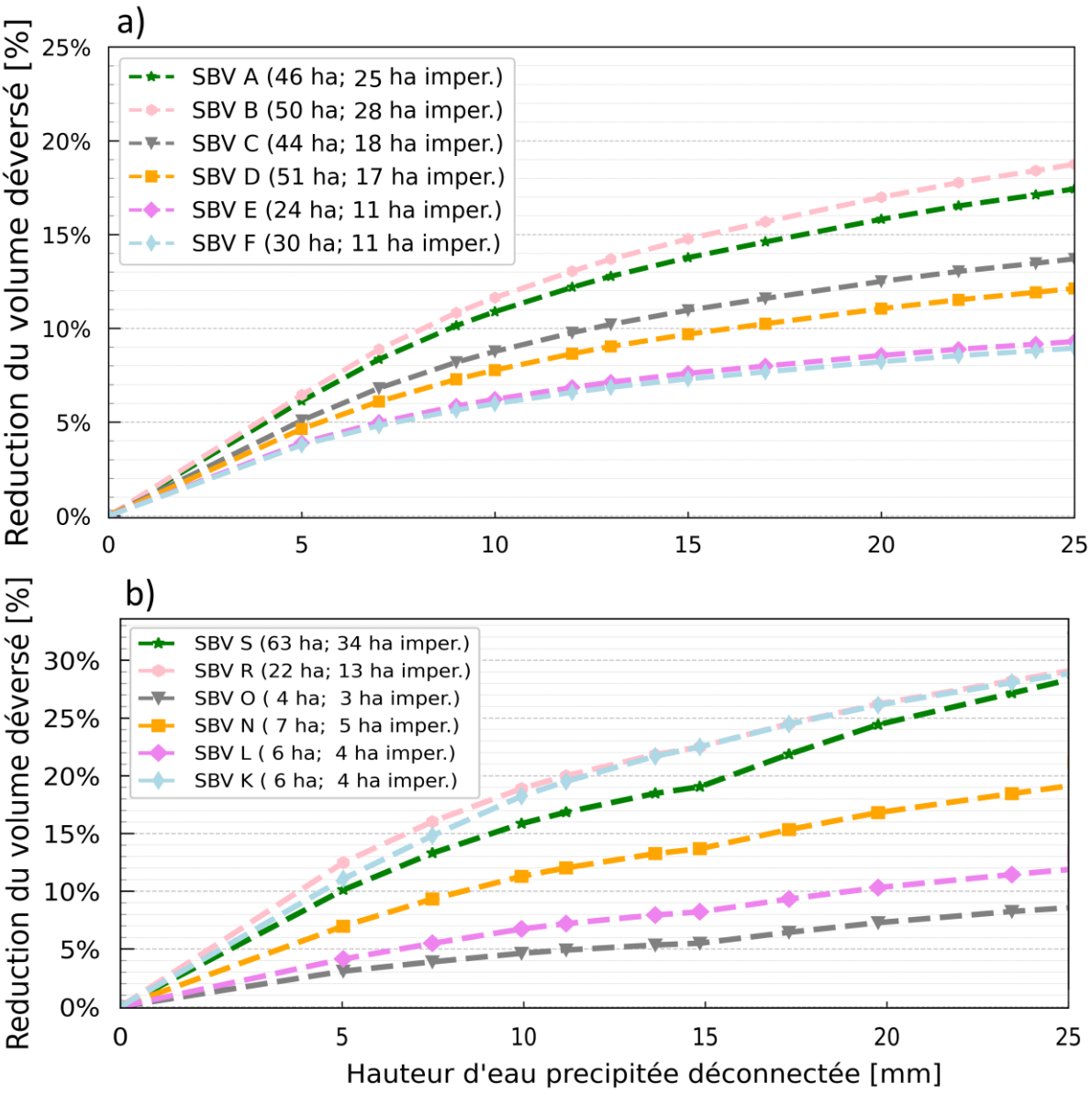


Figure 4.7 : Réduction du volume déversé dans le bassin verssant a) d'Ecully et b) de Figeac en fonction de la hauteur d'eau interceptée par les ouvrages de gestion à la source déployés dans chaque sous-bassin versant pour la période simulée de a) 2005 à 2010 et b) 2015 à 2020.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Le deuxième indicateur étudié est le ratio de déversement. Celui-ci est le rapport entre le volume médian annuel déversé, au droit du déversoir d'Ecully Valvert ou du Pont de la Gua, et le volume médian annuel total produit dans le bassin versant. La *Figure 4.9* illustre la diminution du ratio en fonction de la hauteur d'eau déconnectée dans le sous-bassin versant ciblé, pour le cas d'Ecully et pour le cas de Figeac.

Tout d'abord, nous observons pour l'état initial (aucun effort de gestion) un ratio de 5.5% pour Ecully et de 7.3% pour Figeac (ce qui dépasse, dans les deux cas, le seuil réglementaire de 5%). Nous constatons que pour le cas d'Ecully le classement des sous-bassins versants selon la performance d'une politique de déconnexion reste identique, pour les mêmes raisons que précédemment. En l'absence d'une information spatialisée sur la réponse hydrologique du bassin versant dans son état initial, les « meilleurs » candidats pour une déconnexion des eaux pluviales seraient les sous-bassins versants avec une surface imperméable la plus étendue possible. Pour le cas de Figeac, les réductions les plus importantes sont observées pour les sous-bassins versants « S », « K » et « R ». En revanche, cette fois-ci le réaménagement du sous-bassin versant « S », en raison de sa surface imperméable et de son fort coefficient de ruissellement, permet d'atteindre la performance la plus intéressante (volume amont plus important donc un ratio plus petit). De plus, pour le sous-bassin versant « K » une diminution importante de son ratio est observée à partir des 5 premiers mm interceptés (peu d'effet sur cet indicateur). Au-delà de 10 mm, ce même sous-bassin versant rejoint les performances des deux « meilleurs » sous-bassins versants. Cependant, il semblerait plus facile d'abattre 10 mm de pluie sur un petit bassin versant que sur un grand.

Cet indicateur doit être interprété avec précaution en raison de la prise en compte du volume total produit annuellement en amont du déversoir d'orage comme dénominateur. Pour illustrer ceci, nous allons imaginer un cas théorique composé de deux sous-bassins versants, BV1 et BV2, avec la même production de volume d'eau usée et ruisselée (*Figure 4.8*) mais la présence d'eaux claires parasites uniquement pour le BV1. Dans cet exemple, du fait de la présence d'eaux claires parasites, le volume déversé serait de 500 m^3 sur le BV1, et de 400 m^3 pour le BV2. Cependant, le ratio $\frac{V_{simulé}}{V_{tot\ simulé}}$ s'élèverait à 20% pour le BV1, et 27% pour le BV2. Les ECP induisant un volume en amont du DO du BV1 supérieur à celui du BV2, le ratio $\frac{V_{simulé}}{V_{tot\ simulé}}$ sera nécessairement plus faible pour le BV1 mais ne traduit pas une meilleure performance. Cet indicateur favorise ainsi les bassins versants générant un volume important en amont du déversoir d'orage, et induirait une préférence pour, les stratégies de stockage et de restitution à débit contrôlé vers le réseau versus les stratégies de déconnexion avec une infiltration à la source.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

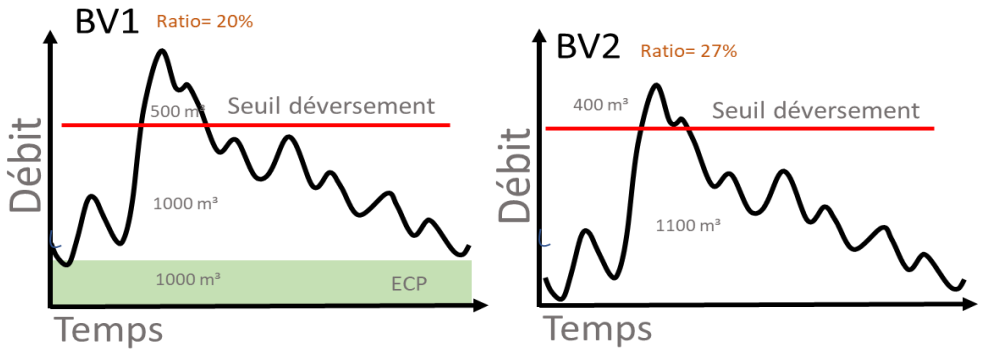


Figure 4.8 : Exemple de cas d'étude pour discuter le critère du ratio de volume deversé dans deux bassins versants (BV)

Pour le cas d'Ecully une réduction du ratio approchant les *5 % (objectif règlementaire)* est observée pour les sous-bassins versants A et B lorsque les 15 premiers millimètres de pluie (les pluies courantes) sont interceptés. En revanche, pour les autres sous-bassins versants, le ratio reste supérieur à 5% même avec des efforts d'interception jusqu'à 25 mm. Pour le cas de Figeac, quel que soit le SBV considéré, même une interception des 25 premiers millimètres de pluie ne permet pas d'atteindre une réduction du ratio proche de *5 % (objectif règlementaire)*. Ce critère semble moins sensible aux efforts mis en place ; en effet, avec une interception de 25 mm, ce ratio diminuerait dans les sous-bassins versants plus performants de, respectivement, 0.7 % et 1.8 % pour le cas d'Ecully et de Figeac en raison de la diminution du volume déversé au même temps que celle du volume amont annuel.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

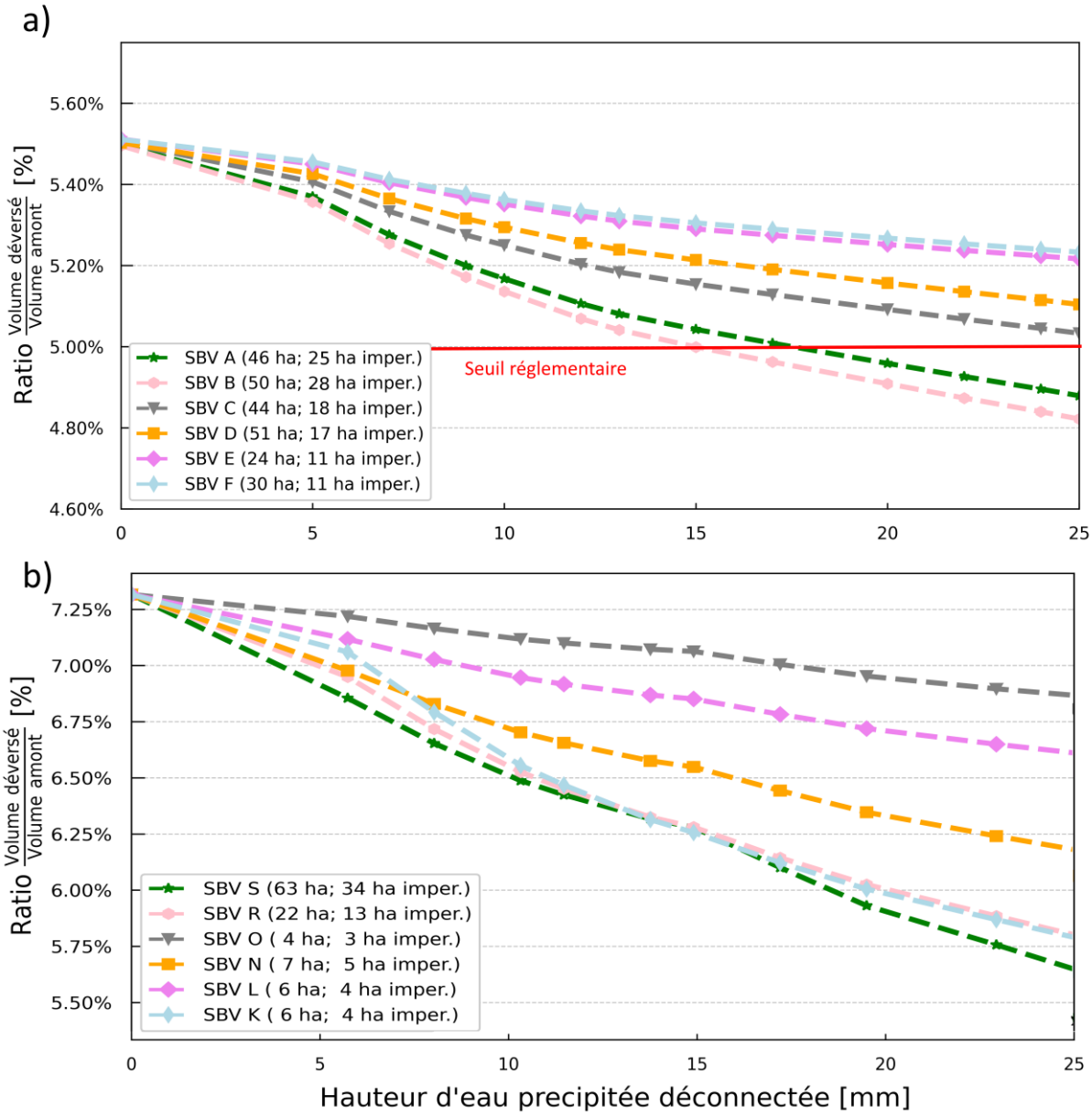


Figure 4.9 : Ratio du volume déversé par rapport au volume total produit dans le bassin versant a) d'Ecully et b) de Figeac en fonction de la hauteur d'eau interceptée par les ouvrages de gestion à la source déployée dans chaque sous-bassin versant pour la période simulée de a) 2005 à 2010 et b) 2015 à 2020.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Le troisième critère étudié est celui de la fréquence de déversement. La *Figure 4.10* illustre, pour chaque sous-bassin versant, la fréquence de déversement médiane annuelle en fonction de la hauteur d'eau déconnectée, pour les cas d'Ecully et de Figeac.

Tout d'abord, les résultats pour les deux cas d'étude, Ecully et Figeac, révèlent qu'une interception des premiers 5 millimètres de cumul de pluie entraîne immédiatement une réduction de la fréquence annuelle de déversements (a minima 2 épisodes de déversement) et entraine une réduction du volume déversé (*Figure 4.10*).

Ensuite, nous observons que le classement des sous-bassins versants reste le même, pour le cas d'Ecully, avec une diminution particulièrement marquée si l'on était en mesure d'intercepter les premiers 5 millimètres sur les sous-bassins versants « A » et « B ». Une tendance similaire est observée dans les sous-bassins « C », « D », « E » et « F », où une interception de 5 mm permettrait une réduction de 2 à 3 déversements par an. Leur comportement similaire est attribué à leurs caractéristiques hydrologiques que nous avons supposées similaires, en l'absence de données plus précises. Toutefois, poursuivre les efforts de déconnexion au-delà des 5 premiers millimètres sur ces sous-bassins versants ne permettrait pas de supprimer la totalité d'un épisode de déversement et donc à diminuer leur fréquence annuelle. À Figeac, bien que l'effet immédiat et significatif sur la diminution de la fréquence de déversements soit également observé, le classement de performance des sous-bassins diffère de celui observé précédemment pour le critère du ratio $\frac{V_{simulé}}{V_{tot\ simulé}}$ (*Figure 4.9*) mais est similaire à celui de la réduction du volume déversé par rapport à la situation actuelle (*Figure 4.7*). La non-linéarité observée est la conséquent des hétérogénéités spatiales. Le sous-bassin « R » présente le plus grand potentiel de réduction de la fréquence de déversement avec une diminution de 7 à 9 épisodes de déversement pour une interception de 5 à 15 millimètres, respectivement. Cependant, augmenter l'interception d'eau au-delà des 10 premiers millimètres entraine une réduction moindre mais significative avec une diminution maximale de 3 déversements pour le sous-bassin « S ».

Finalement, malgré ces réductions, atteindre l'objectif réglementaire de *moins de 20 déversements annuels* ne semblerait pas faisable avec l'aménagement d'un seul sous-bassin versant.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

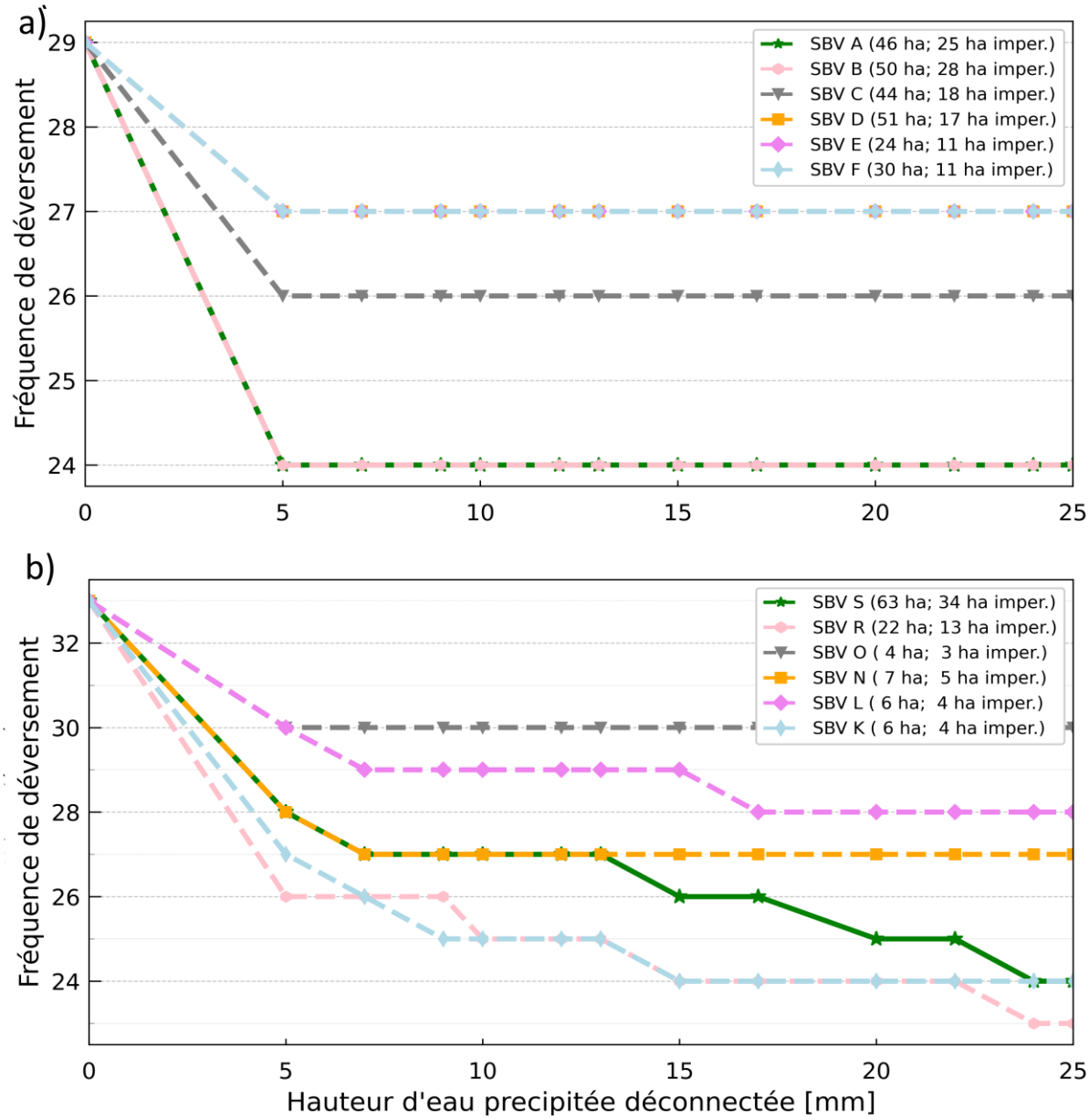


Figure 4.10 : Fréquence de déversement dans le bassin versant a) d'Ecully et b) de Figeac en fonction de la hauteur d'eau interceptée par les ouvrages de gestion à la source déployé dans chaque sous-bassin versant pour la période simulée de a) 2005 à 2010 et b) 2015 à 2020.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

3.2.2 Performance d'une stratégie de déconnexion par type de pluie

Dans cette partie, nous étudierons la performance de la stratégie de déconnexion en fonction du type de pluie. Trois types d'évènements pluvieux seront analysés : des petites pluies de moins de 15 mm, des pluies moyennes avec des cumuls compris entre 15 et 30 mm et des fortes pluies de plus de 30 mm.

Comme dans ce qui précède, deux critères seront utilisés pour évaluer la performance de ces stratégies de gestion : la réduction du volume déversé et la fréquence de déversement, évalués en fonction de la lame d'eau interceptée par les ouvrages sur chacun des sous-bassins versants.

La *Figure 4.11* présente la réduction du volume déversé (1ére et 3éme lignes) et la fréquence de déversement (2éme et 4éme lignes) pour les cas d'études d'Ecully (haut) et Figeac (bas) en fonction du type de pluie : (a) <15 mm, première colonne, (b) entre 15 et 30 mm, deuxième colonne et (c) >30 mm, troisième colonne.

Réduction des volumes déversés par type de pluie

Dans un premier temps, une diminution du volume déversé est observée pour les trois types de pluies et pour les deux cas d'études. On remarque que l'effort à fournir en termes de millimètres interceptés diffère selon le type de pluie : (a) pour les petites pluies, on atteint une réduction maximale du volume déversé dès l'interception des 10 premiers millimètres de pluie; (b) pour les pluies moyennes le maximum est atteint à partir de l'interception des 20 premiers millimètres ; (c) cependant pour les pluies fortes, les courbes ne présentent pas d'asymptote et le potentiel maximum de réduction n'est pas atteint, même pour 25 mm de précipitation interceptée. Pour les pluies fortes, on constate qu'indépendamment du sous-bassin versant où on cible la stratégie, la réduction du volume est proportionnelle à la hauteur interceptée (on observe une droite). Pour le cas de Figeac, une rupture de pente est visible à 15 mm interceptés. En effet, à partir d'un cumul de 15 mm les eaux claires parasites évènementielles s'infiltrent dans le réseau, ce qui pourrait contribuer à augmenter le débit de pointe, en revanche si une stratégie de déconnexion est mise en place et gère ce flux, une réduction plus efficace serait atteinte, d'où une pente plus forte.

Ensuite, les résultats montrent que pour les trois types de pluie, le classement des sous-bassins versants en termes de performance reste le même que précédemment pour le cas d'Ecully en raison des caractéristiques hydrologiques homogènes des surfaces imperméables. En revanche pour Figeac, les trois sous-bassins versants K, S et R revendiquent les meilleures performances, sans classement clair selon l'effort mis en place.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Finalement, il semblerait que dans le cas de Figeac, le sous-bassin versant « K » contribue quasiment autant aux déversements que le sous-bassin versant « R ». Si l'effet de son coefficient de ruissellement, deux fois plus grand que celui du SBV « R », est compensé par sa surface deux fois plus petite, sa proximité au DO explique probablement des débits de pointe plus importants et des vitesses de transfert plus grandes. A noter que, l'effort à faire en termes de déconnexion est moindre dans le sous-bassin versant « K » étant donné que sa surface est plus petite.

Fréquence de déversement par type de pluie

La même analyse a été réalisée pour les fréquences de déversement (*Figure 4.11,* 2^{éme}et 4^{éme} lignes). Pour le cas d'Ecully, sur les 29 déversements simulés par an en absence d'un quelconque scenario de gestion, 18 sont causés par les petites pluies, 7 par les pluies moyennes et 4 par les grandes pluies. Pour le cas de Figeac, sur les 33 déversements simulés en absence d'un quelconque scenario de gestion, 21 correspondent aux pluies petites, 9 aux pluies moyennes et 3 aux pluies supérieures à 30 mm. Pour les deux cas d'étude, aucune diminution de la fréquence de déversement n'est observée pour les moyennes et grandes pluies, quelle que soit la stratégie de gestion simulée. Les résultats suggèrent ainsi que la stratégie de déconnexion ciblée par sous-bassin versant permettrait de supprimer certains épisodes de déversements causés par des petites pluies seulement. Pour ces dernières, le classement de la performance des sous-bassins versants reste le même que celui décrit précédemment (*Figure 4.10*).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

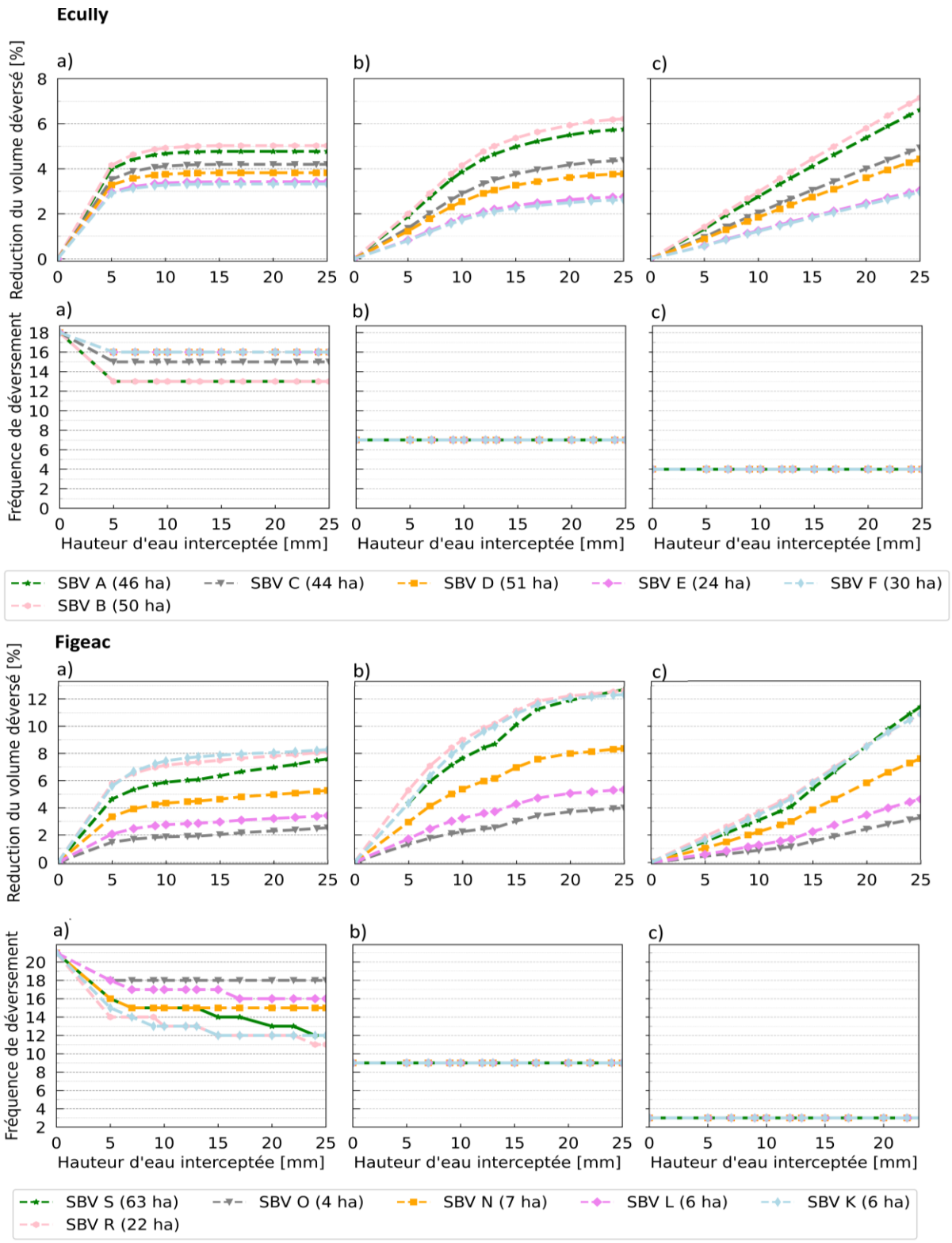


Figure 4.11 : Performance de la stratégie de déconnexion appliquée à chaque sous-bassin versant de manière indépendante (un à la fois). La performance sur la réduction du volume déversé (1ére et 3éme lignes) et fréquence de déversement (2éme et 3éme lignes) a été distinguée par cas d'étude : Ecully (1ére et 2éme lignes) et Figeac (3éme et 4éme lignes) et par type de pluie (a) <15 mm (b) entre 15 et 30 mm (c) >30 mm.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

3.3 Efficacité d'une stratégie de désimperméabilisation sur les déversements

Des scénarios de désimperméabilisation ont été simulés pour chacun des 6 sous-bassins versants d'Ecully et de Figeac. Leurs efficacités sont évaluées par le biais des trois indicateurs (médianes annuelles) décrits précédemment (réduction des volumes déversés annuels, ratio volumes déversés sur volumes en amont et fréquence des déversements) au droit du déversoir d'Ecully Valvert et du Pont du Gua situés, respectivement, à l'exutoire des bassins versants d'Ecully et de Figeac. Des surfaces imperméables sont désimperméabilisées ; pour rappel, au-delà d'un certain cumul de pluie S_{soil}, ces nouvelles surfaces perméables sont susceptibles de produire un ruissellement de surface, et ce processus est caractérisé par un coefficient de ruissellement ($CR_{désimp}$) égal à la moitié du coefficient de ruissellement des surfaces perméables d'origine. De même que précédemment, nous avons choisi d'évaluer la performance d'une stratégie de désimperméabilisation ciblée, c'est-à-dire mise en place dans un sous-bassin versant spécifique, pour différents degrés de désimperméabilisation : 9 scénarios ont été simulés pour chaque sous-bassin versant, correspondant à une désimperméabilisation de 10, 11, 15, 17, 18, 20, 23, 25 et 27 ha, dès lors, évidemment, que cette valeur est compatible avec la surface imperméable initiale sur le sous-bassin versant considéré (représentant, respectivement, 4, 4.5, 6, 7, 8, 9.5, et 11 % de la surface imperméable totale du bassin versant) pour le cas d'Ecully et 0.2, 0.6, 0.8, 1, 1.4, 1.6, 2, 6, 8 et 10 ha (représentant, respectivement, 0.2, 0.6, 0.7, 0.9, 1.3, 1.5, 2, 5.5, 7.5, et 9.3 % de la surface imperméable totale du bassin versant) pour le cas de Figeac.

3.3.1 Performance d'une stratégie de désimperméabilisation à l'échelle annuelle

Dans un premier temps, la *Figure 4.12* présente la réduction du volume déversé prédite selon le pourcentage de surface désimperméabilisée (ratio entre la surface désimperméabilisée dans le sous-bassin versant cible et la surface totale du bassin versant). Pour rappel, tous les sous-bassins versant n'ayant pas la même surface imperméable, l'ensemble des scénarios ne pourra pas être appliqué à chaque sous-bassin versant.

Pour les deux cas d'étude nous observons que les volumes déversés diminuent proportionnellement à la surface désimperméabilisée en raison d'une diminution du débit dans le réseau sur l'ensemble des chroniques par temps de pluie (comme illustré dans l'exemple de la *Figure 4.4*). Notre résultat est la conséquence des hypothèses établies dans l'étape de discrétisation de chacun des cas d'étude.

Pour le cas d'Ecully, la performance en termes de réduction du volume déversé est la même quel que soit le sous-bassin versant. On observe une réduction de 6, 10 et 16% du volume annuel déversé (en médiane pour la période 2005-2010) pour une surface désimperméabilisée de, respectivement ,10 (4% de la surface totale), 15 (6% de la surface

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

totale) et 20 ha (8% de la surface totale). En effet, de la même façon que pour l'étude des stratégies de déconnexion, l'absence d'hétérogénéité des caractéristiques hydrologiques des sous-bassins versants (ici, coefficient de ruissellement) et la relative homogénéité des lag times calculés entre les 6 SBV, malgré leurs géométries différentes ne permet pas de différencier les performances des différents SBV.

En revanche pour le cas de Figeac, la *Figure 4.12* montre que la performance est différente selon le sous-bassin versant. Le classement diffère de celui observé dans la stratégie de déconnexion. Le sous-bassin versant le plus performant est le « K » (CR_{imp}=0.62) suivi du « N » (CR_{imp}=0.32), puis « R » (CR_{imp}=0.37), « L » (CR_{imp}=0.22), « O » (CR_{imp}=0.13) et « S » (CR_{imp}=0.17). A l'inverse de ce que l'on a vu pour la stratégie de déconnexion, le sous-bassin versant « S » est le moins performant. Le classement est corrélé au coefficient de ruissellement et à l'emplacement des sous-bassins versants. En effet, la désimperméabilisation d'une surface sera d'autant plus efficace si celle-ci génère du ruissellement. Cependant, ces emplacements sont souvent situés dans les centres-villes denses (comme les sous-bassins versant « K », « N ») ce qui rend difficilement faisable une désimperméabilisation de plusieurs hectares, à la différence des sous-bassins versants de périphérie (comme « R » et « S »).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

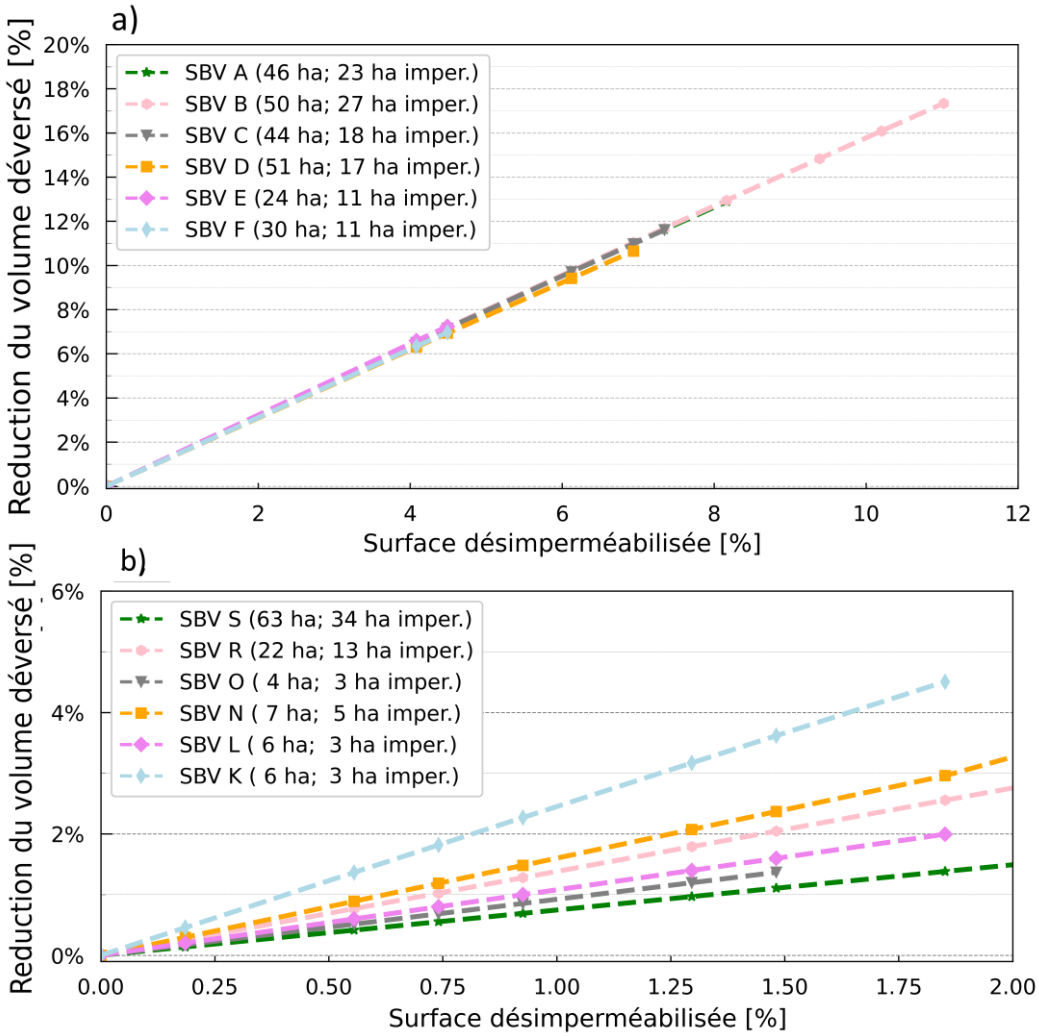


Figure 4.12 : Réduction du volume déversé dans les sous-bassins versants a) d'Ecully et b) de Figeac (un sous-bassin versant à chaque fois) en fonction du pourcentage de surface désimperméabilisée (ici, le ratio entre la suface désimperméabilisée dans le sous-bassin vessant et la surface totale du bassin versant) pour la période simulée de a) 2005 à 2010 et b) 2015 à 2020.

Le second indicateur étudié est le rapport entre le volume déversé par rapport au volume total produit dans le bassin versant. La *Figure 4.13* montre l'évolution de ce ratio en fonction du degré de désimperméabilisation. Tout d'abord, nous avons le même état initial que précédemment : un ratio de 5.5% pour Ecully et de 7.3% pour Figeac. Pour le cas d'Ecully, les résultats montrent que l'impact sur le ratio est le même indépendamment du sous-bassin versant sur lequel on désimperméabilise, ce qui est attribué, comme précédemment, à l'homogénéité des surfaces (même coefficient de ruissellement). Afin d'obtenir un ratio inférieur à *5 % (objectif règlementaire)*, il faudrait désimperméabiliser environ ~17 ha de la surface totale du sous-bassin versant « B », « C » ou « D » ce qui représente, respectivement, 60 %, 94% et 100% de la surface imperméable. Pour Figeac, les résultats montrent que le classement de performance est le même que celui vu précédemment pour la réduction des volumes déversés (*Figure 4.12*).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

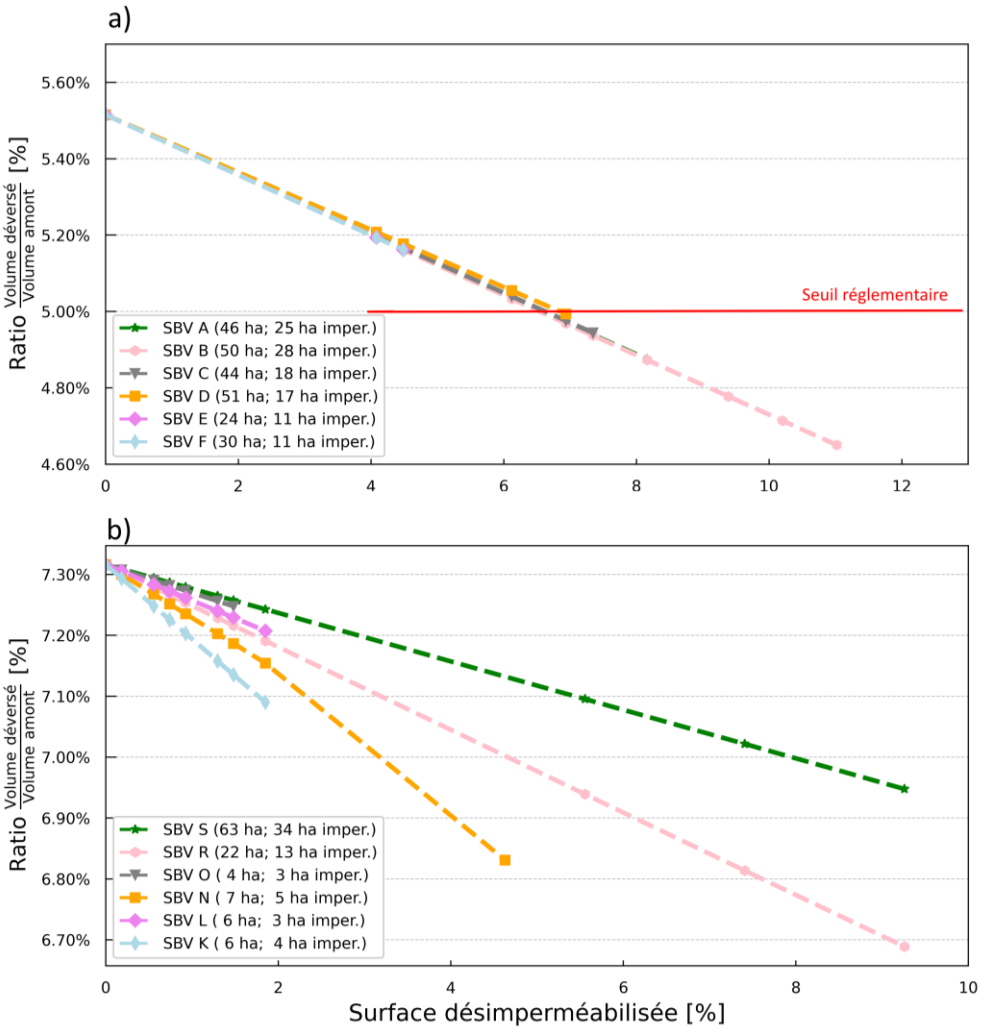


Figure 4.13 : Ratio du volume déversé par rapport au volume total produit dans le bassin versant a) d'Ecully et b) de Figeac (un sous-bassin versant à chaque fois) en fonction du pourcentage de surface désimpermeabilisée (ici, le ratio entre la suface désimpermeabilisée dans le sous-bassin verssant et la surface totale du bassin versant) pour la période simulée de a) 2005 à 2010 et b) 2015 à 2020.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Dans un troisième et dernier temps, nous allons étudier la fréquence de déversements. La *Figure 4.14* présente les fréquences de déversement annuels en fonction des différents degrés de désimperméabilisation. Tout d'abord, les résultats pour les deux cas d'étude révèlent que, à différence de la stratégie précédente où une interception des 5 premiers mm était immédiatement efficace pour supprimer totalement certains déversements, la fréquence de déversements ne diminuerait que légèrement (4 déversements) malgré des gros efforts de désimperméabilisation.

Pour le cas d'Ecully, une diminution du nombre de déversements est observée à partir d'une désimperméabilisation de 10 ha (4 % de la surface totale du bassin versant) pour les sous-bassins versants « A », « B » et « C ». En revanche, même si la *quasi*-totalité de la surface des sous-bassins versants « E » ou « F » était désimperméabilisée, la fréquence de déversement ne serait pas impactée : en dépit du fait que ce soit les sous-bassins versants les plus proches de l'exutoire, induisant donc un transfert rapide, les débits sont fortement influencés par les SBV amont et la désimperméabilisation de « E » ou « F » ne diminue pas suffisamment le débit de pointe à l'origine du déversement. Le sous-bassin versant « B » montre la performance la plus grande avec un degré maximal de désimperméabilisation du fait de sa grande surface (50 ha dont 27 ha sont imperméables). Cependant, même si on imaginait désimperméabiliser tout ce sous-bassin versant, la fréquence de déversement passerait seulement de 29 à 26 (*Figure 4.14*) et n'atteindrait donc pas les objectifs réglementaires.

Pour le cas de Figeac, nous avons le même classement de la performance des sous-bassins versants. Le sous-bassin versant « R » est le plus performant avec une diminution de 4 déversements (sur 33).

Ces résultats montrent que cibler les efforts de désimperméabilisation sur un seul sous-bassin versant permet de réduire suffisamment la fréquence de déversement, mais pas suffisamment pour atteindre les objectifs réglementaires. Des simulations supplémentaires prenant en compte la mise en place d'une telle stratégie sur plusieurs SBV simultanément permettraient de préciser l'effort à faire à l'échelle du bassin versant.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

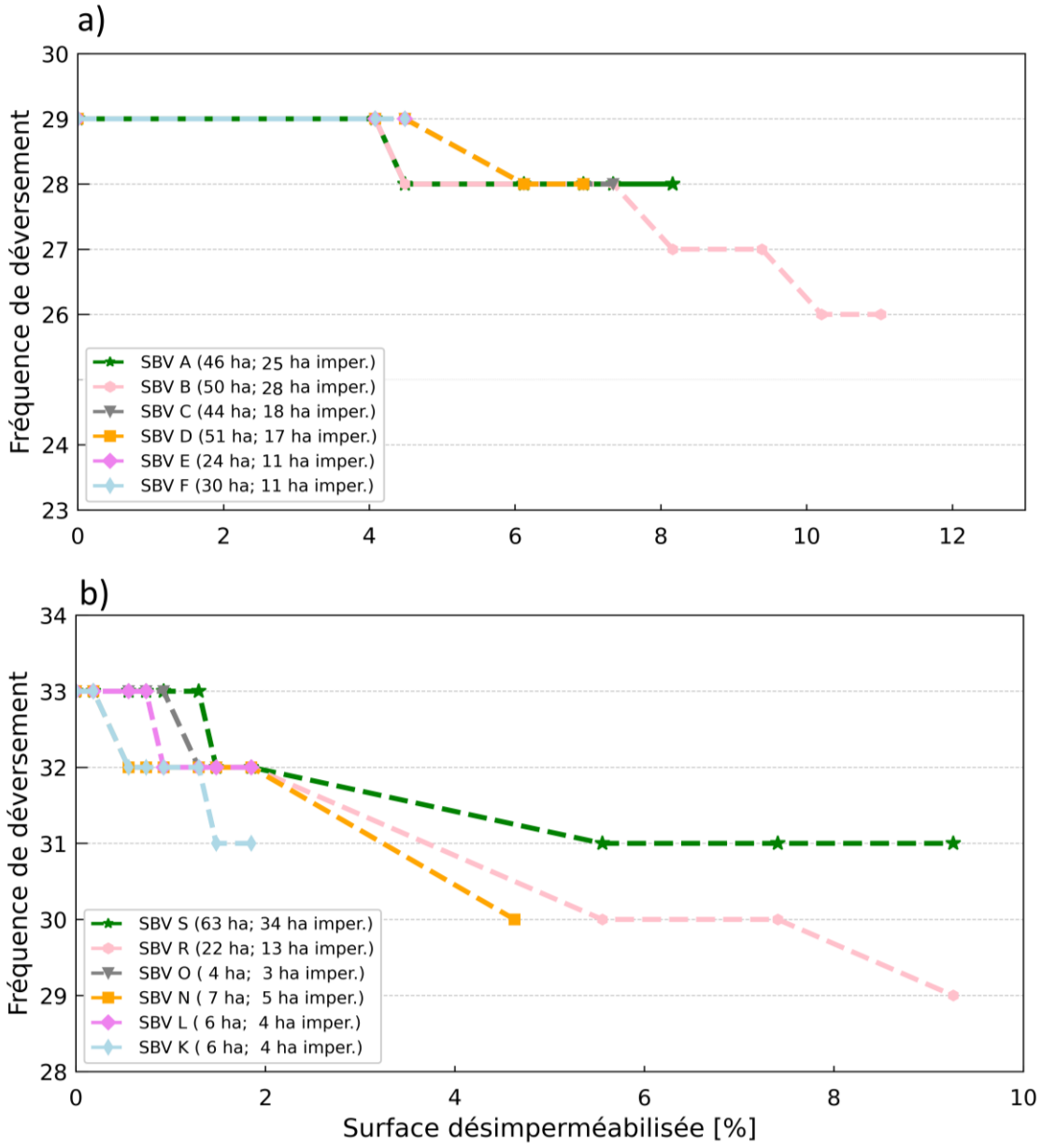


Figure 4.14 : Réduction de la fréquence de déversement dans les sous-bassins versants a) d'Ecully et b) de Figeac (un sous-bassin versant à chaque fois) en fonction du pourcentage de surface désimpermeabilisée (ici, le ratio entre la suface désimpermeabilisée dans le sous-bassin versant et la surface totale du bassin versant) pour la période simulée de a) 2005 à 2010 et b) 2015 à 2020.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

3.3.2 Performance d'une stratégie de déconnexion par type de pluie

Dans cette partie, nous étudierons la performance de la stratégie de désimperméabilisation appliquée à chaque sous-bassin versant de manière indépendante (un à la fois) sur deux critères : la réduction du volume déversé et la fréquence de déversement. La *Figure 4.15* présente la performance sur la réduction du volume déversé (1ére et 3éme lignes) et la fréquence de déversement (2éme et 3éme lignes) pour les cas d'études d'Ecully (1ére et 2éme lignes) et Figeac (3émeet 4éme lignes) et par type de pluie (a) <15 mm, première colonne, (b) entre 15 et 30 mm, deuxième colonne, et (c) >30 mm, troisième colonne.

Reduction des déversements par type de pluie

Pour les deux cas d'étude, une diminution du volume déversé est observée pour les trois types de pluies. Les observations demeurent les mêmes, (i) pour Ecully, la performance de la stratégie de désimperméabilisation ne dépend pas du sous-bassin versant choisi en raison des caractéristiques hydrologiques similaires ; (ii) pour Figeac, l'efficacité d'une stratégie de désimperméabilisation est corrélée au coefficient de ruissellement du sous-bassin versant sur lequel on implémenterait des ouvrages ; et (iii) pour les deux cas, la réduction du volume déversé est plus importante pour les moyennes et grandes pluies pour un même effort de désimperméabilisation.

Fréquence de déversement par type de pluie

Le critère de la fréquence de déversement a été étudié pour les trois types de pluies. Pour les deux cas, une stratégie de désimperméabilisation ne permettrait pas de réduire les déversements produit par les moyennes et fortes pluies. Pour les petites pluies, la réduction de la fréquence de déversement est la même que décrit précédemment. Ces résultats nous montrent que pour les petites pluies il est plus réalisable de réduire le débit de pointe qui dépasse le seuil de déversement.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

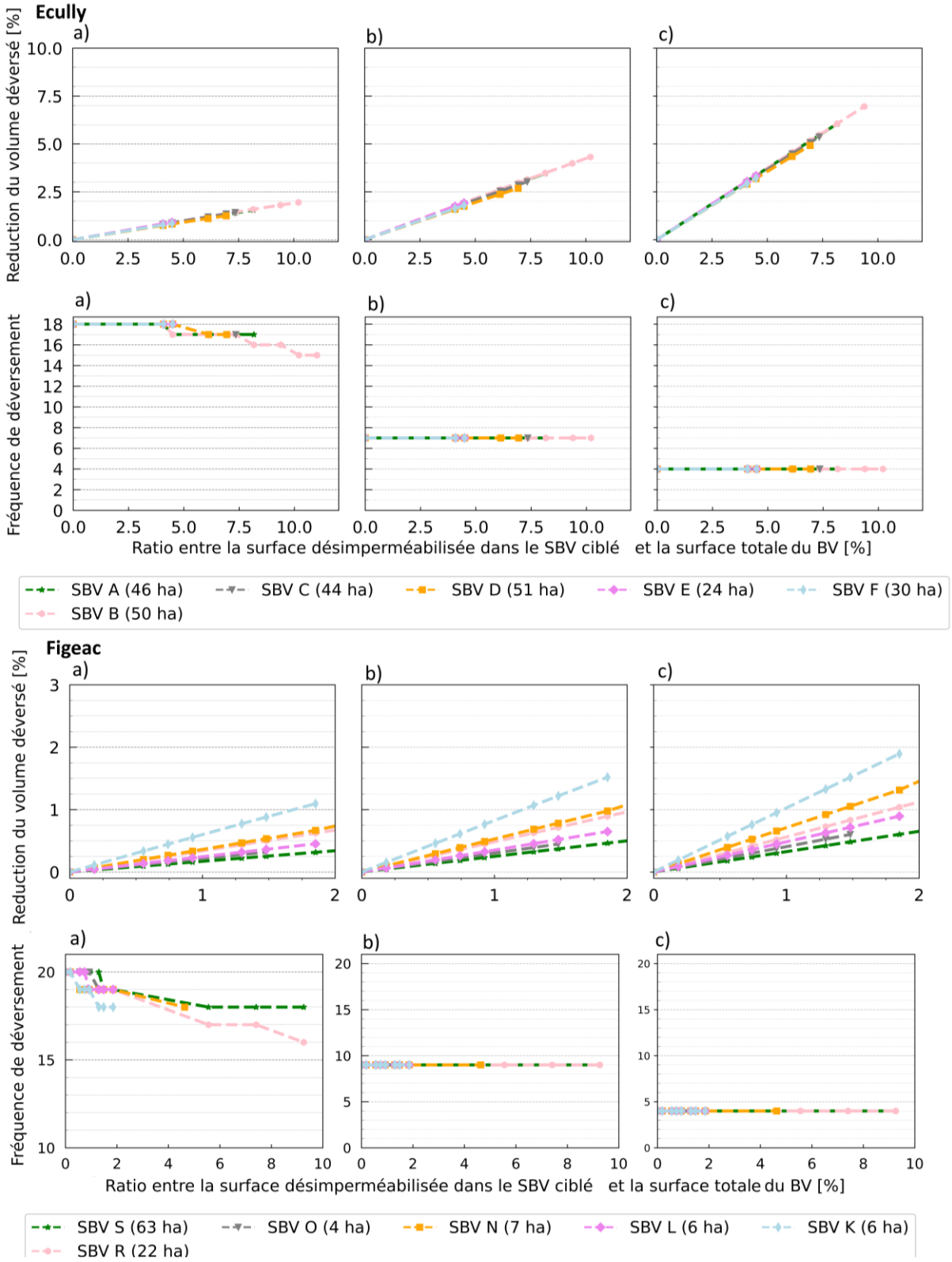


Figure 4.15 : Performance de la stratégie de désimpermeabilisation appliquée à chaque sous-bassin versant de manière indépendante (un à la fois). La performance sur la réduction du volume déversé (1ére et 3éme lignes) et fréquence de déversement (2éme et 3éme lignes) a été distingué par cas d'étude : Ecully (1ére et 2éme lignes) et Figeac (3éme et 4éme lignes) et par type de pluie (a) <15 mm (b) entre 15 et 30 mm (c) >30 mm.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

4 Conclusions

Faisant suite à la modélisation semi-distribuée des bassins versants d'Ecully et de Figeac au chapitre 3, ce quatrième chapitre avait pour objectif d'explorer la modélisation de scénarios de déploiement d'ouvrages de gestion à la source. Deux stratégies de gestion des eaux pluviales ont été modélisées : la stratégie de déconnexion qui a pour principe d'orienter le ruissellement issu des aménagements imperméables vers un ouvrage autre que le réseau d'assainissement et la stratégie de désimperméabilisation qui a pour principe de redonner de la perméabilité aux sols imperméables urbains.

Différents degrés de déploiement de ces stratégies ont été simulés pour chaque sous-bassin versant d'Ecully et de Figeac. Les résultats nous ont permis de décrire, comprendre et caractériser la réponse hydrologique des différents sous-bassins versants afin de cibler celui où il serait le plus efficace d'agir et d'évaluer l'effort à mettre en place afin de réduire les déversements pour atteindre les objectifs règlementaires.

Dans un premier temps, les deux sites d'étude nous ont permis de mettre en évidence les difficultés de la modélisation du déploiement des scénarios de gestion à la source et les effets sur l'efficacité des stratégies modélisées. Le cas d'Ecully (pour lequel les données de débit servant au calage du modèle ne sont disponibles qu'à l'exutoire, ce qui n'a pas permis une spatialisation des paramètres hydrologiques tels que le coefficient de ruissellement) a montré d'une part que, pour une stratégie de déconnexion, le classement de la performance est corrélé à la surface imperméable de chaque bassin versant. D'autre part, la désimperméabilisation d'une surface donnée (par exemple un hectare) a le même effet sur les volumes déversés quel que soit le sous-bassin versant sur lequel elle est mise en œuvre. Si les résultats sur Ecully semblent intuitifs, la simplicité découle des hypothèses établies dans la construction de ce modèle discrétisé : si un seul point d'autosurveillance est disponible, nous n'avons pas les moyens de spatialiser les paramètres pour alimenter le modèle au-delà de ceux qui peuvent être estimés à partir des données SIG (même coefficient de ruissellement des surfaces imperméables par exemple et une spatialisation du lag time des sous-bassins versant - grâce aux formules empiriques permettant de faire une estimation indirecte- avec des différences d'un sous-bassin versant à l'autre qui n'induisent pas de réelle variation au niveau de l'exutoire). Nous avons donc mis en évidence qu'avec les hypothèses retenues dans modèle d'Ecully et les caractéristiques de ce site d'étude, les volumes déversés sont essentiellement contrôlés par les caractéristiques des surfaces imperméables. Dans ce cas, identifier les sous-bassins versants les plus contributeurs pourrait s'appuyer sur des données cartographiques pour identifier les sous-bassins versants présentant la surface imperméable la plus importante. En revanche, le cas de Figeac a montré que l'indentification du sous-bassin versant à déconnecter en priorité n'est pas si évidente lorsque des données spatialisées sont disponibles. Dans un premier temps, les résultats ont montré que les bassins versants en périphérie, avec une grande surface imperméable,

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

contribuent peu aux écoulements à l'exutoire (soit parce que les surfaces imperméables ne sont pas toutes directement connectées au réseau, soit parce qu'elles possèdent de fait un coefficient de ruissellement plus faible). Ensuite, que le réaménagement d'un sous-bassin de taille petite fortement urbanisé a une capacité supérieure à réduire les déversements que celui d'un sous-bassin versant en périphérie avec une grande surface imperméable mais un coefficient de ruissellent faible. Dans un second temps, nous avons observé que les caractéristiques du territoire et la proximité au déversoir d'orage jouent un rôle clef dans la contribution aux déversements. Les sous-bassins versants avec des caractéristiques (surface imperméable, coefficient de ruissellement, pente) qui tendent à augmenter le volume de ruissellement et/ou la vitesse de transfert ont une contribution plus importante aux déversements et permettent donc d'envisager une efficacité accrue des actions de gestion à la source pour contribuer à résoudre le problème des déversoirs d'orage.

Dans un deuxième temps, le modèle nous a permis de quantifier l'impact de la mise en place des stratégies sur les critères de performance usuellement pris en compte pour évaluer la conformité réglementaire des déversoirs d'orage (fréquence annuelle de déversement et ratio de déversement). Pour les deux cas d'étude, L'interception des 15 premiers mm aurait un impact variable selon le sous-bassin versant où elle est mise en place, allant de 5 à 10 % de réduction des volumes déversés à l'échelle annuelle. Ensuite, quelle que soit la stratégie (soit déconnexion, soit désimperméabilisation) appliquée sur un unique sous-bassin versant, l'objectif du ratio de 5%, pourrait être atteignable. Cependant il faut prendre ce critère avec précaution. En effet, une stratégie de gestion à la source des eaux pluviales par infiltration peut être jugée moins favorable qu'une stratégie basée sur la régulation du volume si on l'évalue à travers le ratio $V_{déversé}/V_{amont}$, car on réduit le volume total qui transite dans le réseau d'assainissement. Ceci pose des difficultés par rapport aux eaux claires parasites, qui augmentent le volume annuel produit dans le bassin versant et qui pourraient s'infiltrer d'avantage en favorisant l'infiltration dans le sol.

Enfin, la gestion à la source des petites pluies (inférieures à 15 mm) au travers d'une stratégie de déconnexion pourrait représenter le bénéfice le plus significatif eu égard aux trois critères étudiés. La déconnexion des premiers millimètres sur un seul sous-bassin versant ne permettra vraisemblablement pas de supprimer totalement les épisodes de déversement causés par les pluies de cumul supérieur à 15-20 mm. La conformité réglementaire au sens du critère « fréquence des déversements » ne pourra certainement être atteinte qu'en ciblant les pluies courantes d'un unique sous-bassin versant. Cela contribue néanmoins à soulager le réseau d'assainissement lors de petites précipitations, périodes durant lesquelles le réseau n'est pas supposé être en défaillance.

Pour conclure, afin d'optimiser l'emplacement des stratégies, les deux cas d'études montrent que **les caractéristiques hydrologiques doivent être prises en compte :** (i)

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

la contribution des différentes surfaces aux déversements selon la nature de la pluie; et (ii) les paramètres hydrodynamiques qui influencent les débits de pointe générés par les sous-bassins versants et le temps de transfert à l'exutoire par exemple, pente, lag-time, distance à l'exutoire. Cette conclusion nous conduit à répéter l'affirmation du Chapitre 3 : les modèles s'enrichissent des données d'observation. Le développement d'un classement de priorisation des sous-bassins versants nécessiterait de disposer de données spatialisées pour prendre en compte les hétérogénéités spatiales. Concernant la simulation simplifiée des ouvrages de gestion à la source à l'échelle des sous-bassins versants, nous rappelons la nécessité de plus de données d'autosurveillance des bassins versants pour étudier l'effet à long terme de ces ouvrages à l'échelle du bassin versant et améliorer les approches de modélisation du déploiement notamment celle des échanges entre les différents compartiments du système urbain (sol-réseau-nappe).

Le classement des sous-bassins versants selon leur performance parait intuitif dans certaines situations (nous avons étudié les résultats à travers le prisme des indicateurs réglementaires à l'échelle annuelle qui agrègent les effets au niveau des évènements pluvieux). Or les résultats de ce chapitre nous conduisent aux limites et perspectives suivantes : il serait intéressant par la suite (i) d'appliquer le modèle à des scénarios qui combinent plusieurs sous-bassins versants, afin d'évaluer dans quelle mesure les améliorations attendues suite au réaménagement d'un sous-bassin versant sont cumulables avec celles qui concerneraient un sous-bassin versant voisin, et ainsi avoir des pistes pour optimiser la combinaison de sous-bassins versants et (ii) d'utiliser le modèle pour comprendre les effets sur chaque composante à l'échelle d'un évènement pluvieux.

En guise de rappel final, il est important de souligner que, bien que les objectifs opérationnels soient d'élaborer des scénarios permettant d'atteindre des seuils réglementaires, maximiser l'infiltration des eaux pluviales à la source reste une démarche bénéfique dans un certain nombre de cas. Des « enjeux multiples » sont aussi associés à la gestion des eaux pluviales. *In fine*, la question des déversements sur les réseaux unitaires ne peut être considérée de manière indépendante des autres objectifs, en tenant compte des interactions et parfois des contradictions avec d'autres objectifs de la gestion intégrée des eaux pluviales.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Chapitre 5

Analyse des stratégies de gestion des eaux pluviales pour faire face au changement climatique

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Avant-propos

Dans ce dernier chapitre de la thèse, nous examinons la performance des stratégies de gestion des eaux pluviales à la source dans le contexte du changement climatique. Nous utilisons le modèle hydrologique et hydraulique du bassin versant d'Ecully développé par la Métropole de Lyon. Deux stratégies ont été envisagées : la déconnexion et la désimperméabilisation, appliquées à l'ensemble du territoire. Leur efficacité a ensuite été évaluée face à différents scénarios de changement climatique conçus dans le cadre du projet CONSCEQUANS (Bonneau et al., 2023a).

La question abordée dans ce chapitre est la suivante : la gestion à la source peut-elle limiter voire compenser les effets hydrologiques induits par le changement climatique ?

Ce chapitre s'appuie sur l'article suivant :

Article C : Montoya-Coronado, V.A., Bret, P., Molle, P., Castebrunet, H., Tedoldi, D., Lipeme Kouyi, G. 2022. Stratégies de déconnexion des eaux pluviales à l'échelle d'un bassin versant pour réduire les déversements. *Techniques Sciences Méthodes* 27–37. https://doi.org/10.36904/tsm/202204027

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Résumé

Différentes stratégies de déconnexion et/ou désimperméabilisation des eaux pluviales sont couramment appliquées pour soulager le système traditionnel du 'tout tuyau'. Cependant, la mise en œuvre de ces stratégies soulève des questions concernant leur efficacité hydraulique et leur robustesse, notamment face aux changements globaux. La présente étude aborde ces questions dans le cas du bassin versant d'Ecully en périphérie de Lyon (245 ha), muni d'un réseau unitaire. Le bassin versant a été modélisé à l'aide du logiciel d'hydrologie urbaine CANOE® pour simuler les volumes déversés ainsi que le nombre de jours avec déversement à l'échelle annuelle. Une chronique de 2 ans de données à pas de temps fin (pluviométrie, débits dans le réseau et au niveau du principal déversoir d'orage de la zone) a été exploitée pour caler et valider le modèle. Des scénarios futurs (augmentation de la population, urbanisation et changement climatique) ont été élaborés puis simulés à l'aide du modèle calé et validé dans le but de tester l'efficacité des stratégies de déconnexion et désimperméabilisation pour réduire les déversements. Les résultats montrent qu'une stratégie de déconnexion, même modeste, a un impact plus important qu'une stratégie de désimperméabilisation. D'autre part, l'abattement systématique des 15 premiers mm de la pluie permet une diminution des volumes déversés : dans la situation de référence, ceux-ci représentent un peu plus de ~11% du volume produit sur le bassin versant, tandis qu'ils passeraient à ~6% avec la mise en œuvre de cette stratégie à l'horizon 2030 ; le nombre de jours avec déversement serait quant à lui réduit d'environ ~50%. Cette stratégie permettrait de se mettre en conformité avec la réglementation sur au moins un de ces deux critères, même dans le cas d'un scénario de changement climatique extrême s'accompagnant de pluies plus intenses.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

1 Introduction

En temps de pluie, le système traditionnel de collecte unitaire (mélange d'eaux usées et d'eaux pluviales) provoque, en cas de dépassement du débit conservé vers la station de traitement, des déversements dans les milieux récepteurs via les déversoirs d'orage (DO). Ces rejets urbains de temps de pluie (RUTP) contenant de nombreux polluants (résultant du mélange avec des eaux usées, du lessivage de matériaux urbains et de la pollution atmosphérique) détériorent la qualité des milieux aquatiques (M.C. Truchot and Mouchel, 1994; Müller et al., 2020). Une des solutions permettant de réduire ces RUTP consiste à réduire les débits qui transitent dans les canalisations, notamment en mettant en place des ouvrages de gestion des eaux de ruissellement à la source. L'implémentation de ces ouvrages (par exemple : les noues, toitures végétalisées (Hamouz et al., 2020), tranchées, jardins végétalisés (Wadhwa and Pavan Kumar, 2020), entre autres) contribue aussi à préserver la disponibilité et la qualité des ressources en eau du territoire.

Différentes stratégies de gestion des eaux pluviales combinant ces ouvrages à la source peuvent être mises en œuvre. Fryd et al., (2013) ont par exemple proposé des stratégies à l'échelle d'un bassin versant associant des toitures végétalisées, des jardins de pluie et des puits d'infiltration. Au niveau de la Métropole de Lyon, trois stratégies sont préconisées : (i) déconnexion d'un territoire, avec orientation des écoulements vers un ouvrage d'infiltration tel qu'une noue plantée, une tranchée d'infiltration ou bien une chaussée à structure réservoir, (ii) désimperméabilisation, en mettant en place un enrobé poreux ou tout autre revêtement perméable, (iii) solution couplée de désimperméabilisation et déconnexion, avec un déploiement de jardins de pluie et de pavés enherbés par exemple. Cette démarche soulève des questions scientifiques et opérationnelles. Premièrement, quelle est l'efficacité à l'échelle du bassin versant de ces différentes stratégies ? Deuxièmement, quelle est la robustesse de ces stratégies face aux changements globaux (urbanisation et changement climatique) ?

L'objectif de cet article est d'aborder ces questions par une approche de modélisation appliquée au bassin versant d'Ecully, au nord-ouest de Lyon. Il s'agit d'un secteur essentiellement résidentiel, drainé par un réseau unitaire dont l'exutoire est muni d'un déversoir d'orage (DO). Un modèle hydraulique et hydrologique du bassin versant urbain d'Ecully a été construit par la Métropole de Lyon à l'aide du logiciel CANOE® (Chocat, 2013) pour des objectifs opérationnels concernant la gestion du réseau d'assainissement, notamment la conformité réglementaire du système de collecte. Ce modèle, dont la fiabilité a été éprouvée par les équipes techniques de la Métropole, sera utilisé dans cette étude (après une étape de validation) pour évaluer les effets de l'implémentation des stratégies de déconnexion et/ou désimperméabilisation des eaux pluviales sur l'ensemble du bassin versant. La sensibilité des résultats de modélisation sera finalement examinée dans un contexte de changements globaux. L'évaluation se fondera sur les deux critères de conformité du système de collecte par temps de pluie fixés par l'arrêté

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

du 21 juillet 2015 : le volume annuel déversé (qui ne doit pas excéder 5% du volume produit par l'agglomération) et le nombre annuel de jours de déversement (qui ne doit pas dépasser 20 jours pour les ouvrages soumis à autosurveillance).

2 Matériel et méthodes

2.1 Présentation du site d'étude

Le bassin versant d'Ecully est situé dans la banlieue ouest de Lyon (*Figure 5.1*). C'est un bassin versant résidentiel d'une surface totale de 245 ha, dont 45% est imperméable. Compte tenu du fait que les données de calage et de validation correspondent à la période 2007-2008, nous avons considéré les indicateurs statistiques de cette même période : la population était alors de 17 959 habitants. Le site est drainé par un réseau d'assainissement unitaire avec une pente moyenne de 2%, et équipé de cinq DO, dont le principal est appelé DO de « Valvert » et est situé à l'exutoire.

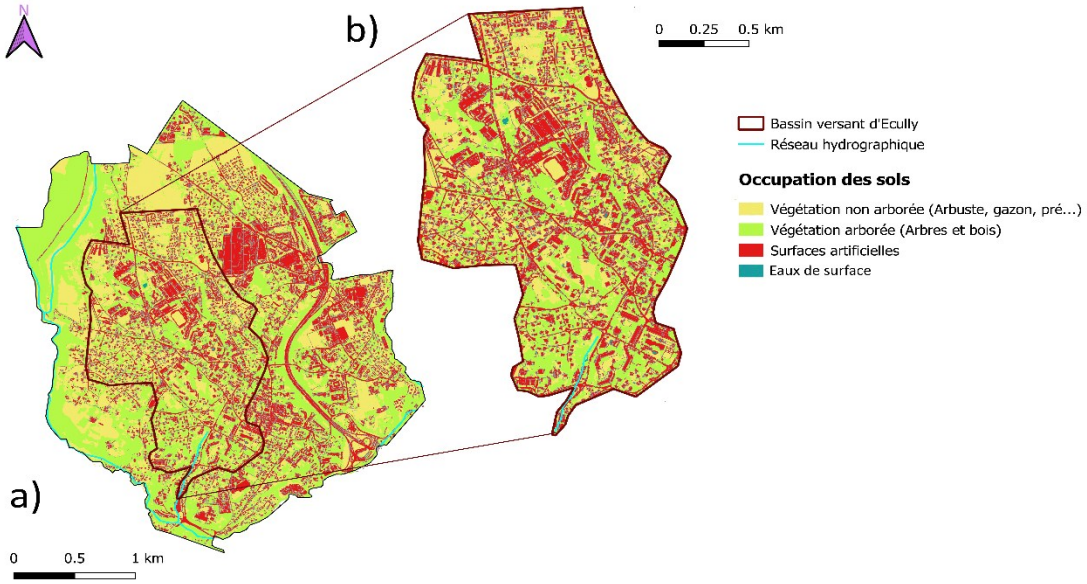


Figure 5.1 : Occupation des sols, année 2013 : a) Commune d'Ecully, Métropole de Lyon, Auvergne Rhône-Alpes ; b) Bassin versant du déversoir d'orage d'Ecully Valvert.

Un modèle hydraulique et hydrologique de ce bassin versant a été construit avec le logiciel CANOE®. Les données disponibles sur le système de drainage définissent l'ensemble des 6 sous-bassins versants (*Tableau 5.1*) ainsi que les caractéristiques du réseau unitaire comme les longueurs des conduites, la pente, le coefficient de rugosité de Strickler, le type et les dimensions des tuyaux et canaux (Données de la Métropole du Grand Lyon, année 2007).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Tableau 5.1 : Paramètres hydrologiques et géométriques associés aux sous-bassins versants d'Ecully

	Sous-bassins versants					
	n°1	**n°2**	**n°3**	**n°4**	**n°5**	**n°6**
Surface (ha)	49	40.7	47.7	54.2	19.2	34.2
Surfaces imperméables directement connectées (%)	39	41	33	36	42	34
Surfaces imperméables non directement connectées (%)	9	7	8	7	7	4
Surfaces perméables (%)	52	52	59	57	51	62
Plus long parcours de l'eau (m)	1232	1481	1671	2042	796	1317
Pente (%)	3.6	3.8	3.2	3.1	2.4	2.7

Les données suivantes sont utilisées comme paramètres d'entrée du modèle :

- Une production d'eaux usées de 155 L/jour par habitant, estimation de la Métropole du Grand Lyon pour l'année 2007.

- La structure intra-journalière de l'hydrogramme des eaux usées est calculée à partir des données de l'Observatoire de Terrain en Hydrologie Urbaine (OTHU, www.othu.org) mesurées par temps sec à l'exutoire, moyennées heure par heure sur la période 2007-2008.

- Les coefficients de ruissellement globaux (*i.e.*, à l'échelle du bassin versant) pour les petites, moyennes et grandes pluies, ont été calculés après identification des périodes de ruissellement pour chaque événement pluvieux par la différence entre le volume total mesuré dans le réseau et le volume de temps sec du jour le plus proche (Métadier, 2012).

Les paramètres de calage du modèle sont les coefficients de ruissellement par type de surface et les pertes initiales. Les lag-times de chaque sous-bassin versant sont estimés à partir des formules empiriques proposées par Desbordes (1974). Ce calage a été réalisé en exploitant des mesures de débits à l'exutoire du bassin versant sur l'année 2007. Le modèle a ensuite été validé à l'aide des données de l'année 2008 (OTHU). Le choix de ces deux années est justifié par la fiabilité des mesures en continu à pas de temps fin de hauteur d'eau, vitesse et conductivité démontrée par les travaux de Métadier, (2012) (cf. paragraphe suivant).

2.2 Présentation des données disponibles

Le déversoir d'orage de Valvert, situé à l'exutoire du BV d'Ecully, a été instrumenté et suivi de 2004 à 2016 par l'OTHU. Ces observations ont permis d'étudier les flux d'eau produits par ce bassin versant urbain résidentiel et de caractériser les rejets du DO (Lipeme Kouyi and Bacot, 2016). Pour la présente étude, les données de hauteur d'eau et vitesse dans le réseau en amont du DO (pas de temps de 2 min) ainsi que les

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

précipitations enregistrées (pas de temps de 1 min) par le réseau d'observation du Grand Lyon pour les années 2007 et 2008 ont été utilisées comme données d'entrée dans CANOE® afin de simuler l'évolution des débits en amont du déversoir et des débits déversés.

Le déversoir de Valvert est caractérisé par une section à géométrie complexe. Une relation entre section mouillée et hauteur d'eau a été établie et validée par Métadier, (2012). Cette relation est utilisée pour obtenir le débit en multipliant la section mouillée par la vitesse moyenne mesurée, comme présenté dans *l'Equation 5.1*:

$$Q = (0.865 \cdot h + 0.307 \cdot h^2 - 0.134 \cdot h^3) \cdot v \qquad \textit{Equation 5.1}$$

avec Q [$m^3.s^{-1}$] le débit calculé amont, h [m] la hauteur d'eau mesurée à l'exutoire et v [$m.s^{-1}$] la vitesse moyenne de l'écoulement mesurée à l'exutoire. Les incertitudes sur les estimations découlant de cette relation sont également détaillées dans les travaux de Métadier, (2012) : en moyenne, les incertitudes élargies relatives sont de l'ordre de 2-3 % pour le débit *Q*.

Le déversoir de Valvert est muni d'un seuil de biais (ni latéral ni frontal). Sa forme particulière favorise l'apparition d'un écoulement torrentiel, rapide, entrainant une variabilité de hauteur d'eau difficile à représenter avec la loi univoque entre le débit et la hauteur d'eau. Une loi de déversement et ses incertitudes relatives associées ont été établies à partir de la modélisation 3D par Momplot, (2014) afin de calculer les débits déversés vers le milieu naturel (*Equation 5.2* et *Equation 5.3*) :

$$\boldsymbol{Q_{déversé} = 0}\text{ , lorsque }\quad \boldsymbol{Q \leq 0.4\ m^3.s^{-1}} \qquad \textit{Equation 5.2}$$

$$\boldsymbol{Q_{déversé} = Q\ - 0.33 \cdot \ln(Q\ ) - 0.69}\text{ , lorsque } \boldsymbol{Q > 0.4\ m^3.s^{-1}} \qquad \textit{Equation 5.3}$$

avec Q [$m^3.s^{-1}$] le débit amont et $Q_{déversé}$ [$m^3.s^{-1}$] le débit déversé calculé.

Pour caractériser les évènements pluvieux provoquant des déversements, une analyse des précipitations de 2007 et 2008 a été menée en fonction de la durée de l'évènement et de la hauteur totale précipitée, après avoir réalisé une délimitation automatique des épisodes de pluie selon les critères définis par Métadier and Bertrand-Krajewski (2011). La *Figure 5.2* permet de visualiser ces deux caractéristiques pour l'ensemble des événements survenus en 2007-2008, en distinguant ceux qui ont engendré un déversement au DO de Valvert (symboles pleins) de ceux qui n'en ont pas provoqué. Les événements pluvieux choisis pour le calage et la validation du modèle sont ceux qui ont provoqué au moins un déversement, en excluant les pluies de cumul inférieur à 7 mm (gamme dans laquelle l'occurrence d'un déversement correspond à une observation relativement atypique). Finalement, 22 et 34 événements pluvieux en 2007 et 2008 respectivement ont été utilisés pour caler et valider le modèle.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

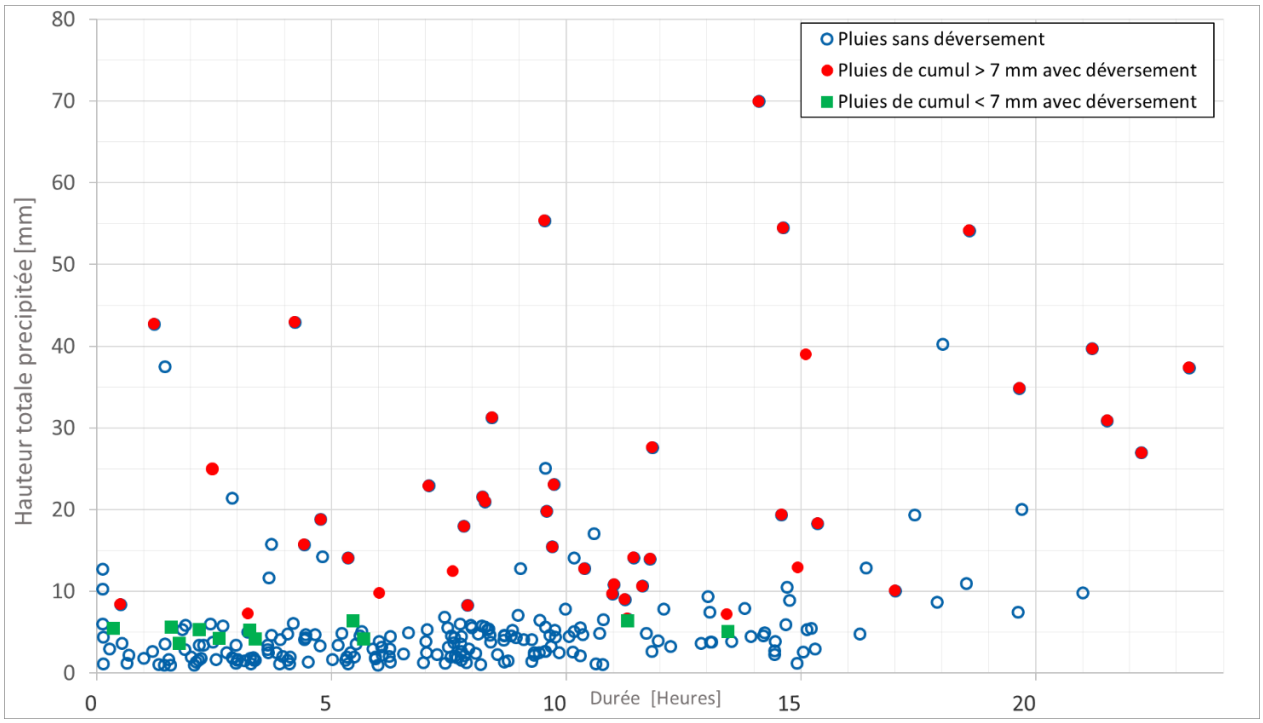


Figure 5.2 : Caractérisation des précipitations du bassin versant d'Ecully et caractérisation des événements pluvieux provoquant un déversement au déversoir d'orage de Valvert. Période étudiée : 2007 et 2008. En cercle bleu non plein les pluies sans événement de déversement. En cercle rouge plein les pluies observées avec au moins un déversement dont la hauteur totale est supérieure à 7 mm. Les rectangles verts, sont les pluies « petites » avec déversement dont la hauteur totale est inférieure à 7 mm (gamme dans laquelle l'occurrence d'un déversement correspond à une observation relativement atypique)

2.3 Calage et validation du modèle

Le modèle CANOE® est calé afin de reproduire les volumes en amont du DO observés sur l'année 2007, puis la validation du modèle est réalisée avec les 34 événements de 2008. L'indicateur utilisé pour évaluer la distance aux observations est le critère de Nash-Sutcliffe (*Equation 5.4*). De même, ce critère est utilisé pour évaluer l'exactitude des volumes déversés calculés à partir des volumes amont.

$$NS = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{n}(X_{obs\,i} - X_{sim\,i})^2}{\sum_{i=1}^{n}(X_{obs\,i} - \bar{X}_{obs})^2} \qquad \textit{Equation 5.4}$$

Avec *NS*, le critère de Nash-Sutcliffe (sans dimension), $X_{obs\,i}$, la i-ème valeur observée de X (m^3), $X_{sim\,i}$, la i-ème valeur simulée de X (m^3), $\bar{X}_{obs}$, la moyenne des valeurs observées (m^3). Plus la valeur obtenue pour ce critère est proche de 1, plus les volumes simulés sont proches des volumes observés. Au sens de la classification proposée par Moriasi et al. (2015), le critère de Nash-Sutcliffe doit être supérieur à 0.5 pour pouvoir affirmer que le modèle est « satisfaisant », supérieur à 0.65 pour être « bon » et supérieur à 0.75 pour être « très bon ».

Les observations du *Tableau 5.2* montrent que, pour les 34 événements de 2008, la performance du modèle CANOE® pour simuler les grandeurs d'intérêt est très bonne

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

(critère de Nash > 0.75). Ce modèle calé et validé sur les années 2007-2008 sera pour la suite de l'étude le modèle de référence pour évaluer l'efficacité des stratégies de déconnexion et leur sensibilité à des scénarios futurs.

Tableau 5.2: Évaluation du modèle CANOE® par rapport aux observations de l'OTHU

		Nash-Sutcliffe
2007	Calage des volumes amont avec 22 événements	0.80
	Calage des volumes déversés avec 22 événements	0.90
2008	Validation des volumes amont avec 34 événements	0.81
	Validation des volumes déversés avec 34 événements	0.80

2.4 Stratégies de gestion des eaux pluviales testées

La gestion des eaux pluviales à la source doit répondre à trois principes : ralentir les écoulements, réduire les pics de débit et limiter les volumes ruisselés via des solutions de gestion qui privilégient le stockage et l'infiltration des eaux pluviales. Les stratégies mises en place doivent respecter ces principes. Dans cette étude, deux stratégies sont testées et évaluées.

La première stratégie consiste à déconnecter les eaux pluviales du réseau unitaire en mettant en place des ouvrages de gestion à la source qui favorisent le stockage et l'infiltration au plus près de là où les précipitations tombent. Cette stratégie peut s'illustrer par l'implémentation de toitures végétalisées, de jardins de pluie, de noues, etc. qui stockent, puis infiltrent l'eau, abattant ainsi une partie des volumes ruisselés. Pour simplifier la modélisation des ouvrages de gestion à la source dans CANOE®, les valeurs des pertes initiales de chaque sous-bassin sur lequel ces ouvrages pourraient être implémentés ont été augmentées de manière uniforme, ce qui permet de représenter la capacité des ouvrages perméables à stocker et infiltrer les premiers mm de la pluie. Trois tests ont été réalisés : des augmentations des pertes initiales de 5, 10 et 15 millimètres. Ces tests sont nommés par la suite : DCON 1, DCON 2 et DCON 3, respectivement.

La deuxième stratégie consiste à désimperméabiliser un certain nombre de sous-bassins versants selon les caractéristiques et le contexte local, en augmentant les surfaces perméables au détriment des surfaces imperméables connectées au réseau. Dans ce cas, on suppose que les surfaces imperméables restent totalement raccordées au réseau. Cette stratégie de désimperméabilisation est représentée dans CANOE® par la modification du pourcentage de la surface imperméable directement connectée au réseau. La fraction imperméable du bassin versant de 45 % (état initial) est modifiée à 40 % pour le premier scénario de désimperméabilisation et à 35 % pour le deuxième scénario, soit un taux de désimperméabilisation ciblant ~10 % (équivalent à 12 ha) et ~20 % (équivalent à 25 ha) des surfaces imperméables, respectivement. Ces scénarios sont nommés par la suite : DESIMP 1, DESIMP 2.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

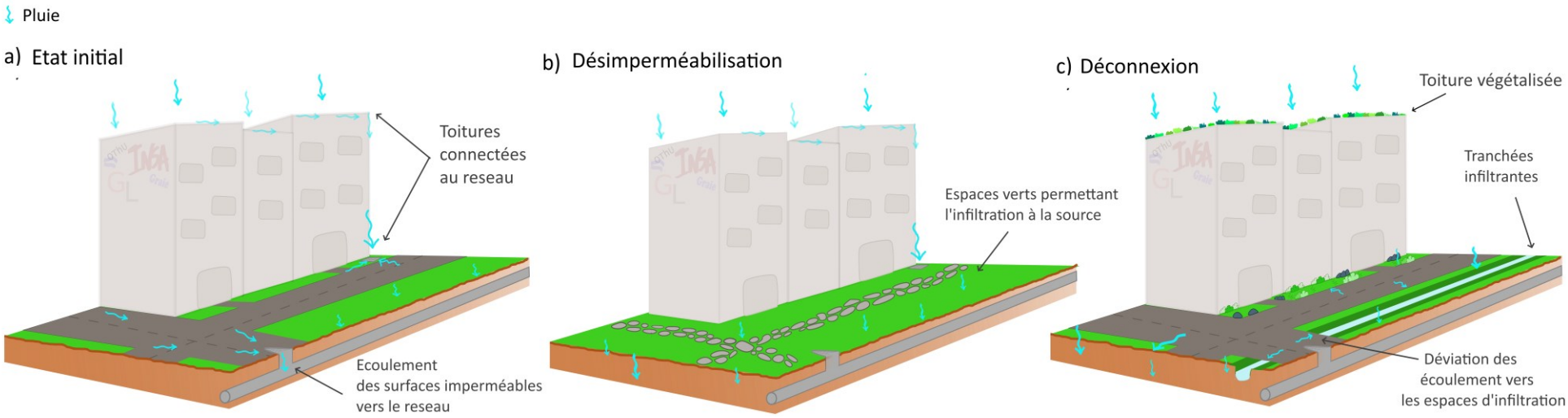


Figure 5.3 : Schéma illustratif de deux stratégies de gestion des eaux pluviales : a) parcelle avant implémentation des stratégies (état initial), b) désimperméabilisation (stratégies DESIMP 1 et DESIMP 2) et c) déconnexion (stratégies DCON 1, 2, 3).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

2.5 Construction des scénarios futurs

Afin de prendre en compte les changements globaux du territoire à l'horizon 2030-2060, trois scénarios futurs sont proposés pour évaluer l'efficacité de ces stratégies de gestion des eaux pluviales sur ce bassin versant. Dans chacun de ces scénarios, trois types de changements sont proposés : une extension des surfaces imperméables liée à l'augmentation de la population, en accord avec le schéma de cohérence territorial de la Métropole de Lyon (PLU-H, Grand Lyon, 2021), une augmentation de la production d'eaux usées dans le réseau due à l'augmentation de la population et une modification des chroniques de pluies en lien avec les perturbations liées au changement climatique. Les chroniques pluviométriques futures utilisées sont issues d'un projet financé dans le cadre de l'accord de l'Agence de l'eau Rhône Méditerranée Corse (AERMC) et la Zone Atelier Bassin du Rhône (ZABR) (Bonneau et al., 2023c).

L'augmentation de la population est estimée selon les observations à long terme de l'INSEE. Une projection est réalisée en appliquant le taux d'accroissement moyen calculé sur la base de l'évolution de la population d'Ecully entre 2011 (17 854 habitants) et 2016 (18 097 habitants), soit de +0.27% par an.

L'approche « bottom-up » est utilisée pour déterminer les données météorologiques perturbées par différents scénarios de changement climatique (Sauquet et al., 2018). Dans cette approche, seule une modification des précipitations journalières est prise en compte pour trois scénarios différents d'émission de gaz à effets de serre. Le premier représente une diminution drastique de nos émissions actuelles où le forçage radiatif atteint un pic d'environ 2,6 W m^{-2} avant 2100, puis décroit. Le deuxième représente une stabilisation des émissions actuelles où le forçage radiatif se stabilise à environ 4,5 W m^{-2} après 2100. Enfin, le dernier scénario suppose une augmentation des émissions globales continue où le forçage radiatif excède 8,5 W m^{-2} en 2100. Par la suite, ces trois scénarios seront appelés, respectivement, RCP (*Representative Concentration Pathway*) 2.6, RCP 4.5 et RCP 8.5, selon les acronymes usuels du GIEC [IPCC, 2014].

Trois séries de facteurs de perturbation mensuels ΔP, correspondant aux trois scénarios RCP considérés, ont été construites selon une méthodologie définie par (Bonneau et al., 2023c) afin d'établir une projection correspondant à la période 2030-2060 et à la zone d'étude. Ces facteurs de perturbation (Tableau 3) ont été appliqués aux données de pluie de 2007, terme P ci-dessous, selon l'équation 5 (Sauquet et al., 2018):

$$P^* = P\left(1 + \frac{\Delta P}{\overline{PM}}\right) \qquad \textit{Equation 5.5}$$

avec P^* la précipitation perturbée [mm] ; P la précipitation de référence [mm] ; $\overline{PM}$ la moyenne des précipitations climatologiques de référence [mm] et ΔP le facteur de changement climatique [mm]. Le calcul de $\overline{PM}$ a été effectué à partir des données mesurées entre 2005 et 2015 afin de représenter des situations contrastées. Une telle

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

méthodologie, appliquant des facteurs de perturbations mensuels (*Tableau 5.3*) sur une chronique de pluie au pas de temps fin, suppose que les durées et fréquences des pluies futures restent identiques à la chronique de référence.

Tableau 5.3 : Facteurs de changement climatique considérés pour les trois scénarios étudiés [mm]

	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
RCP 2.6	3.72	4.50	1.49	4.80	6.55	13.75	-0.46	-5.32	7.5	3.98	-6.73	5.26
RCP 4.5	7.56	9.14	3.03	9.74	13.29	27.92	-0.94	-10.81	15.35	8.09	-13.66	10.68
RCP 8.5	11.28	13.64	4.52	14.54	19.85	41.68	-1.41	-16.14	22.9	12.08	-20.39	15.95

3 Résultats et discussion

3.1 Effets de la déconnexion des eaux pluviales

Les résultats du modèle pour les années 2007 et 2008 sont utilisés comme référence dans cette partie afin d'évaluer la variation des deux indicateurs d'intérêt (volume déversé et nombre de jours avec déversement à l'échelle annuelle) selon les différentes stratégies de gestion testées (DCON 1, 2 & 3 et DESIMP 1 & 2). La *Figure 5.4* montre que, dans la moitié des événements, une diminution d'au moins 10% et 32% du volume déversé pourrait être obtenue en infiltrant les 5 premiers millimètres de pluie (DCON 1) en 2007 et 2008 respectivement. Pour un quart des événements considérés en 2007 (resp. 2008), on atteindrait même une diminution ≥ 50% (resp. ≥ 85%) du volume déversé. Néanmoins, un dernier quart des évènements pluvieux ne serait pas, ou quasiment pas influencé en matière de déversement (ratio ≈ 100%) par une infiltration des 5 premiers mm.

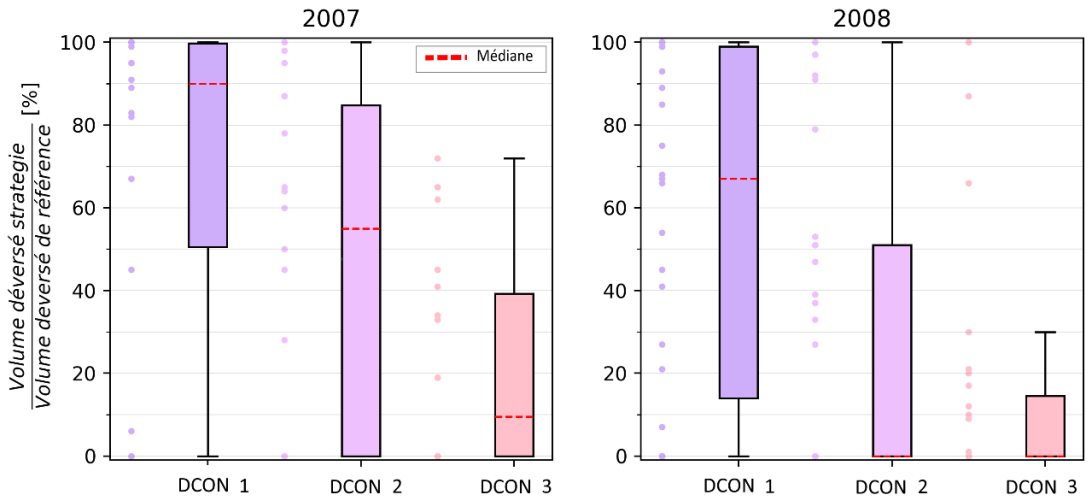


Figure 5.4: Statistiques sur le volume déversé par événement pluvieux (exprimé relativement au volume déversé du scénario de référence) pour les stratégies de déconnexion et d'infiltration des premiers 5, 10 et 15 mm de pluie (DCON 1, DCON 2, DCON 3).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

L'infiltration des 10 premiers millimètres (DCON 2) entraînerait une diminution du volume déversé d'au moins 45% pour la moitié des évènements de 2007, tandis qu'elle permettrait même de supprimer totalement la moitié des déversements survenus en 2008.

Finalement, si les 15 premiers millimètres de pluie étaient abattus de manière systématique (DCON 3), la diminution des volumes déversés serait très significative, atteignant une médiane de 91% et 100% pour 2007 et 2008 respectivement.

Ces résultats montrent que sur les deux années, 48% des pluies provoquant un déversement ont une hauteur totale précipitée inférieure à 15 mm. Cependant, malgré l'effort que représente la stratégie DCON 3, le volume total déversé excèderait encore le seuil imposé par la réglementation (*Tableau 5.4*). En revanche, le nombre de jours avec déversement passerait de 25 à 11 en 2007, et de 30 à 15 en 2008 (*Tableau 5.4*), ce qui permettrait le respect du critère défini par la réglementation pour la conformité du réseau par temps de pluie. Cela semble en accord avec l'objectif du plan de gestion des eaux pluviales de la Métropole de Lyon.

Tableau 5.4: Comparaison du nombre de jours avec déversement et pourcentage du volume déversé par rapport au volume produit sur le bassin versant d'Ecully pour les stratégies de stockage et infiltration des premiers millimètres de pluie (DCON 1 ,2, 3)

		Nombre de jours avec déversement	$\frac{\text{Volume déversé}}{\text{Volume produit dans le BV}}$
2007	Simulation de référence	25	11%
	Infiltration des 5 premiers mm	19	11%
	Infiltration des 10 premiers mm	13	7%
	Infiltration des 15 premiers mm	11	6%
2008	Simulation de référence	30	11%
	Infiltration des 5 premiers mm	18	9%
	Infiltration des 10 premiers mm	15	9%
	Infiltration des 15 premiers mm	15	7%

3.2 Effets de la désimperméabilisation du territoire

De même que dans la partie précédente, le volume déversé et le nombre de jours avec déversement à l'échelle annuelle sont comparés aux résultats de la simulation de référence pour les différentes stratégies de gestion DESIMP 1 et DESIMP 2.

Les résultats obtenus sur 2007 et 2008 (*Figure 5.5*) montrent que si 10% des surfaces étaient désimperméabilisées, le volume déversé diminuerait d'au moins 5 à 10% quel que soit l'événement pluvieux considéré, contrairement à la stratégie précédente. Par ailleurs, le volume déversé de la moitié des événements pourrait être réduit de 20 à 40% en 2007 et de 28 à 60% en 2008. La *Figure 5.5* illustre de même le gain significatif auquel mènerait

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

une désimperméabilisation de 20% des surfaces, sans parvenir aux performances atteintes avec une stratégie DCON 3.

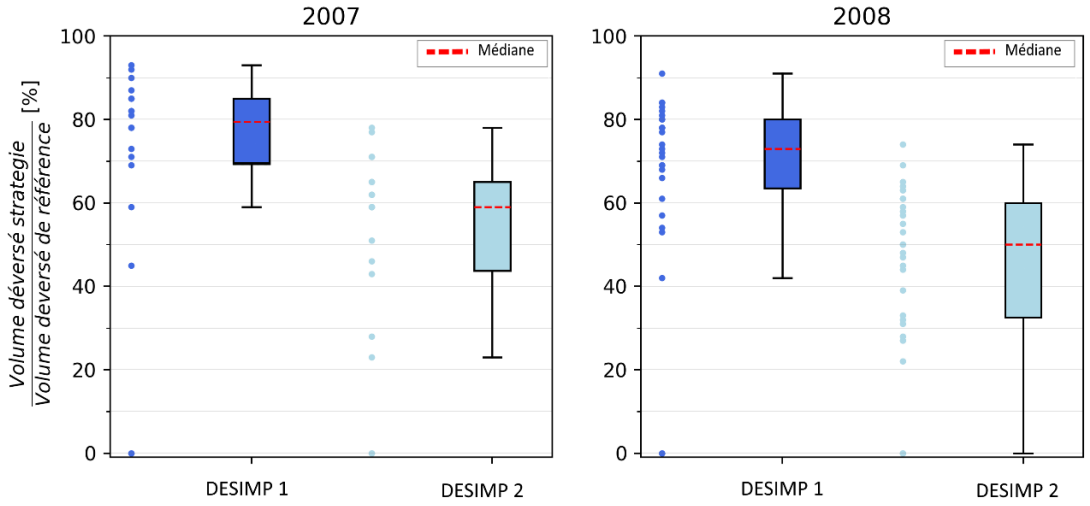


Figure 5.5: Statistiques sur le volume déversé par événement pluvieux, exprimé relativement au volume déversé du scénario de référence pour les stratégies de désimperméabilisation de 10 et 20% (DESIMP 1 et DESIMP 2).

En revanche, le *Tableau 5.5* montre une faible diminution du nombre de jours avec déversement et du volume total déversé en 2007 et en 2008. Malgré la désimperméabilisation de 20 %, le nombre de jours avec déversement (23 en 2007 et 28 en 2008) et le volume total déversé (9% du volume total produit en 2007 et 8% en 2008), ne sont pas conformes aux critères de l'arrêté du 21 juillet 2015. Ces résultats montrent que si la stratégie de désimperméabilisation entraîne une diminution du volume déversé par évènement pluvieux, elle reste limitante d'après les deux critères de conformité du système de collecte par temps de pluie.

Tableau 5.5: Comparaison du nombre de jours avec déversement et pourcentage du volume déversé par rapport au volume produit sur le bassin versant d'Ecully pour la stratégie de désimperméabilisation 10% et 20%.

		Nombre de jours avec déversement	$\frac{\text{Volume déversé}}{\text{Volume produit dans le BV}}$
2007	Simulation de référence	25	11%
	Désimperméabilisation 10%	23	10%
	Désimperméabilisation 20%	23	9%
2008	Simulation de référence	30	11%
	Désimperméabilisation 10%	28	9%
	Désimperméabilisation 20%	28	8%

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

3.3 Pertinence de l'abattement des 15 premiers millimètres sur le BV d'Ecully face aux scénarios futurs

Cette étude préliminaire de l'impact des changements globaux sur les stratégies de gestion des eaux pluviales a permis d'évaluer les conséquents de trois scénarios futurs RCP 2.6, RCP 4.5 et RCP 8.5 sur une année type 2007. Pour les trois scénarios climatiques, les facteurs de perturbations mensuels (*Tableau 5.3*) provoquent une augmentation des cumuls de pluie pour tous les mois à l'exception des mois de juillet, août et novembre (*Figure 5.6*), ce qui souligne les effets d'aggravation des risques de sècheresse et des pluies plus fortes.

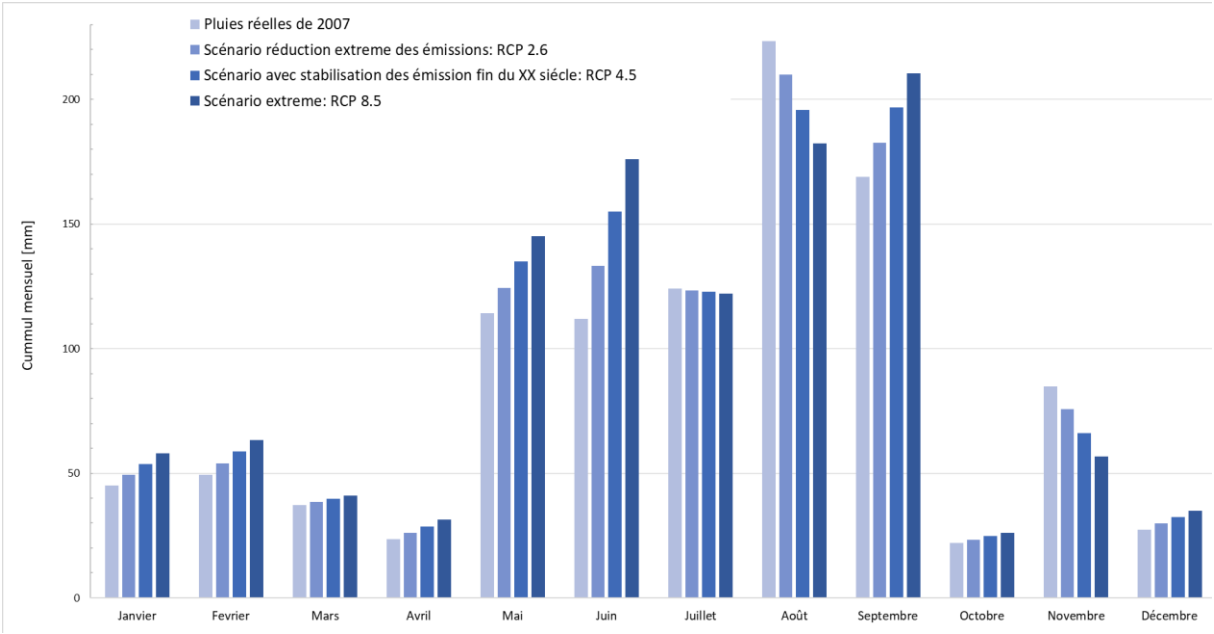


Figure 5.6 : Cumul de précipitations mensuelles pour 2007 et pour les chroniques futures obtenues à partir des perturbations des projections RCP 2.6, 4.5 et 8.5.

Les conséquents de ces scénarios futurs sur l'hydrologie sont comparées sur la base des indicateurs d'intérêt, i.e. les volumes déversés et le nombre de déversements. Les résultats montrent que, sans changement de gestion des eaux pluviales, les volumes médians déversés seraient respectivement 1.4, 1.8, et 2.2 fois supérieurs à ceux de 2007 pour les scénarios RCP 2.6, RCP 4.5, et RCP 8.5 (*Figure 5.7*). De plus, ces scénarios de changement climatique engendreraient une augmentation du volume total déversé à l'échelle annuelle, qui représenterait 13%, 14% et 15% du volume total produit dans le bassin versant sur l'ensemble des événements (*Tableau 5.6*), et dépasserait largement le critère de conformité des volumes.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Tableau 5.6: Comparaison du nombre de jours avec déversement et pourcentage du volume déversé par rapport au volume produit sur le bassin versant d'Ecully pour les scénarios futurs sans stratégie de déconnexion et avec la stratégie DCON 3

	Sans stratégie			**DECON3 (PI=15mm)**	
	Nombre de jours avec déversement	$\frac{Volume\ déversé}{Volume\ produit\ dans\ le\ BV}$		*Nombre de jours avec déversement*	$\frac{Volume\ déversé}{Volume\ produit\ dans\ le\ BV}$
Simulation de référence (2007)	25	11%	Simulation de référence (2007)	11	6%
RCP 2.6	26	13%	RCP 2.6	14	10%
RCP 4.5	27	14%	RCP 4.5	15	10%
RCP 8.5	32	15%	RCP 8.5	16	11%

D'autre part, si la stratégie de gestion des eaux pluviales DCON 3 était appliquée sur l'ensemble du territoire, les résultats montrent que celle-ci entraînerait une diminution à l'échelle annuelle d'environ 12 jours de déversement par rapport à la situation sans déconnexion (*Tableau 5.6*), et un abattement médian des volumes > 70% (*Figure 5.7*). Cependant, le ratio du volume total déversé par rapport au volume total produit sur le bassin versant resterait de 10-11% dans les trois scénarios climatiques (RCP 2.6, 4.5 et 8.5), autrement dit le volume déversé serait toujours supérieur au seuil imposé par la règlementation actuelle.

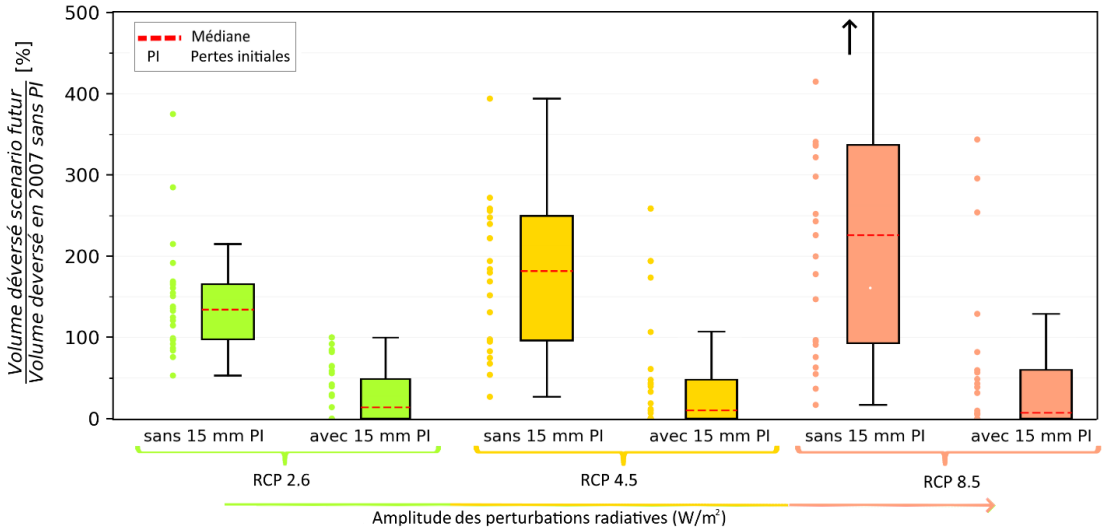


Figure 5.7: Statistiques sur le volume déversé par événement pluvieux de trois scénarios futurs (RCP 2.6, RCP 4.5 et RCP 8) sans et avec implémentation de la stratégie de déconnexion et infiltration des premiers 15 mm de pluie (DCON3). Le volume est exprimé relativement au volume déversé du scénario de référence (2007 sans stratégie de de déconnexion et infiltration)

Dans un scénario avec des changements globaux, le plan de gestion des eaux pluviales de la Métropole de Lyon qui est d'infiltrer les 15 premiers millimètres de pluie semblerait une stratégie efficace pour le respect du critère de non-dépassement des 20 jours de déversement annuels.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

4 Conclusion

Cette étude de modélisation hydrologique et hydraulique à l'échelle d'un bassin versant a pour objectif l'évaluation quantitative des conséquents des différentes stratégies de gestion des eaux pluviales, basées sur la déconnexion et la désimperméabilisation. Elle illustre l'efficacité à échelle annuelle d'une stratégie de déconnexion, générant l'abattement des 10 et 15 premiers millimètres des précipitations. En l'absence de changements globaux, une telle stratégie diminuerai, significativement le volume total d'effluents unitaires déversés et réduirait de moitié le nombre de jours avec déversement, permettant le respect du critère de conformité règlementaire (*l'arrêté du 21 juillet 2015*) sur le nombre de déversements et quasiment celui sur le pourcentage du volume des déversements.

Les résultats montrent également qu'une stratégie de déconnexion légère (augmentation des pertes initiales de 5 mm) aurait un impact plus important sur la diminution des volumes déversés et des jours de déversement qu'une stratégie de désimperméabilisation (10 ou 20%). À l'échelle du bassin versant d'Ecully, une désimperméabilisation de 20% n'est pas suffisante et il semble nécessaire de coupler les stratégies de déconnexion et de désimperméabilisation des surfaces imperméables.

Des scénarios de changements globaux ont été modélisés de manière simplifiée afin d'évaluer l'impact des stratégies de gestion des eaux pluviales dans le futur. Sans évolution de la politique de gestion des eaux pluviales, les résultats montrent que pour les scénarios futurs où la quantité de gaz à effet de serre qui sera émise à l'horizon 2030-2060 décroît (RCP 2.6), se stabilise (RCP 4.5) et continue à augmenter (RCP 8.5) les volumes déversés seraient multipliés par 1.4, 1.8 et 2.2, respectivement. En considérant l'année 2007 comme année de référence, dont la pluviométrie a été modifiée selon les trois scénarios ci-dessus, une dizaine d'événements supplémentaires seraient susceptibles d'engendrer des déversements.

En revanche, en considérant une stratégie de gestion des eaux pluviales visant à intercepter les 15 premiers millimètres de pluie sur l'ensemble du territoire, le nombre de jours avec déversement resterait inférieur au maximum imposé par la règlementation actuelle. Cependant, même si le volume déversé est réduit de 30%, 90% et 95% pour la moitié des évènements, respectivement, pour les trois scénarios futurs modélisés, le ratio entre volume déversé et volume produit sur le bassin versant est deux fois supérieur au seuil maximal imposé (5% du volume total produit).

Pour rendre les villes de demain résilientes face aux changements globaux et respectueuses de l'état écologique des milieux naturels, ces premiers résultats montrent l'importance de construire des stratégies de gestion décentralisée des eaux urbaines en privilégiant les ouvrages fondés sur la nature. Il est également indispensable d'élaborer des outils adaptés pour la planification urbaine en prenant en compte un système

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

hybride combinant ouvrages centralisés (réseau unitaire avec déversoirs) et ouvrages végétalisés à la source. Ces outils devraient pouvoir prendre en compte ou intégrer non seulement les aspects hydrauliques, mais également les contraintes économiques, foncières et urbanistiques indispensables pour la planification des collectivités.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Conclusion générale et perspectives

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Conclusion générale

Les rejets d'eaux urbaines associés aux ruissellements des surfaces imperméables sont un facteur majeur de dégradation des milieux récepteurs. Leur gestion constitue un réel enjeu pour les collectivités. Dans ce contexte, les ouvrages de gestion des eaux pluviales à la source sont de plus en plus intégrés dans l'aménagement urbain, avec l'objectif de diminuer les volumes envoyés dans les réseaux d'assainissement, réduisant ainsi les déversements et débordements des réseaux unitaires. Néanmoins, l'efficacité de tels dispositifs est largement dépendante du type d'ouvrage et de leur dimensionnement, mais aussi de leurs emplacements au sein du bassin versant urbain. Nos travaux ont été guidés par la volonté de développer un modèle peu exigeant en données d'entrée à l'échelle annuelle, et adaptable aux divers contextes de données disponibles au sein des collectivités, pour tester différentes stratégies de gestion des eaux pluviales et réduire les rejets urbains vers les milieux récepteurs.

Les travaux conduits dans le cadre de cette thèse visaient :

- à simplifier et optimiser les processus de construction d'un modèle hydrologique et hydraulique à l'échelle du bassin versant urbain permettant de simuler les déversements à l'échelle annuelle ;
- à élaborer et simuler des scenarios de réduction des déversements avec un déploiement d'ouvrages de gestion à la source à l'échelle du sous-bassin versant visant à optimiser leur performance en fonction des emplacements choisis.

Ce travail a été structuré en cinq étapes présentées sous forme de chapitres distincts dans cette thèse. Le premier chapitre a présenté une synthèse des pratiques de modélisation des scénarios de gestion des eaux pluviales à la source, dans l'objectif de réduire les déversements. Dans le deuxième, nous avons présenté la construction d'un modèle hydrologique et hydraulique, parcimonieux, à l'échelle du bassin versant, capable de représenter les différentes composantes des flux d'eaux urbaines et leur contribution aux déversements. Ce modèle global a été par la suite discrétisé par sous-bassin versant (Chapitre 3) et, dans le quatrième chapitre, cette discrétisation a permis d'évaluer la performance de deux stratégies de gestion des eaux pluviales (basée sur la déconnexion ou la désimperméabilisation) selon leur implémentation dans le bassin versant. Finalement, le cinquième et dernier chapitre a abordé la capacité de ces stratégies de gestion à atténuer les impacts du changement climatique et la croissance démographique sur les déversements.

Besoins de recherche associée à la construction de stratégies de gestion pour la réduction des déversements

La revue de littérature proposée dans cette thèse, basée sur l'analyse d'articles scientifiques, traite des pratiques de modélisation des déversements prenant en compte

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

des stratégies de gestion à la source à l'échelle du bassin versant urbain. Nous distinguons deux étapes de réflexion pour le développement de ces modèles.

La première étape est à la description de l'état initial du système qui conduit à se questionner sur l'échelle spatio-temporelle appropriée pour modéliser les déversements. Nous nous sommes intéressés au choix des compartiments urbains (surface, sol, réseau, nappe) et la représentation des composantes urbaines (ruissellement sur les surfaces imperméables et/ou perméables, eaux claires parasites, eaux usées). Finalement, nous avons discuté le niveau de confiance qui peut être accordé à ces modèles à travers l'étape de calibration et celle de validation. La deuxième étape de réflexion a porté sur la modélisation de l'aménagement urbain : d'abord sur la conceptualisation de la dissémination des ouvrages de gestion dans le bassin versant et ensuite, sur l'élaboration et la hiérarchisation des scénarios afin de répondre aux objectifs de réduction des déversements.

Nous avons mis en évidence une diversité d'approches de modélisation du système urbain (choix spatiaux-temporels, équations mises en œuvre et compartiments du système modélisé) et de modélisation du déploiement des ouvrages. De manière générale, nous avons remarqué que :

- Les modèles de déversoirs d'orage sont très peu décrits et les données très rares ;
- Dans les modèles, les compartiments d'infiltration en profondeur et les échanges entre les zones insaturées et saturées et avec le réseau d'égouts sont souvent ignorés à l'échelle du bassin versant urbain et, lorsqu'ils sont présents, les équations choisies pour mimer le compartiment sol et l'interconnectivité avec les autres compartiments nécessitent des explicitations plus approfondies ;
- Les étapes de calibration et validation du modèle ne sont souvent justifiées que de façon assez sommaire et le nombre d'évènements utilisé est très réduit, ce qui conduit à s'interroger sur la représentativité des résultats produits ;
- Il y a un manque d'outils d'aide à l'élaboration de scénarios de gestion adaptés aux besoins de réduction des déversements et à la définition d'indicateurs permettant d'évaluer simplement l'efficacité du déploiement des ouvrages de gestion à la source.

Ces constats initiaux nous ont conduit à considérer les flux qui contribuent prioritairement aux déversements et à construire un modèle qui donne à chaque processus un sens physique avec un nombre réduit de paramètres afin de faciliter la calibration.

Développement d'un modèle hydrologique et hydraulique pour simuler les déversements à l'échelle annuelle

Un modèle parcimonieux a été développé dans le cadre de ce travail afin de modéliser les contributions des différentes composantes urbaines aux déversements dans un

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

contexte de données limitées. Des données acquises pendant une longue période (quatre années d'observation avec un pas de temps suffisamment petit pour observer la dynamique par temps sec et par temps de pluie) ont été utilisées pour développer le modèle. Nous avons décomposé l'hydrogramme observé à l'exutoire du bassin versant. Les composantes urbaines suivantes ont été observées, caractérisées et quantifiées :

- Par temps sec : les eaux usées et les eaux claires parasites permanentes
- Par temps de pluie : le ruissellement des surfaces imperméables, l'infiltration des eaux claires parasites évènementielles et le ruissellement des surfaces perméables.

Pour chaque composante, une description physique puis mathématique a été donnée avec des paramètres calés à partir des observations. Les composantes de temps sec ont été extraites à partir des observations des jours par temps sec : un hydrogramme médian des eaux usées a été utilisé pour déterminer le débit d'eau usée journalier de temps sec ; l'infiltration des eaux claires parasites permanentes a été représentée comme une contribution constante dans le temps. Les composantes par temps de pluie ont été représentées, chacune, avec la méthode rationnelle couplée à un réservoir linaire afin d'obtenir un débit à l'exutoire de chaque sous-bassin versant. Ensuite, le modèle de Muskingum a été utilisé pour simuler le transport des flux par temps de pluie dans le réseau d'assainissement jusqu'à l'exutoire du bassin versant. La somme de tous les débits à l'exutoire du bassin versant constitue le débit en amont du déversoir d'orage. Finalement, pour simuler le débit déversé, des modèles de déversoir d'orage empiriques ou issus d'une loi 3D ont été utilisés.

Le modèle a été testé dans des contextes différents en termes de disponibilité de données. Pour le cas du bassin versant d'Ecully, des chroniques sur 4 ans sont disponibles en un seul point d'acquisition : des paramètres globaux décrivant le comportement de tout le bassin versant ont donc été obtenus puis discrétisés pour chaque sous-bassin versant. Pour le cas d'étude de Figeac, très peu de données sont disponibles (3 mois avec une vingtaine de petites pluies) : des hypothèses permettant de pallier le manque de paramètres ont ainsi été aussi établies afin de pouvoir reconstituer les caractéristiques de chaque sous-bassin versant (population, surface imperméable, production d'eau usée par habitant).

Le modèle a été évalué à l'échelle évènementielle comme à l'échelle annuelle, en amont (dans le réseau à l'exutoire du bassin versant) et en aval du déversoir d'orage (dans la conduite déversant avant son rejet dans la rivière). Les résultats à l'échelle évènementielle montrent une reproduction correcte de la dynamique globale de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Même si on observe une surestimation ou sous-estimation des évènements pluvieux générant un déversement, le modèle permet d'identifier la grande majorité des événements pluvieux générant un déversement, à l'exception de certaines pluies de faible cumul, pour lesquelles les incertitudes prédominent quant à

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

l'occurrence ou non d'un déversement. A l'échelle de chroniques longues, le volume déversé annuel est reproduit avec une erreur relative assez faible, ce qui est partiellement dû à un phénomène de compensation entre les cas de sur- et sous-estimations à l'échelle de l'événement, mais ce résultat demeure encourageant compte tenu de la complexité du système et du manque de données pour le caractériser.

Le modèle a donc montré son aptitude à être utilisé pour les objectifs fixés, soit simuler les déversements à l'échelle annuelle (volume et fréquence), tout en préservant une base physique dans la représentation des processus hydrologiques même dans un contexte de données d'entrée limitées, répondant ainsi aux enjeux opérationnels. Il permet également de mieux identifier la contribution de chaque composante aux déversements.

Une fois calé et validé, le modèle a été utilisé pour tester des scénarios d'aménagement urbain à l'échelle du bassin versant et évaluer leur performance pour réduire les déversements.

Modélisation de stratégies de gestion des eaux pluviales

Afin de préciser l'effort à faire pour une gestion à la source des eaux pluviales permettant de réduire les déversements, deux scénarios globaux de renouvellement partiel et complet du réseau d'assainissement ont été élaborés pour le bassin versant d'Ecully. Ces scénarios avaient pour objectif d'estimer si soulager le réseau d'assainissement de toute intrusion d'eau claire parasite (permanente ou événementielle) due au vieillissement des conduites pourrait représenter une diminution des déversements. Les résultats ont montré que les eaux claires parasites pourraient représenter une part significative du bilan annuel d'eau arrivant aux déversoirs d'orage. Cependant, leur suppression ne représenterait pas une réduction significative du volume déversé et ne diminuerait pas la fréquence de déversement ; cet effort doit être soutenu par d'autres actions.

Par la suite nous avons simulé des stratégies de déconnexion (des ouvrages interceptent les x premiers millimètres) et de désimperméabilisation (la surface imperméable est aménagée pour devenir perméable) à l'échelle du bassin versant. Le choix de modélisation à l'échelle annuelle a été fait avec l'objectif d'évaluer la performance des stratégies dans un contexte opérationnel (règlementation cadrée à l'échelle annuelle). Ces stratégies de gestion ont été appliquées aux deux cas d'étude, Ecully et Figeac.

Avec le modèle global (définition homogène des caractéristiques hydrologiques à l'échelle du bassin versant), nous avons observé dans un premier temps que l'interception des 15 premiers millimètres sur l'ensemble du bassin versant permet une réduction de quasiment la moitié du volume annuel déversé et de la fréquence de déversement.

Dans un second temps, nous avons utilisé le modèle discrétisé (caractéristiques hydrologiques homogènes à l'échelle du sous-bassin versant, hétérogènes à l'échelle du

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

bassin versant) pour cibler le sous-bassin versant pour lequel il serait le plus pertinent d'agir et évaluer l'effort à mettre en place afin de réduire les déversements et atteindre les objectifs règlementaires. Différents degrés de déploiement d'ouvrages de gestion à la source ont été simulés et évalués. Le modèle a permis de développer des abaques de performance en fonction de l'effort d'aménagement par sous-bassin versant, pour deux stratégies de gestion des eaux pluviales : déconnexion ou désimperméabilisation. Pour les deux cas d'étude, une réduction d'au moins 15 % du volume déversé annuel pourrait être atteinte en interceptant les 15 premiers millimètres sur le sous-bassin versant le plus performant. Ensuite, quelle que soit la stratégie (déconnexion ou désimperméabilisation) appliquée sur un unique sous-bassin versant, l'objectif du ratio de 5% (volume déversé / volume total en amont du DO) pourrait être atteignable. Cependant, ce critère est à considérer avec précaution car il favorise plutôt les stratégies de stockage plutôt que d'infiltration : plus le volume amont est faible, plus il est difficile de faire baisser cet indicateur, ce qui induit des biais notamment par rapport aux eaux claires parasites, qui augmentent le volume annuel produit dans le bassin versant. Encore une fois, la gestion à la source des petites pluies (inférieures à 15 mm) au travers d'une stratégie de déconnexion pourrait représenter le bénéfice le plus significatif eu égard aux trois critères étudiés. Au-delà d'un seuil de hauteur d'eau interceptée de 10-15 mm, la réduction de la fréquence de déversement est de plus en plus limitée, quel que soit le sous-bassin versant ciblé. Enfin, les deux cas d'études montrent que les caractéristiques hydrologiques impactent considérablement les volumes à l'exutoire : la surface imperméable et les coefficients de ruissellement des différentes surfaces perméables / imperméables sont des paramètres clefs pour déterminer la production du volume généré par les sous-bassins versants. Les paramètres hydrodynamiques qui influencent les débits de pointe générés par les sous-bassins versants et le temps de transfert à l'exutoire sont la pente, lag-time, distance du déversoir d'orage.

Finalement, une stratégie de déconnexion visant à intercepter les 15 premiers millimètres de pluie a été simulée dans le bassin versant d'Ecully dans un contexte de changement climatique et changement démographique. Sans évolution de la politique de gestion des eaux pluviales, les résultats montrent que les volumes déversés seraient multipliés par 1.4, 1.8 et 2.2, respectivement pour les scénarios futurs où la quantité de gaz à effet de serre qui serait émise à l'horizon 2030-2060 décroît (RCP 2.6), se stabiliserait (RCP 4.5) et continuerait à augmenter (RCP 8.5). En revanche, en imaginant un aménagement du bassin versant capable d'intercepter les 15 premiers millimètres de pluie sur l'ensemble du territoire, le nombre de jours avec déversement reste inférieur au maximum imposé par la règlementation actuelle. Cependant, l'augmentation de l'intensité des pluies entraine des volumes déversés plus importants et le ratio entre le volume déversé et volume produit sur le bassin versant est deux fois supérieur au seuil maximal imposé (5% du volume total produit).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Perspectives

Au début de ce manuscrit, nous avons fait état des questions qui encadrent les travaux de cette thèse : (i) comprendre et conceptualiser les phénomènes complexes du système urbain afin de développer un modèle hydrologique et hydraulique à l'échelle du bassin versant urbain qui soit peu gourmand en paramètres d'entrée, et qui puisse modéliser les déversements à l'échelle annuelle ; (ii) améliorer les connaissances sur l'élaboration des stratégies de gestion des eaux pluviales à la source permettant de répondre aux défis liés aux déversements du réseau unitaire et ; (iii) évaluer l'impact, sur les déversements, de la dissémination globale (à l'échelle du bassin versant) et ciblée (à l'échelle de sous-bassins versants) des ouvrages de gestions des eaux pluviales et leur robustesse pour faire face au changement climatique. Le travail réalisé ici laisse envisager de nombreuses perspectives, d'une part sur le développement du modèle et d'autre part sur l'effort à concevoir afin d'aménager le territoire pour réduire les déversements de temps de pluie. Les perspectives d'étude peuvent être les suivantes :

- Le modèle TONIC, développé dans cette thèse, modélise de façon simplifiée les processus d'infiltration dans le réseau d'assainissement à travers le sol et le processus de saturation du sol qui déclenchent le ruissellement des surfaces perméables. Certaines études ont décrit que les conditions initiales du sol en milieu urbain n'ont pas d'impact significatif sur la réponse hydrologique du bassin versant (Cristiano et al., 2017; Smith et al., 2013) et qu'au-delà d'un certain seuil d'imperméabilité, les conditions initiales peuvent être négligées (Miller and Hess, 2017). Il est cependant important de se poser la question de l'importance de la prise en compte de l'état des sols dans les échanges entre les compartiments urbains (ouvrage – sol - nappe-réseau-rivière) : dans quel contexte est-il nécessaire de les représenter ? Dans quelle mesure le modèle, qui a pour objectif de simuler l'impact d'une dissémination spatiale des ouvrages de gestion à la source et leur impact sur les déversements deviendrait plus fiable ? Quelles données permettraient de décrire ce processus sans sur-paramétriser le modèle ?

- Une difficulté récurrente dans cette thèse a été l'acquisition de données, nécessaires pour contraindre le modèle. Si une chronique d'observation de trois mois a permis de construire le modèle sur Figeac et d'obtenir des résultats pertinents, il subsiste encore la question quant à la quantité et à la qualité minimale de données indispensables pour définir les paramètres essentiels caractérisant les différents processus. Cette question pourrait être abordée en comparant le modèle utilisé pour Ecully, cas d'étude riche en termes de quantité et qualité de données, et un modèle construit « comme si » les données n'étaient pas disponibles et en appliquant la méthodologie présentée dans le chapitre 2 pour différents niveaux de dégradation de données.

- Compte tenu de la difficulté de modéliser les déversoirs d'orage, il s'avère essentiel de mieux décrire ces ouvrages, par exemple en étudiant expérimentalement des

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

déversements sur différents ouvrages, en les modélisant et en caractérisant les incertitudes induites des simplifications apportées dans les modèles de déversements.

- Concernant la simulation des stratégies de gestion à la source à l'échelle du bassin versant, nous rappelons la nécessité de données d'autosurveillance des bassins versants pour mieux discrétiser le bassin versant et étudier l'effet à long terme de ces stratégies sur les déversements à l'exutoire du bassin versant.

- Les sous-bassins versants ont été classés selon leur performance en termes de réduction des déversements et nous nous sommes appuyés sur le modèle afin d'expliquer les processus et paramètres clefs expliquant ces résultats. Par la suite, il serait intéressant d'appliquer ces scénarios de gestion sur plusieurs sous-bassins versants et d'étudier les effets cumulés sur le débit en réseau. Cette étude permettrait d'optimiser la combinaison de sous-bassins versants.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Références

Ahiablame, L.M., Engel, B.A., Chaubey, I., 2012. Effectiveness of Low Impact Development Practices: Literature Review and Suggestions for Future Research. Water Air Soil Pollut 223, 4253–4273. https://doi.org/10.1007/s11270-012-1189-2

Ahmadisharaf, E., Camacho, R.A., Zhang, H.X., Hantush, M.M., Mohamoud, Y.M., 2019. Calibration and Validation of Watershed Models and Advances in Uncertainty Analysis in TMDL Studies. J. Hydrol. Eng. 24, 03119001. https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0001794

Ahmed, M., Else, B., Eklundh, L., Ardö, J., Seaquist, J., 2017. Dynamic response of NDVI to soil moisture variations during different hydrological regimes in the Sahel region. International Journal of Remote Sensing 38, 5408–5429. https://doi.org/10.1080/01431161.2017.1339920

Al Ali, S., Bonhomme, C., Dubois, P., Chebbo, G., 2017. Investigation of the wash-off process using an innovative portable rainfall simulator allowing continuous monitoring of flow and turbidity at the urban surface outlet. Science of The Total Environment 609, 17–26. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2017.07.106

Al Aukidy, M., Verlicchi, P., 2017. Contributions of combined sewer overflows and treated effluents to the bacterial load released into a coastal area. Science of The Total Environment 607–608, 483–496. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2017.07.050

Al-Rubaei, A.M., Engström, M., Viklander, M., Blecken, G.-T., 2017. Effectiveness of a 19-Year Old Combined Pond-Wetland System in Removing Particulate and Dissolved Pollutants. Wetlands 37, 485–496. https://doi.org/10.1007/s13157-017-0884-6

Alves, A., Sanchez, A., Vojinovic, Z., Seyoum, S., Babel, M., Brdjanovic, D., 2016. Evolutionary and Holistic Assessment of Green-Grey Infrastructure for CSO Reduction. Water 8, 402. https://doi.org/10.3390/w8090402

Andrés-Doménech, I., Múnera, J.C., Francés, F., Marco, J.B., 2010. Coupling urban event-based and catchment continuous modelling for combined sewer overflow river impact assessment. Hydrol. Earth Syst. Sci. 14, 2057–2072. https://doi.org/10.5194/hess-14-2057-2010

Armson, D., Stringer, P., Ennos, A.R., 2013. The effect of street trees and amenity grass on urban surface water runoff in Manchester, UK. Urban Forestry & Urban Greening 12, 282–286. https://doi.org/10.1016/j.ufug.2013.04.001

Arora, M., Malano, H., Davidson, B., Nelson, R., George, B., 2015. Interactions between centralized and decentralized water systems in urban context: A review. WIREs Water 2, 623–634. https://doi.org/10.1002/wat2.1099

Asadian, Y., Weiler, M., 2009. A New Approach in Measuring Rainfall Interception by Urban Trees in Coastal British Columbia. Water Quality Research Journal 44, 16–25. https://doi.org/10.2166/wqrj.2009.003

Autixier, L., Mailhot, A., Bolduc, S., Madoux-Humery, A.-S., Galarneau, M., Prévost, M., Dorner, S., 2014. Evaluating rain gardens as a method to reduce the impact of sewer overflows in sources of drinking water. Science of The Total Environment 499, 238–247. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2014.08.030

Bacot, L., Barraud, S., Honegger, A., Lagarrigue, C., 2020. Devenir des micropolluants au sein des ouvrages de gestion des eaux pluviales à la source ou centralisés: Synthèse du projet de recherche MicroMegas.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Bareš, V., Stránský, D., Sýkora, P., 2009. Sewer infiltration/inflow: long-term monitoring based on diurnal variation of pollutant mass flux. Water Science and Technology 60, 1–7. https://doi.org/10.2166/wst.2009.280

Barre, D.S.-V., 1871. Theory of unsteady water flow, with application to river floods and to propagation of tides in river channels. French Academy of Science 73, 148–154.

Beheshti, M., 2015. Infiltration / Inflow Assessment and Detection in Urban Sewer System 12.

Bentes, I., Silva, D., Vieira, C., Matos, C., 2022. Inflow Quantification in Urban Sewer Networks. Hydrology 9, 52. https://doi.org/10.3390/hydrology9040052

Bertels, D., De Meester, J., Dirckx, G., Willems, P., 2023. Estimation of the impact of combined sewer overflows on surface water quality in a sparsely monitored area. Water Research 120498. https://doi.org/10.1016/j.watres.2023.120498

Bertrand-Krajewski, J.-L., 2021. Revision des formules du lag-time de Desbordes (1974). Université de Lyon, INSA Lyon.

Bertrand-Krajewski, J.-L., Barraud, S., Lipeme Kouyi, G., Torres, A., Lepot, M., 2008. On-line monitoring of particulate pollutant loads in urban sewer systems: stakes, methods, example of application. La Houille Blanche 94, 49–57. https://doi.org/10.1051/lhb:2008039

Bertrand-Krajewski, J.-L., Uhl, M., Clemens-Meyer, F.H.L.R., 2021. Uncertainty assessment. https://doi.org/10.2166/9781789060119_0263

Beven, K., 1989. Changing ideas in hydrology — The case of physically-based models. Journal of Hydrology 105, 157–172. https://doi.org/10.1016/0022-1694(89)90101-7

Bonneau, J., Branger, F., Castebrunet, H., Kouyi, G.L., 2023a. Modélisation de scénarios de gestion des eaux pluviales à la source face aux changements globaux.

Bonneau, J., Branger, F., Castebrunet, H., Lipeme Kouyi, G., 2023b. The impact of stormwater management strategies on the flow regime of a peri-urban catchment facing urbanisation and climate change: a distributed modelling study in Lyon, France. Urban Water Journal 0, 1–18. https://doi.org/10.1080/1573062X.2023.2217809

Bonneau, J., Branger, F., Castebrunet, H., Lipeme Kouyi, G., 2023c. The impact of stormwater management strategies on the flow regime of a peri-urban catchment facing urbanisation and climate change: a distributed modelling study in Lyon, France. Urban Water Journal 0, 1–18. https://doi.org/10.1080/1573062X.2023.2217809

Bonneau, J., Fletcher, T.D., Costelloe, J.F., Burns, M.J., 2017. Stormwater infiltration and the 'urban karst' – A review. Journal of Hydrology 552, 141–150. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2017.06.043

Botturi, A., Ozbayram, E.G., Tondera, K., Gilbert, N.I., Rouault, P., Caradot, N., Gutierrez, O., Daneshgar, S., Frison, N., Akyol, Ç., Foglia, A., Eusebi, A.L., Fatone, F., 2021. Combined sewer overflows: A critical review on best practice and innovative solutions to mitigate impacts on environment and human health. Critical Reviews in Environmental Science and Technology 51, 1585–1618. https://doi.org/10.1080/10643389.2020.1757957

Bousquet, P.J., Daures, J.P., Demoly, P., 2005. Principes, caractéristiques et interprétation des tests de diagnostic et de dépistage. Revue Française d'Allergologie et d'Immunologie Clinique 45, 314–319.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

https://doi.org/10.1016/j.allerg.2005.02.019

Boyd, M.J., Bufill, M.C., Knee, R.M., 1993. Pervious and impervious runoff in urban catchments. Hydrological Sciences Journal 38, 463–478. https://doi.org/10.1080/02626669309492699

Caltran, H., Sanabria, J., 2023. Retour d'expérience sur les arbres de pluie à Lyon, une stratégie efficace de gestion des eaux pluviales pour la ville existante.

Cantone, J.P., Schmidt, A.R., 2009. Potential Dangers of Simplifying Combined Sewer Hydrologic/Hydraulic Models. J. Hydrol. Eng. 14, 596–605. https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000023

Carbone, M., Garofalo, G., Piro, P., 2014. Decentralized Real Time Control in Combined Sewer System by Using Smart Objects. Procedia Engineering, 16th Water Distribution System Analysis Conference, WDSA2014 89, 473–478. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.11.237

Casey, M.J., Stagge, J.H., Moglen, G.E., McCuen, R.H., 2015. Effects of Watershed Subdivision on Peak Discharge in Rainfall-Runoff Modeling in the WinTR-20 Model. J. Hydrol. Eng. 20, 04015020. https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0001188

Castellar, J. a. C., Popartan, L.A., Pueyo-Ros, J., Atanasova, N., Langergraber, G., Säumel, I., Corominas, L., Comas, J., Acuña, V., 2021. Nature-based solutions in the urban context: terminology, classification and scoring for urban challenges and ecosystem services. Sci Total Environ 779, 146237. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2021.146237

Charbeneau, R.J., Barrett, M.E., 1998. Evaluation of methods for estimating stormwater pollutant loads. Water Environment Research 70, 1295–1302. https://doi.org/10.2175/106143098X123679

Chen, J., Liu, Y., Gitau, M.W., Engel, B.A., Flanagan, D.C., Harbor, J.M., 2019. Evaluation of the effectiveness of green infrastructure on hydrology and water quality in a combined sewer overflow community. Science of The Total Environment 665, 69–79. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2019.01.416

Chocat, B., 2017. Dictionnaire encyclopédique de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement : Pour une gestion durable de l'eau et de la ville. plus de 2 000 entrées, disponible gratuitement sur internet : http://www.graie.org/eurydice/encyclopedie/.

Chocat, B., 2013. CANOE: An Urban Hydrology Software Package, in: Tanguy, J.-M. (Ed.), Modeling Software. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ USA, pp. 209–218. https://doi.org/10.1002/9781118557891.ch17

Chocat, B., Cherqui, F., 2018. Proposition d'une typologie systématique des techniques alternatives de gestion des eaux pluviales. TSM 39–48. https://doi.org/10.1051/tsm/201811039

Chocat, B., Cherqui, F., Afrit, B., Barjot, G., Boumahdi, M., Breil, P., Brelot, E., Celerier, J.-L., Chebbo, G., De Gouvello, B., Deutsch, J.-C., Gachelin, C., Gromaire, M.-C., Herin, J.-J., Jairy, A., Maytraud, T., Paupardin, J., Pierlot, D., Rodriguez, F., Sandoval, S., Tabuchi, J.-P.-, Werey, C., 2022. Contribution à une meilleure explicitation du vocabulaire dans le domaine des solutions dites « alternatives » de gestion des eaux pluviales urbaines: Contribution to a better understanding of the terminology in the field of sustainable solutions for urban stormwater management. TSM 5, 103–119. https://doi.org/10.36904/tsm/202205103

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Chocat, B., Krebs, P., Marsalek, J., Rauch, W., Schilling, W., 2001. Urban drainage redefined: from stormwater removal to integrated management. Water Science and Technology 43, 61–68. https://doi.org/10.2166/wst.2001.0251

Choi, J., Na, E., Ryu, J., Kim, J., Kim, H., Shin, D., 2019. Analysis of pollutant build-up model applied to various urban landuse. https://doi.org/10.12989/mwt.2019.10.1.013

Clark, M.P., Vogel, R.M., Lamontagne, J.R., Mizukami, N., Knoben, W.J.M., Tang, G., Gharari, S., Freer, J.E., Whitfield, P.H., Shook, K.R., Papalexiou, S.M., 2021. The Abuse of Popular Performance Metrics in Hydrologic Modeling. Water Resources Research 57, e2020WR029001. https://doi.org/10.1029/2020WR029001

Commission au Parlement européen et au Conseil, 2000. Directive 2000/60/CE du Parlement européen et du Conseil du 23 octobre 2000 établissant un cadre pour une politique communautaire dans le domaine de l'eau.

Cristiano, E., ten Veldhuis, M.-C., van de Giesen, N., 2017. Spatial and temporal variability of rainfall and their effects on hydrological response in urban areas – a review. Hydrology and Earth System Sciences 21, 3859–3878. https://doi.org/10.5194/hess-21-3859-2017

D. N. Moriasi, J. G. Arnold, M. W. Van Liew, R. L. Bingner, R. D. Harmel, T. L. Veith, 2007. Model Evaluation Guidelines for Systematic Quantification of Accuracy in Watershed Simulations. Transactions of the ASABE 50, 885–900. https://doi.org/10.13031/2013.23153

D'Ambrosio, R., Balbo, A., Longobardi, A., Rizzo, A., 2022. Re-think urban drainage following a SuDS retrofitting approach against urban flooding: A modelling investigation for an Italian case study. Urban Forestry & Urban Greening 70, 127518. https://doi.org/10.1016/j.ufug.2022.127518

D'Ambrosio, R., Longobardi, A., Schmalz, B., 2023. SuDS as a climate change adaptation strategy: Scenario-based analysis for an urban catchment in northern Italy. Urban Climate 51, 101596. https://doi.org/10.1016/j.uclim.2023.101596

De Bénédittis, J., Bertrand-Krajewski, J.-L., 2005. Infiltration in sewer systems: comparison of measurement methods. Water Science and Technology 52, 219–227. https://doi.org/10.2166/wst.2005.0079

Decoupigny, F., 2022. Occupation spatiale, densification et étalement urbain. L'Espace géographique 51, 1–21. https://doi.org/10.3917/eg.511.0001

Deletic, A., Dotto, C.B.S., McCarthy, D.T., Kleidorfer, M., Freni, G., Mannina, G., Uhl, M., Henrichs, M., Fletcher, T.D., Rauch, W., Bertrand-Krajewski, J.L., Tait, S., 2012. Assessing uncertainties in urban drainage models. Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C 42–44, 3–10. https://doi.org/10.1016/j.pce.2011.04.007

Desai, A.A., Londhe, S., 2016. Catchment Level Modeling of Green Roofs using InfoWorks CS. International Journal of Earth Sciences and Engineering 09, 15.

Desbordes, M., 1974. Réflexions sur les méthodes de calcul des réseaux urbains d'assainissement pluvial. Université des Sciences et Techniques, Languedoc, Montpellier, France.

Desbordes, M., Ramperez, A., 1977. Extension du modèle L.H.M. aux bassins versants de taille moyenne. Université de Montpellier, France.

Devia, G.K., Ganasri, B.P., Dwarakish, G.S., 2015. A Review on Hydrological Models. Aquatic Procedia, INTERNATIONAL CONFERENCE ON WATER RESOURCES, COASTAL AND OCEAN ENGINEERING (ICWRCOE'15) 4, 1001–1007. https://doi.org/10.1016/j.aqpro.2015.02.126

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Di Nunno, F., Granata, F., Parrino, F., Gargano, R., de Marinis, G., 2021. Microplastics in Combined Sewer Overflows: An Experimental Study. Journal of Marine Science and Engineering 9, 1415. https://doi.org/10.3390/jmse9121415

Dirckx, G., Fenu, A., Wambecq, T., Kroll, S., Weemaes, M., 2019. Dilution of sewage: Is it, after all, really worth the bother? Journal of Hydrology 571, 437–447. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2019.01.065

Dorval, F.A., 2012. Mise au point de techniques de traitement de données en continu pour l'identification des composantes de débit à l'exutoire des bassins versants urbains: étude de cas des bassins versants Django Rheinhardt et Ecully.

Duchesne, S., Mailhot, A., Dequidt, E., Villeneuve, J.-P., 2001. Mathematical modeling of sewers under surcharge for real time control of combined sewer overflows. Urban Water 3, 241–252. https://doi.org/10.1016/S1462-0758(01)00037-1

Eaton, T.T., 2018. Approach and case-study of green infrastructure screening analysis for urban stormwater control. Journal of Environmental Management 209, 495–504. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2017.12.068

Elliott, A., Trowsdale, S., 2007. A review of models for low impact urban stormwater drainage. Environmental Modelling & Software 22, 394–405. https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2005.12.005

Elliott, A.H., Trowsdale, S.A., Wadhwa, S., 2009. Effect of Aggregation of On-Site Storm-Water Control Devices in an Urban Catchment Model. J. Hydrol. Eng. 14, 975–983. https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000064

Ellis, B., Bertrand-Krajewski, J.-L., 2010. Assessing Infiltration and Exfiltration on the Performance of Urban Sewer Systems. IWA Publishing.

Ellis, J.B., 2006. Pharmaceutical and personal care products (PPCPs) in urban receiving waters. Environmental Pollution, Soil and Sediment Remediation (SSR) 144, 184–189. https://doi.org/10.1016/j.envpol.2005.12.018

El-Nasr, A.A., Arnold, J.G., Feyen, J., Berlamont, J., 2005. Modelling the hydrology of a catchment using a distributed and a semi-distributed model. Hydrological Processes 19, 573–587. https://doi.org/10.1002/hyp.5610

Eulogi, M., Ostojin, S., Skipworth, P., Kroll, S., Shucksmith, J.D., Schellart, A., 2022. Optimal Positioning of RTC Actuators and SuDS for Sewer Overflow Mitigation in Urban Drainage Systems. Water 14, 3839. https://doi.org/10.3390/w14233839

Even, S., Mouchel, J.-M., Servais, P., Flipo, N., Poulin, M., Blanc, S., Chabanel, M., Paffoni, C., 2007. Modelling the impacts of Combined Sewer Overflows on the river Seine water quality. Science of The Total Environment 375, 140–151. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2006.12.007

Fan, G., Lin, R., Wei, Z., Xiao, Y., Shangguan, H., Song, Y., 2022. Effects of low impact development on the stormwater runoff and pollution control. Science of The Total Environment 805, 150404. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2021.150404

Fenner, R.A., 2000. Approaches to sewer maintenance: a review. Urban Water, Sewer Systems and Processes 2, 343–356. https://doi.org/10.1016/S1462-0758(00)00065-0

Ferrans, P., Torres, M.N., Temprano, J., Rodríguez Sánchez, J.P., 2022. Sustainable Urban Drainage System (SUDS) modeling supporting decision-making: A systematic quantitative review. Science of The Total Environment 806, 150447. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2021.150447

Flanagan, K., Ah-Leung, S., Bacot, L., Bak, A., Barraud, S., Branchu, P., Castebrunet, H.,

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Cossais, N., Gouvello, B., Deroubaix, J.-F., Garnier, R., Gromaire, M.-C., Honegger, A., Neveu, P., Paupardin, J., Peyneau, P.-E., Ramier, D., Rodriguez, F., Ruban, V., Varnède, L., 2019. Development of a Guideline for Evaluating the Performance of Multi-objective Sustainable Drainage Systems (SuDS).

Fletcher, T.D., Andrieu, H., Hamel, P., 2013. Understanding, management and modelling of urban hydrology and its consequences for receiving waters: A state of the art. Advances in Water Resources 51, 261–279. https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2012.09.001

Fletcher, T.D., Shuster, W., Hunt, W.F., Ashley, R., Butler, D., Arthur, S., Trowsdale, S., Barraud, S., Semadeni-Davies, A., Bertrand-Krajewski, J.-L., Mikkelsen, P.S., Rivard, G., Uhl, M., Dagenais, D., Viklander, M., 2015. SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. Urban Water Journal 12, 525–542. https://doi.org/10.1080/1573062X.2014.916314

Fryd, O., Backhaus, A., Birch, H., Fratini, C.F., Ingvertsen, S.T., Jeppesen, J., Panduro, T.E., Roldin, M., Jensen, M.B., 2013. Water sensitive urban design retrofits in Copenhagen – 40% to the sewer, 60% to the city. Water Science and Technology 67, 1945–1952. https://doi.org/10.2166/wst.2013.073

Fu, X., Goddard, H., Wang, X., Hopton, M.E., 2019. Development of a scenario-based stormwater management planning support system for reducing combined sewer overflows (CSOs). Journal of Environmental Management 236, 571–580. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2018.12.089

Garnier, R., 2020. Systèmes alternatifs de gestion des eaux pluviales : Contribution à l'analyse de performances conjointes en matière d'hydrologie quantitative et de piégeage de micropolluants. Comparaison systèmes à la source – système centralisé (These de doctorat). Lyon.

Ghosh, I., Hellweger, F.L., 2012. Effects of Spatial Resolution in Urban Hydrologic Simulations. J. Hydrol. Eng. 17, 129–137. https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000405

Gogien, F., Dechesne, M., Martinerie, R., Lipeme Kouyi, G., 2023. Assessing the impact of climate change on Combined Sewer Overflows based on small time step future rainfall timeseries and long-term continuous sewer network modelling. Water Research 230, 119504. https://doi.org/10.1016/j.watres.2022.119504

Golden, H.E., Hoghooghi, N., 2018. Green infrastructure and its catchment-scale effects: an emerging science. WIREs Water 5. https://doi.org/10.1002/wat2.1254

Gong, Y., Chen, Y., Yu, L., Li, J., Pan, X., Shen, Z., Xu, X., Qiu, Q., 2019. Effectiveness Analysis of Systematic Combined Sewer Overflow Control Schemes in the Sponge City Pilot Area of Beijing. IJERPH 16, 1503. https://doi.org/10.3390/ijerph16091503

Green, W.H., Ampt, G.A., 1911. Studies on Soil Phyics. The Journal of Agricultural Science 4, 1–24. https://doi.org/10.1017/S0021859600001441

Gupta, H.V., Kling, H., Yilmaz, K.K., Martinez, G.F., 2009. Decomposition of the mean squared error and NSE performance criteria: Implications for improving hydrological modelling. Journal of Hydrology 377, 80–91. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2009.08.003

Haddad, K., Rahman, A., A Zaman, M., Shrestha, S., 2013. Applicability of Monte Carlo cross validation technique for model development and validation using generalised least squares regression. Journal of Hydrology 482, 119–128.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2012.12.041
Hamouz, V., Pons, V., Sivertsen, E., Raspati, G.S., Bertrand-Krajewski, J.-L., Muthanna, T.M., 2020. Detention-based green roofs for stormwater management under extreme precipitation due to climate change. Blue-Green Systems 2, 250–266. https://doi.org/10.2166/bgs.2020.101
Harbaugh, A.W., 2005. MODFLOW-2005, the US Geological Survey modular ground-water model: the ground-water flow process. US Department of the Interior, US Geological Survey Reston, VA, USA.
Hernes, R.R., Gragne, A.S., Abdalla, E.M.H., Braskerud, B.C., Alfredsen, K., Muthanna, T.M., 2020. Assessing the effects of four SUDS scenarios on combined sewer overflows in Oslo, Norway: evaluating the low-impact development module of the Mike Urban model. Hydrology Research 51, 1437–1454. https://doi.org/10.2166/nh.2020.070
Horton, R.E., 1939. Analysis of runoff-plat experiments with varying infiltration-capacity. Eos, Transactions American Geophysical Union 20, 693–711. https://doi.org/10.1029/TR020i004p00693
Hou, X., Guo, H., Wang, F., Li, M., Xue, X., Liu, X., Zeng, S., 2020. Is the sponge city construction sufficiently adaptable for the future stormwater management under climate change? Journal of Hydrology 588, 125055. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2020.125055
Hou, X., Qin, L., Xue, X., Xu, S., Yang, Y., Liu, X., Li, M., 2021. A city-scale fully controlled system for stormwater management: Consideration of flooding, non-point source pollution and sewer overflow pollution. Journal of Hydrology 603, 127155. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2021.127155
Jakeman, A.J., Letcher, R.A., Norton, J.P., 2006. Ten iterative steps in development and evaluation of environmental models. Environmental Modelling & Software 21, 602–614. https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2006.01.004
Jankowfsky, S., Branger, F., Braud, I., Gironás, J., Rodriguez, F., 2013. Comparison of catchment and network delineation approaches in complex suburban environments: application to the Chaudanne catchment, France: COMPARISON OF SUBURBAN CATCHMENT AND NETWORK DELINEATION APPROACHES. Hydrol. Process. 27, 3747–3761. https://doi.org/10.1002/hyp.9506
Jayasooriya, V.M., Ng, A.W.M., 2014. Tools for Modeling of Stormwater Management and Economics of Green Infrastructure Practices: a Review. Water Air Soil Pollut 225, 2055. https://doi.org/10.1007/s11270-014-2055-1
Jayasooriya, V.M., Ng, A.W.M., Muthukumaran, S., Perera, C.B.J., 2020. Optimization of Green Infrastructure Practices in Industrial Areas for Runoff Management: A Review on Issues, Challenges and Opportunities. Water 12, 1024. https://doi.org/10.3390/w12041024
Jean, M., Morin, C., Duchesne, S., Pelletier, G., Pleau, M., 2022. Real-time model predictive and rule-based control with green infrastructures to reduce combined sewer overflows. Water Research 221, 118753. https://doi.org/10.1016/j.watres.2022.118753
Jean, M.-È., Duchesne, S., Pelletier, G., Pleau, M., 2018. Selection of rainfall information as input data for the design of combined sewer overflow solutions. Journal of Hydrology 565, 559–569. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2018.08.064
Jean, M.-È., Morin, C., Duchesne, S., Pelletier, G., Pleau, M., 2021. Optimization of Real-

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Time Control With Green and Gray Infrastructure Design for a Cost-Effective Mitigation of Combined Sewer Overflows. Water Resources Research 57, e2021WR030282. https://doi.org/10.1029/2021WR030282

Joshi, P., Leitão, J.P., Maurer, M., Bach, P.M., 2021. Not all SuDS are created equal: Impact of different approaches on combined sewer overflows. Water Research 191, 116780. https://doi.org/10.1016/j.watres.2020.116780

Kay, P., Hughes, S.R., Ault, J.R., Ashcroft, A.E., Brown, L.E., 2017. Widespread, routine occurrence of pharmaceuticals in sewage effluent, combined sewer overflows and receiving waters. Environmental Pollution 220, 1447–1455. https://doi.org/10.1016/j.envpol.2016.10.087

Kaykhosravi, S., Khan, U., Jadidi, A., 2018. A Comprehensive Review of Low Impact Development Models for Research, Conceptual, Preliminary and Detailed Design Applications. Water 10, 1541. https://doi.org/10.3390/w10111541

Kidd, C.H.R., 1978. Rainfall-runoff processes over urban surfaces. Proceedings of an international workshop held at IH, April 1978 [WWW Document]. URL https://nora.nerc.ac.uk/id/eprint/5780/ (accessed 3.24.23).

Kidmose, J., Troldborg, L., Refsgaard, J.C., Bischoff, N., 2015. Coupling of a distributed hydrological model with an urban storm water model for impact analysis of forced infiltration. Journal of Hydrology 525, 506–520. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2015.04.007

Kouchi, D.H., Esmaili, K., Faridhosseini, A., Sanaeinejad, S.H., Khalili, D., Abbaspour, K.C., 2017. Sensitivity of Calibrated Parameters and Water Resource Estimates on Different Objective Functions and Optimization Algorithms. Water 9, 384. https://doi.org/10.3390/w9060384

Kovacs, Y., 1988. Modèles de simulation d'écoulement transitoire en réseau d'assainissement (PhD Thesis). Citeseer.

Kracht, O., Gujer, W., 2005. Quantification of infiltration into sewers based on time series of pollutant loads. Water Science and Technology 52, 209–218. https://doi.org/10.2166/wst.2005.0078

Lamprea, K., Mirande-Bret, C., Bressy, A., Gromaire, M.-C., 2017. Evaluation du potentiel d'émission d'alkylphénols et de bisphénol A par lessivage des matériaux de construction, des pièces et des consommables automobiles. Techniques Sciences Méthodes 7/8, 71. https://doi.org/10.1051/tsm/201778071

Lau, J., Butler, D., Schütze, M., 2002. Is combined sewer overflow spill frequency/volume a good indicator of receiving water quality impact? Urban Water 4, 181–189. https://doi.org/10.1016/S1462-0758(02)00013-4

Leopold, L.B., 1991. Lag times for small drainage basins. CATENA 18, 157–171. https://doi.org/10.1016/0341-8162(91)90014-O

Lerer, S., Arnbjerg-Nielsen, K., Mikkelsen, P., 2015. A Mapping of Tools for Informing Water Sensitive Urban Design Planning Decisions—Questions, Aspects and Context Sensitivity. Water 7, 993–1012. https://doi.org/10.3390/w7030993

Li, C., Fletcher, T.D., Duncan, H.P., Burns, M.J., 2017. Can stormwater control measures restore altered urban flow regimes at the catchment scale? Journal of Hydrology 549, 631–653. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2017.03.037

Liao, Z.L., Zhang, G.Q., Wu, Z.H., He, Y., Chen, H., 2015. Combined sewer overflow control with LID based on SWMM: an example in Shanghai, China. Water Science and Technology 71, 1136–1142. https://doi.org/10.2166/wst.2015.076

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Libralato, G., Volpi Ghirardini, A., Avezzù, F., 2012. To centralise or to decentralise: An overview of the most recent trends in wastewater treatment management. Journal of Environmental Management 94, 61–68. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2011.07.010

Lipeme Kouyi, G., 2004. Experimentations et modèlisations triddimensionnelles de l'hydrodynamique et de la separation particulaire dans les déversoirt d'orage. Université Louis Pasteur – Strasbourg I.

Lipeme Kouyi, G., Bacot, L., 2016. Rapport d'activité scientifique OTHU 2013-2016.

M Claude Truchot, A.M., B. Chocat, M. Cathelain, Mouchel, J.M., 1994. La pollution due aux rejets urbains par temps de pluie : impacts sur les milieux récepteurs. La Houille Blanche 80, 97–105. https://doi.org/10.1051/lhb/1994012

Mahaut, V., Andrieu, H., 2019. Relative influence of urban-development strategies and water management on mixed (separated and combined) sewer overflows in the context of climate change and population growth: A case study in Nantes. Sustainable Cities and Society 44, 171–182. https://doi.org/10.1016/j.scs.2018.09.012

Mailhot, A., Talbot, G., Lavallée, B., 2015. Relationships between rainfall and Combined Sewer Overflow (CSO) occurrences. Journal of Hydrology 523, 602–609. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2015.01.063

Marsalek, J., Chocat, B., 2002. International Report: Stormwater management. Water Science and Technology 46, 1–17. https://doi.org/10.2166/wst.2002.0657

McGarity, A.E., Szalay, S., Cohen, J., 2017. StormWISE Model Using Green Infrastructure to Achieve Philadelphia's CSO Volume Reductions at Minimum Cost 334–344. https://doi.org/10.1061/9780784480632.026

Métadier, M., 2012. Traitement et analyse de séries chronologiques continues de turbidité pour la formulation et le test de modèles des rejets urbains par temps de pluie.

Métadier, M., Bertrand-Krajewski, J.-L., 2011. From mess to mass: a methodology for calculating storm event pollutant loads with their uncertainties, from continuous raw data time series. Water Science and Technology 63, 369–376. https://doi.org/10.2166/wst.2011.230

Miller, J.D., Hess, T., 2017. Urbanisation impacts on storm runoff along a rural-urban gradient. Journal of Hydrology 552, 474–489. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2017.06.025

Momplot, A., 2014. Modélisation tridimensionnelle des écoulements en réseau d'assainissement : Evaluation des modèles RANS à travers l'étude des écoulements au droit d'ouvrages spéciaux.

Montalto, F., Behr, C., Alfredo, K., Wolf, M., Arye, M., Walsh, M., 2007. Rapid assessment of the cost-effectiveness of low impact development for CSO control. Landscape and Urban Planning 82, 117–131. https://doi.org/10.1016/j.landurbplan.2007.02.004

Montoya-Coronado, V.A., Bret, P., Molle, P., Castebrunet, H., Tedoldi, D., Lipeme Kouyi, G., 2022. Stratégies de déconnexion des eaux pluviales à l'échelle d'un bassin versant pour réduire les déversements: C. TSM 27–37. https://doi.org/10.36904/tsm/202204027

Montserrat, A., Hofer, T., Poch, M., Muschalla, D., Corominas, Ll., 2017. Using the duration of combined sewer overflow events for the calibration of sewer hydrodynamic

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

models. Urban Water Journal 14, 782–788. https://doi.org/10.1080/1573062X.2016.1254255

Moore, S.L., Stovin, V.R., Wall, M., Ashley, R.M., 2012. A GIS-based methodology for selecting stormwater disconnection opportunities. Water Science and Technology 66, 275–283. https://doi.org/10.2166/wst.2012.172

Moriasi, D.N., Gitau, M.W., Pai, N., Daggupati, P., 2015. Hydrologic and water quality models: Performance measures and evaluation criteria. Transactions of the ASABE 58, 1763–1785.

Muhandes, S., Dobson, B., Mijic, A., 2022. The Value of Aggregated City Scale Models to Rapidly Assess SuDS in Combined Sewer Systems. Frontiers in Water 3.

Müller, A., Österlund, H., Marsalek, J., Viklander, M., 2020. The pollution conveyed by urban runoff: A review of sources. Science of The Total Environment 709, 136125. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2019.136125

Muttil, N., Nasrin, T., Sharma, A.K., 2023. Impacts of Extreme Rainfalls on Sewer Overflows and WSUD-Based Mitigation Strategies: A Review. Water 15, 429. https://doi.org/10.3390/w15030429

Oñate-Valdivieso, F., Oñate-Paladines, A., Collaguazo, M., 2022. Spatiotemporal Dynamics of Soil Impermeability and Its Impact on the Hydrology of An Urban Basin. Land 11, 250. https://doi.org/10.3390/land11020250

Orth, R., Staudinger, M., Seneviratne, S.I., Seibert, J., Zappa, M., 2015. Does model performance improve with complexity? A case study with three hydrological models. Journal of Hydrology 523, 147–159. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2015.01.044

Otmane, A., Baba Hamed, K., Bouanani, A., 2019. Apport de la variabilité spatiale des caractéristiques physiques du bassin versant dans la modélisation hydrologique et les sous-produits du bilan hydrologique : cas du bassin versant de l'aval Mekerra, Algérie. rseau 32, 117–144. https://doi.org/10.7202/1065203ar

Paijens, C., Bressy, A., Frère, B., Tedoldi, D., Mailler, R., Rocher, V., Neveu, P., Moilleron, R., 2021. Urban pathways of biocides towards surface waters during dry and wet weathers: Assessment at the Paris conurbation scale. Journal of Hazardous Materials 402, 123765. https://doi.org/10.1016/j.jhazmat.2020.123765

Pangle, L.A., Diem, J.E., Milligan, R., Adams, E., Murray, A., 2022. Contextualizing Inflow and Infiltration Within the Streamflow Regime of Urban Watersheds. Water Resources Research 58, e2021WR030406. https://doi.org/10.1029/2021WR030406

Park, S.Y., Lee, K.W., Park, I.H., Ha, S.R., 2008. Effect of the aggregation level of surface runoff fields and sewer network for a SWMM simulation. Desalination 226, 328–337. https://doi.org/10.1016/j.desal.2007.02.115

Pennino, M.J., McDonald, R.I., Jaffe, P.R., 2016. Watershed-scale impacts of stormwater green infrastructure on hydrology, nutrient fluxes, and combined sewer overflows in the mid-Atlantic region. Science of The Total Environment 565, 1044–1053. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2016.05.101

Perrin, C., Michel, C., Andréassian, V., 2001. Does a large number of parameters enhance model performance? Comparative assessment of common catchment model structures on 429 catchments. Journal of Hydrology 242, 275–301. https://doi.org/10.1016/S0022-1694(00)00393-0

Pons, V., Abdalla, E.M.H., Tscheikner-Gratl, F., Alfredsen, K., Sivertsen, E., Bertrand-

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Krajewski, J.-L., Muthanna, T.M., 2023. Practice makes the model: A critical review of stormwater green infrastructure modelling practice. Water Research 236, 119958. https://doi.org/10.1016/j.watres.2023.119958

Pophillat, W., Sage, J., Rodriguez, F., Braud, I., 2021. Dealing with shallow groundwater contexts for the modelling of urban hydrology – A simplified approach to represent interactions between surface hydrology, groundwater and underground structures in hydrological models. Environmental Modelling & Software 144, 105144. https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2021.105144

Populations légales 2007 – Commune d'Écully (69081), Institut national de la statistique et des études économiques, 2007.

Radinja, M., Comas, J., Corominas, L., Atanasova, N., 2019. Assessing stormwater control measures using modelling and a multi-criteria approach. Journal of Environmental Management 243, 257–268. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2019.04.102

Ragab, R., Rosier, P., Dixon, A., Bromley, J., Cooper, J.D., 2003. Experimental study of water fluxes in a residential area: 2. Road infiltration, runoff and evaporation. Hydrological Processes 17, 2423–2437. https://doi.org/10.1002/hyp.1251

Ramier, D., Berthier, E., Andrieu, H., 2011. The hydrological behaviour of urban streets: long-term observations and modelling of runoff losses and rainfall–runoff transformation. Hydrological Processes 25, 2161–2178. https://doi.org/10.1002/hyp.7968

Rammal, M., Berthier, E., 2020. Runoff Losses on Urban Surfaces during Frequent Rainfall Events: A Review of Observations and Modeling Attempts. Water 12, 2777. https://doi.org/10.3390/w12102777

Rao, R.A., Delleur, J.W., 1974. Instantaneous Unit Hydrographs, Peak Discharges and Time Lags in Urban Basins. Hydrological Sciences Bulletin 19, 185–198. https://doi.org/10.1080/02626667409493898

Raymond, C.M., Frantzeskaki, N., Kabisch, N., Berry, P., Breil, M., Nita, M.R., Geneletti, D., Calfapietra, C., 2017. A framework for assessing and implementing the co-benefits of nature-based solutions in urban areas. Environmental Science & Policy 77, 15–24. https://doi.org/10.1016/j.envsci.2017.07.008

Refsgaard, J.C., 1997. Parameterisation, calibration and validation of distributed hydrological models. Journal of Hydrology 198, 69–97. https://doi.org/10.1016/S0022-1694(96)03329-X

Renouard, C., Beau, R., Goupil, C., Kœnig, C., 2020. Manuel de la grande transition : former pour transformer. Les Liens qui libèrent, Strasbourg.

Riechel, M., Matzinger, A., Pallasch, M., Joswig, K., Pawlowsky-Reusing, E., Hinkelmann, R., Rouault, P., 2020. Sustainable urban drainage systems in established city developments: Modelling the potential for CSO reduction and river impact mitigation. Journal of Environmental Management 274, 111207. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2020.111207

Riechel, M., Matzinger, A., Pawlowsky-Reusing, E., Sonnenberg, H., Uldack, M., Heinzmann, B., Caradot, N., von Seggern, D., Rouault, P., 2016. Impacts of combined sewer overflows on a large urban river – Understanding the effect of different management strategies. Water Research 105, 264–273. https://doi.org/10.1016/j.watres.2016.08.017

Rizzo, A., Bresciani, R., Masi, F., Boano, F., Revelli, R., Ridolfi, L., 2018. Flood reduction as

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

an ecosystem service of constructed wetlands for combined sewer overflow. Journal of Hydrology 560, 150–159. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2018.03.020

Rodriguez, F., Andrieu, H., Morena, F., 2008. A distributed hydrological model for urbanized areas – Model development and application to case studies. Journal of Hydrology 351, 268–287. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2007.12.007

Rodriguez, M., Fu, G., Butler, D., Yuan, Z., Cook, L., 2023. Global resilience analysis of combined sewer systems under continuous hydrologic simulation. Journal of Environmental Management 344, 118607. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2023.118607

Roldin, M., Fryd, O., Jeppesen, J., Mark, O., Binning, P.J., Mikkelsen, P.S., Jensen, M.B., 2012. Modelling the impact of soakaway retrofits on combined sewage overflows in a 3km2 urban catchment in Copenhagen, Denmark. Journal of Hydrology 452–453, 64–75. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2012.05.027

Rossman, L.A., Simon, 2022. Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1.

Salvadore, E., Bronders, J., Batelaan, O., 2015. Hydrological modelling of urbanized catchments: A review and future directions. Journal of Hydrology 529, 62–81. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2015.06.028

Sarminingsih, A., Samudro, G., Mas'adah, A., 2019. Low Impact Development (LID) as an effort to achieve a sustainable urban drainage system (SUDS). Case Study: Left Side Of Garang River Segment VI Semarang. E3S Web Conf. 125, 07017. https://doi.org/10.1051/e3sconf/201912507017

Sauquet, E., Devers, A., Richard, B., 2018. Application d'une approche croisée « bottom-up » et « top-down » pour caractériser la sensibilité des étiages et la vulnérabilité de l'irrigation vis-à-vis de l'accès à l'eau sous changement climatique sur le bassin Rhône-Méditerranée (report). irstea.

Schulz, N., Baur, R., Krebs, P., 2005. Integrated modelling for the evaluation of infiltration effects. Water Science and Technology 52, 215–223. https://doi.org/10.2166/wst.2005.0136

Seggelke, K., Löwe, R., Beeneken, T., Fuchs, L., 2013. Implementation of an integrated real-time control system of sewer system and waste water treatment plant in the city of Wilhelmshaven. Urban Water Journal 10, 330–341. https://doi.org/10.1080/1573062X.2013.820331

Seidl, M., Servais, P., Mouchel, J.M., 1998. Organic matter transport and degradation in the river Seine (France) after a combined sewer overflow. Water Research 32, 3569–3580. https://doi.org/10.1016/S0043-1354(98)00169-9

Sitzenfrei, R., Möderl, M., Rauch, W., 2013. Assessing the impact of transitions from centralised to decentralised water solutions on existing infrastructures – Integrated city-scale analysis with VIBe. Water Research 47, 7251–7263. https://doi.org/10.1016/j.watres.2013.10.038

Smith, B.K., Smith, J.A., Baeck, M.L., Villarini, G., Wright, D.B., 2013. Spectrum of storm event hydrologic response in urban watersheds. Water Resources Research 49, 2649–2663. https://doi.org/10.1002/wrcr.20223

Staufer, P., Scheidegger, A., Rieckermann, J., 2012. Assessing the performance of sewer rehabilitation on the reduction of infiltration and inflow. Water Research 46, 5185–5196. https://doi.org/10.1016/j.watres.2012.07.001

Stovin, V.R., Moore, S.L., Wall, M., Ashley, R.M., 2013. The potential to retrofit sustainable drainage systems to address combined sewer overflow discharges in the Thames

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Tideway catchment: Potential to retrofit SuDS in the Thames Tideway catchment. Water Environ J 27, 216–228. https://doi.org/10.1111/j.1747-6593.2012.00353.x

Strahler, A.N., 1957. Quantitative analysis of watershed geomorphology. Eos, Transactions American Geophysical Union 38, 913–920.

Su, X., Liu, T., Beheshti, M., Prigiobbe, V., 2020. Relationship between infiltration, sewer rehabilitation, and groundwater flooding in coastal urban areas. Environ Sci Pollut Res 27, 14288–14298. https://doi.org/10.1007/s11356-019-06513-z

Tavakol-Davani, Hessam, Goharian, E., Hansen, C.H., Tavakol-Davani, Hassan, Apul, D., Burian, S.J., 2016. How does climate change affect combined sewer overflow in a system benefiting from rainwater harvesting systems? Sustainable Cities and Society 27, 430–438. https://doi.org/10.1016/j.scs.2016.07.003

Tedoldi, D., 2017. Mesure et modélisation de la contamination du sol dans les ouvrages de gestion à la source du ruissellement urbain (These de doctorat). Paris Est.

Tedoldi, D., Chebbo, G., Pierlot, D., Kovacs, Y., Gromaire, M.-C., 2016. Impact of runoff infiltration on contaminant accumulation and transport in the soil/filter media of Sustainable Urban Drainage Systems: A literature review. Science of The Total Environment 569–570, 904–926. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2016.04.215

The European Federation of National Water Services, 2017. Europe's water in figures : An overview of the European drinking water and waste water sectors.

Thrysøe, C., Arnbjerg-Nielsen, K., Borup, M., 2019. Identifying fit-for-purpose lumped surrogate models for large urban drainage systems using GLUE. Journal of Hydrology 568, 517–533. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2018.11.005

Torres, M.N., Fontecha, J.E., Walteros, J.L., Zhu, Z., Ahmed, Z., Rodríguez, J.P., Rabideau, A.J., 2021. City-scale optimal location planning of Green Infrastructure using piece-wise linear interpolation and exact optimization methods. Journal of Hydrology 601, 126540. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2021.126540

Torres, M.N., Rabideau, A., Ghodsi, S.H., Zhu, Z., Shawn Matott, L., 2022. Spatial design strategies and performance of porous pavements for reducing combined sewer overflows. Journal of Hydrology 607, 127465. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2022.127465

Torres, M.N., Sánchez, J.P.R., de, N., Nascimento, O., Leitão, J.P., Granceri, M., 2016. Decision support tools for sustainable urban drainage systems: a systematic quantitative review 7.

Tunqui Neira, J.M., Gromaire, M.-C., Chancibault, K., Chebbo, G., 2023. Toward a comprehensive functional typology of stormwater control measures for hydrological and water quality modeling purposes. Blue-Green Systems 5, 41–56. https://doi.org/10.2166/bgs.2023.026

Ventura, D., Ferrante, M., Copat, C., Grasso, A., Milani, M., Sacco, A., Licciardello, F., Cirelli, G.L., 2021. Metal removal processes in a pilot hybrid constructed wetland for the treatment of semi-synthetic stormwater. Science of The Total Environment 754, 142221. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2020.142221

Villarreal, E.L., Semadeni-Davies, A., Bengtsson, L., 2004. Inner city stormwater control using a combination of best management practices. Ecological Engineering 22, 279–298. https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2004.06.007

Ville de Figeac, 2016. Schéma directeur d'assainissement de la ville de Figeac (46).

Wadhwa, A., Pavan Kumar, K., 2020. Selection of best stormwater management alternative based on storm control measures (SCM) efficiency indices. Water

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Policy 22, 702–715. https://doi.org/10.2166/wp.2020.168

Walaszek, M., Bois, P., Laurent, J., Lenormand, E., Wanko, A., 2018. Micropollutants removal and storage efficiencies in urban stormwater constructed wetland. Science of The Total Environment 645, 854–864. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2018.07.156

Walsh, C.J., Imberger, M., Burns, M., Bos, D., Fletcher, T., 2022. Dispersed Urban-Stormwater Control Improved Stream Water Quality in a Catchment-Scale Experiment. Water Resources Research 58. https://doi.org/10.1029/2022WR032041

Wang, M., Zhang, M., Shi, H., Huang, X., Liu, Y., 2019. Uncertainty analysis of a pollutant-hydrograph model in assessing inflow and infiltration of sanitary sewer systems. Journal of Hydrology 574, 64–74. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2019.04.011

Wang, S., Wang, H., 2018. Extending the Rational Method for assessing and developing sustainable urban drainage systems. Water Research 144, 112–125. https://doi.org/10.1016/j.watres.2018.07.022

Wang, Y., Zhang, X., Xu, J., Liang, C., She, D., Xiao, Y., 2021. Evaluating effects of urban imperviousness connectivity on runoff with consideration of receiving pervious area properties. Urban Water Journal 18, 598–607. https://doi.org/10.1080/1573062X.2021.1918182

Weiß, G., Brombach, H., Haller, B., 2002. Infiltration and inflow in combined sewer systems: long-term analysis. Water Science and Technology 45, 11–19. https://doi.org/10.2166/wst.2002.0112

Xu, W.D., Burns, M.J., Cherqui, F., Fletcher, T.D., 2021. Enhancing stormwater control measures using real-time control technology: a review. Urban Water Journal 18, 101–114. https://doi.org/10.1080/1573062X.2020.1857797

Xu, Z., Wu, J., Li, H., Chen, Y., Xu, J., Xiong, L., Zhang, J., 2018. Characterizing heavy metals in combined sewer overflows and its influence on microbial diversity. Science of The Total Environment 625, 1272–1282. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2017.12.338

Yu, Y., Zhang, S., An, A.K., Furumai, H., 2018. Simple Method for Calculating Hydraulic Behavior of Combined Sewer Overflow from Rainfall Event Data. J. Water Resour. Plann. Manage. 144, 04018061. https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000972

Zhang, K., Chui, T.F.M., 2018. A comprehensive review of spatial allocation of LID-BMP-GI practices: Strategies and optimization tools. Science of The Total Environment 621, 915–929. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2017.11.281

Zhang, K., Parolari, A.J., 2022. Impact of stormwater infiltration on rainfall-derived inflow and infiltration: A physically based surface–subsurface urban hydrologic model. Journal of Hydrology 610, 127938. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2022.127938

Zhang, M., Liu, Y., Cheng, X., Zhu, D.Z., Shi, H., Yuan, Z., 2018. Quantifying rainfall-derived inflow and infiltration in sanitary sewer systems based on conductivity monitoring. Journal of Hydrology 558, 174–183. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2018.01.002

Zhou, M.C., Ishidaira, H., Hapuarachchi, H.P., Magome, J., Kiem, A.S., Takeuchi, K., 2006. Estimating potential evapotranspiration using Shuttleworth–Wallace model and NOAA-AVHRR NDVI data to feed a distributed hydrological model over the Mekong River basin. Journal of Hydrology 327, 151–173.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2005.11.013
Zhou, Q., 2014. A Review of Sustainable Urban Drainage Systems Considering the Climate Change and Urbanization Impacts. Water 6, 976–992. https://doi.org/10.3390/w6040976
Zhou, Q., Leng, G., Su, J., Ren, Y., 2019. Comparison of urbanization and climate change impacts on urban flood volumes: Importance of urban planning and drainage adaptation. Science of The Total Environment 658, 24–33. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2018.12.184
Zhu, H., Schilling, W., 1996. Simulation errors due to insufficient temporal rainfall resolution — Annual combined sewer overflow. Atmospheric Research, Closing the gap between theory and practice in urban rainfall applications 42, 19–32. https://doi.org/10.1016/0169-8095(95)00050-X

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Liste des Figures

Figure A.1 : Distribution of Sub-Catchment mean sizes by catchment size group (n=41). The catchments are classified into four groups using the Gaussian Mixture Model. The first group comprises 44% of the studies and includes catchments smaller than 500 ha. The second group, accounting for 12% of the studies, encompasses catchments ranging between 500 and 1000 ha. The third group, representing 22% of the studies, consists of catchments sized between 1000 and 2400 ha. The final group comprises catchments larger than 2400 ha. 23

Figure A.1 : Overview of the compartments of the urban drainage system and usage trends for modeling disconnection strategies at the watershed scale. a) Presentation of compartment types referenced throughout the ensemble of articles (n=50), along with their frequency of occurrence. b) Description of the various compartment combinations found in the collection of articles (n=50) and their association with the employed models. c) Analysis of the different compartment combinations identified in the articles (n=50) and their correlation with modeling objectives. 26

Figure A.1 : Representation of urban drainage system processes in a combined sewer system. Inflow meaning the infiltration of water from surrounding soi to the sewer pipes. 28

Figure A.1: Sustainable Urban Drainage System (SUDS) modelling approaches and modelling tools. Categories are defined as follow: SWMM, Inforworks, MIKE Urban, L-THIA-LID and others are the modelling tools. The modelling approaches are: the multiple layers representation of SUDS, modifying the flow path using storage structures, modifying the catchment characteristics, modifying specific sub-catchments characteristics. 36

Figure A.1: Percentage of studies addressing specific SUDS planning scenarios questions. 'Where?' refers to the spatial distribution of SUDS, 'which?' to the types of SUDS implemented, and 'How many?' to the size and quantity of SUDS deployed. Percentages are used as units, with each 2% representing one article. 37

Figure A.1: SUDS performance in terms of CSO volume reduction derived from various studies for different percentages of impervious area disconnected of the sewer system. 43

Figure A.1 Ecully catchment location a) within France, b) within the Rhone department and c) within Ecully city. The catchment is delineated by a brown boundary. The combined sewer system main pipes are represented by lines, the Combined Sewer Overflow structure (CSOs) is marked by a red point, the monitoring point (i.e., water level and velocity) is marked by a diamond and the rain gauge is marked by a triangle. 54

Figure A.1: Diagram of the methodology for dry and wet-weather data pre-treatment. Step 1 and Step 2 illustrate the dry weather flow components: wastewater and permanent infiltration inflow. Step 3 and 4 illustrate wet-weather flow components: impervious surface runoff, permeable surface runoff and rain-induced infiltration. 56

Figure A.1 : Schematic diagram of the structure of the conceptual model. 58

Figure A.1 : Schematic rainfall-runoff relationship (left) and conceptualization of the rainfall-runoff processes (right). 61

Figure A.1 : Methodology used for propagating uncertainties from input data to model outputs. 64

Figure A.1 : Daily variation of wastewater pattern 2007, 2009 and 2010 in Ecully Catchment 66

Figure A.2 : Relationship between the precipitation depth and the runoff depth (surface runoff and rain-induced infiltration) for three rainfall groups. The linear regressions are derived from observed points

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

uncertainties. Three clusters are identified by different colours: the first one in grey colour is attributed to the impervious surface contribution, the second one in light blue colour is attributed to the addition of impervious surface runoff and rain-induced infiltration, and the last one, in light green to the addition of impervious surface runoff, rainfall-induced infiltration and permeable surface runoff. 67

Figure A.3 : Rainfall-induced infiltration lag time (K_{RII}) optimization. The x-axis represents the number of days after the end of the rainfall event, starting at $Qnight(0)$, which is the value observed immediately after the rainfall event. The y-axis corresponds to the observed flow rates which correspond to the minimum flow rate between 3 and 4 am after the rainfall event. The red dots represent the observed flow rate with its uncertainties, the horizontal light-blue line is the typical range of Permanent Infiltration Inflow (PII) with its 90% confidence interval and the blue line is the depletion curve with its confidence interval. 68

Figure A.1 : Validation results for 6 rainfall events. The red line and pink coverage represent the medium-simulated hydrograph and the uncertainties related to the 10^4 sets of input parameters. The black-dotted hydrograph represents the observed flow rate at the outlet of the catchment. The dashed blue line represents the cumulative precipitation depth corresponding to the right axes. 69

Figure A.2 : Comparison between simulated and observed CSO volumes for 20 rainfall events in 2008. . 70

Figure A.3 : Impact of permanent infiltration inflow and rain-induced infiltration (PII and RII) reduction for three heavy rainfall events. In the 1st row the impact on the flow rate dynamic. The 2nd row shows the water balance at the sewer system outlet. The 3rd row presents the CSO volume reduction. 71

Figure A.1 : CSO volume reduction for four different scenarios. Two permanent infiltration inflow and rain-induced infiltration (PII and RII) reduction scenarios were considered, a partial and complete reduction of PII and RII of the sewer. Two disconnecting scenarios : infiltrating the first 5 and 10 mm of surface rainfall runoff. Four years were simulated (from 2007 to 2010). The CSO volume reduction is represented by violin plots displaying the distribution and density of the data at different values. The data represent all rainfall events that occurred during the study years which resulted in a CSO event. 72

Figure A.1: Bassin versant d'Ecully. A gauche, l'occupation du sol et à droite le réseau d'assainissement. Source des données d'occupation de sol et réseau d'assainissement : Métropole de Lyon 82

Figure A.2 : Délimitation du bassin versant urbain et des sous-bassins versants de la Métropole de Lyon 83

Figure A.1: Bassin versant de Figeac. A gauche, l'occupation du sol et à droite le réseau d'assainissement. Source des données du réseau d'assainissement : Ville de Figeac 85

Figure A.2 : Délimitation du bassin versant urbain et des sous-bassins versants de la Ville de Figeac..... 86

Figure A.1: Schéma conceptuel illustrant la transformation des paramètres globaux d'un modèle global en paramètres spatialisés pour un modèle semi-distribué. 89

Figure A.1: illustration conceptuelle de la méthode de calibration croisée « Leave-One-Out » (LOO). Trois étapes sont illustrées : a) les combinaisons aléatoires de p évènements b) l'obtention d'un paramètre « X » pour chaque combinaison à partir des n-p évènements c) l'analyse descriptive du paramètre « X ». 94

Figure A.1: Représentation conceptuelle de la relation entre le débit amont et aval pour deux pas de temps consécutifs (t et t +Δt) 95

Figure A.1: Principe de fonctionnement hydraulique du déversoir d'orage. Source : (Lipeme Kouyi, 2004) 101

Figure A.1 : Illustration de quatre déversoirs d'orage avec des configurations différentes. a) Déversoir latéraux double avec une conduite amont b) Déversoir latéral simple avec deux conduites d'entrée c) Déversoir « trou dans le mur » sans crête déversant avec une conduite amont d) Déversoir frontal avec une

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

conduite amont.....102

Figure A.1 : Déversoir d'orage d'Ecully Valvert. Les flèches en rouge illustrent le sens de l'écoulement. Source : Momplot, (2014) 104

Figure A.2 : Géométrie du déversoir d'Ecully Valvert. Source : Momplot 2014 104

Figure A.3 : Courbes de fonctionnement numérique et empirique du déversoir d'Ecully. Les incertitudes des points numériques et empiriques sont indiquées et la courbe théorique est rappelée en pointillés rouges. Source : Momplot, (2014) 105

Figure A.1 : Déversoir d'orage « Segala » 106

Figure A.2 : Fonctionnement hydraulique du déversoir d'orage Ségala 106

Figure A.3 : Relation entre le débit conservé en fonction du débit entrant pour le déversoir d'orage du Ségala 107

Figure A.1 : Déversoir d'orage « Tours » 108

Figure A.2 : Fonctionnement hydraulique déversoir d'orage de Tours 109

Figure A.3 : Relation entre le débit conservé en fonction du débit entrant pour le déversoir d'orage de Tours 109

Figure A.1 : Déversoir d'orage « Place de l'Estang ».....110

Figure A.2 : Fonctionnement hydraulique du déversoir de Place de l'Estang 111

Figure A.3 : Relation entre le débit conservé en fonction du débit entrant pour le déversoir d'orage de Place de l'Estang 112

Figure A.1: Déversoir d'orage « Pont du Gua » 112

Figure A.2 : Fonctionnement hydraulique du déversoir d'orage de Pont du Gua. A gauche la vue du dessus et à droite la vue en coupe. Ce déversoir d'orage n'a pas été instrumenté pendant la période d'étude ..113

Figure A.3 : Courbe de fonctionnement du déversoir d'orage du Pont du Gua.....113

Figure A.1 : Comparaison entre simulations et observations de sept évènements pluvieux inférieurs à 15 mm. La ligne rouge et la couverture rose représentent l'hydrogramme simulé et les incertitudes liées à l'ensemble des paramètres d'entrée. L'hydrogramme en pointillés noirs et la couverture grise représentent le débit observé à l'exutoire du bassin versant et les incertitudes liées aux observations. La ligne bleue en pointillés représente la hauteur précipitée cumulée correspondant à l'axe de droite. Le KGE est le critère d'Efficacité Kling-Gupta. Les évènements ont été simulés avec le modèle discrétisé d'Ecully.....123

Figure A.2 : Comparaison entre les simulations et observations de huit évènements pluvieux entre 15 et 35 mm. La ligne rouge et la couverture rose représentent l'hydrogramme simulé et les incertitudes liées à l'ensemble des paramètres d'entrée. L'hydrogramme en pointillés noirs et la couverture grise représentent le débit observé à l'exutoire du bassin versant et les incertitudes liées aux observations. La ligne bleue en pointillés représente la hauteur précipitée cumulée correspondant à l'axe de droite. Le KGE est le critère d'Efficacité Kling-Gupta. Les évènements ont été simulés avec le modèle discrétisé d'Ecully.....124

Figure A.3 : Comparaison entre les simulations et observations de 8 évènements pluvieux supérieurs à 35 mm. La ligne rouge et la couverture rose représentent l'hydrogramme moyennement simulé et les incertitudes liées à l'ensemble des paramètres d'entrée. L'hydrogramme en pointillés noirs et la couverture grise représentent le débit observé à l'exutoire du bassin versant et les incertitudes liées aux observations. La ligne bleue en pointillés représente la hauteur précipitée cumulée correspondant à l'axe de droite. Le KGE est le critère d'Efficacité Kling-Gupta. Les évènements ont été simulés avec le modèle discrétisé d'Ecully.....125

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Figure A.4 : Comparaison entre les volumes déversés simulés et observés pour 20 événements pluvieux avec déversements en 2008. Les évènements ont été simulés avec le modèle d'Ecully discrétisé..... 126

Figure A.1 : Comparaison entre les volumes déversés simulés et observés pour tous les évènements de déversement de l'année 2008 (34 événements). Les évènements ont été simulés avec le modèle discrétisé d'Ecully. A gauche la comparaison entre le volume déversé simulé versus le volume déversé observé. A droite un boxplot représentant la distribution de la différence entre le volume déversé simulé et le volume observé..... 127

Figure A.2 : Différence absolue entre le volume déversé simulé et le volume déversé observé en fonction de la hauteur précipitée pour les évènements de déversement de l'année 2008. Chaque point correspond à un événement pluvieux avec déversement 127

Figure A.1: Classification de l'occupation des sols sur le bassin versant de Figeac avec la méthode NDVI. Deux exemples sont illustrés. Le seuil utilisé pour différencier les surfaces imperméables et perméables est de 0.03..... 130

Figure A.1 : Variation journalière du débit d'eau usée observé à l'exutoire des sous-bassins versants de Figeac..... 131

Figure A.2 : Variation d'eau usée observé à l'exutoire du bassin versant de Figeac..... 132

Figure A.1 : Distribution des volumes journaliers de temps sec. En rouge la distribution observée à l'exutoire du bassin versant. En noir la distribution aléatoire de la somme des volumes journaliers médian d'eaux usées par temps sec de l'ensemble des sous-bassins versants..... 134

Figure A.1 : Relation entre la hauteur précipitée et la hauteur ruisselée observée à l'exutoire des sous-bassins versants de Figeac. En noir la régression linéaire et en gris l'intervalle de confiance lorsque tous les points sont utilisés pour la régression linéaire 138

Figure A.2: Résultats de la validation croisée pour le sous-bassin versant S. Pour neuf évènements observés, deux ont été mis de côté à chaque itération (en vue de la validation du modèle), et les sept autres ont été utilisés pour déterminer la valeur de F_{imp} et IL (1 point sur les deux premiers diagrammes) ; puis les critères de KGE, écart de volume prédit, et RMSE, ont été évalués sur les deux événements de validation (1 point sur les trois derniers diagrammes). La procédure a été répétée autant de fois qu'il existe de combinaisons de deux événements parmi neuf. 140

Figure A.3: Résultats de la validation croisée pour le sous-bassin versant O. Pour douze évènements observés, quatre ont été mis de côté à chaque itération (en vue de la validation du modèle), et les huit autres ont été utilisés pour déterminer la valeur de Fimp et IL (1 point sur les deux premiers diagrammes) ; puis les critères de KGE, écart de volume prédit, et RMSE, ont été évalués sur les deux événements de validation (1 point sur les trois derniers diagrammes). La procédure a été répétée autant de fois qu'il existe de combinaisons de quatre événements parmi douze. 141

Figure A.4: Résultats de la validation croisée pour le sous-bassin versant N. Pour six évènements observés, deux ont été mis de côté à chaque itération (en vue de la validation du modèle), et les quatres autres ont été utilisés pour déterminer la valeur de Fimp et IL (1 point sur les deux premiers diagrammes) ; puis les critères de KGE, écart de volume prédit, et RMSE, ont été évalués sur les deux événements de validation (1 point sur les trois derniers diagrammes). La procédure a été répétée autant de fois qu'il existe de combinaisons de deux événements parmi six. 142

Figure A.5: Résultats de la validation croisée pour le sous-bassin versant L. Pour les douzes évènements observés, deux ont été mis de côté à chaque itération (en vue de la validation du modèle), et les dix autres ont été utilisés pour déterminer la valeur de Fimp et IL (1 point sur les deux premiers diagrammes) ; puis les critères de KGE, écart de volume prédit, et RMSE, ont été évalués sur les deux événements de validation (1 point sur les trois derniers diagrammes). La procédure a été répétée autant de fois qu'il existe de

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

combinaisons de deux événements parmi dix. 143

Figure A.6: Résultats de la validation croisée pour le sous-bassin versant K. Pour les six évènements observés, deux ont été mis de côté à chaque itération (en vue de la validation du modèle), et les quatre autres ont été utilisés pour déterminer la valeur de Fimp et IL (1 point sur les deux premiers diagrammes) ; puis les critères de KGE, écart de volume prédit, et RMSE, ont été évalués sur les deux événements de validation (1 point sur les trois derniers diagrammes). La procédure a été répétée autant de fois qu'il existe de combinaisons de deux événements parmi six.. 144

Figure A.1 : Comparaison entre simulations et observations de 10 évènements pluvieux du sous-bassin versant S. La ligne rouge et la couverture rose représentent l'hydrogramme moyen simulé et les incertitudes liées à l'ensemble des paramètres d'entrée. L'hydrogramme en pointillés noirs et la couverture grise représentent le débit observé à l'exutoire du bassin versant et les incertitudes liées aux observations. La ligne bleue en pointillés représente la hauteur précipitée cumulée correspondant à l'axe de droite. Le KGE est le critère d'Efficacité Kling-Gupta. 147

Figure A.2: Distribution des KGE obtenue à partir de la comparaison des simulations et observations d'une série constitué de 10 évènements pluvieux du sous-bassin versant S. 10^4 simulations ont été effectuées à partir de la simulation de jeux de paramètres fabriqués avec la méthode de Monte Carlo 148

Figure A.1: Comparaison entre simulations et observations de 12 évènements pluvieux du sous-bassin versant O. La ligne rouge et la couverture rose représentent l'hydrogramme moyen simulé et les incertitudes liées à l'ensemble des paramètres d'entrée. L'hydrogramme en pointillés noirs et la couverture grise représentent le débit observé à l'exutoire du bassin versant et les incertitudes liées aux observations. La ligne bleue en pointillés représente la hauteur précipitée cumulée correspondant à l'axe de droite. Le KGE est le critère d'Efficacité Kling-Gupta. Les évènements ont été simulés avec le modèle d'Ecully discrétisé. 150

Figure A.2 : Distributions des KGE obtenu à partir de la comparaison des simulations et observations d'une série constitué de 10 évènements pluvieux du sous-bassin versant O. 10^4 simulations ont été effectué à partir de la simulation de jeux paramètres générés avec la méthode de Monte Carlo 151

Figure A.1: Comparaison entre simulations et observations de quatre évènements pluvieux du sous-bassin versant N. La ligne rouge et la couverture rose représentent l'hydrogramme moyen simulé et les incertitudes liées à l'ensemble des paramètres d'entrée. L'hydrogramme en pointillés noirs et la couverture grise représentent le débit observé à l'exutoire du bassin versant et les incertitudes liées aux observations. La ligne bleue en pointillés représente la hauteur précipitée cumulée correspondant à l'axe de droite. Le KGE est le critère d'Efficacité Kling-Gupta. Les évènements ont été simulés avec le modèle d'Ecully discrétisé. 152

Figure A.2: Distributions des KGE obtenu à partir de la comparaison des simulations et observations d'une série constitué de 10 évènements pluvieux du sous-bassin versant N. 10^4 simulations ont été effectué à partir de la simulation de jeux paramètres fabriqués avec la méthode de Monte Carlo.....153

Figure A.1: Comparaison entre simulations et observations de huit évènements pluvieux du sous-bassin versant L. La ligne rouge et la couverture rose représentent l'hydrogramme moyen simulé et les incertitudes liées à l'ensemble des paramètres d'entrée. L'hydrogramme en pointillés noirs et la couverture grise représentent le débit observé à l'exutoire du bassin versant et les incertitudes liées aux observations. La ligne bleue en pointillés représente la hauteur précipitée cumulée correspondant à l'axe de droite. Le KGE est le critère d'Efficacité Kling-Gupta. Les évènements ont été simulés avec le modèle d'Ecully discrétisé. 154

Figure A.2 : Distributions des KGE obtenu à partir de la comparaison des simulations et observations d'une série constitué de 10 évènements pluvieux du sous-bassin versant L. 10^4 simulations ont été effectué à partir de la simulation de jeux paramètres fabriqués avec la méthode de Monte Carlo.....155

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Figure A.1: Comparaison entre simulations et observations de 4 évènements pluvieux du sous-bassin versant K. La ligne rouge et la couverture rose représentent l'hydrogramme moyen simulé et les incertitudes liées à l'ensemble des paramètres d'entrée. L'hydrogramme en pointillés noirs et la couverture grise représentent le débit observé à l'exutoire du bassin versant et les incertitudes liées aux observations. La ligne bleue en pointillés représente la hauteur précipitée cumulée correspondant à l'axe de droite. Le KGE est le critère d'Efficacité Kling-Gupta. Les évènements ont été simulés avec le modèle d'Ecully discrétisé. 156

Figure A.2: Distributions des KGE obtenu à partir de la comparaison des simulations et observations d'une série constitué de 10 évènements pluvieux du sous-bassin versant K. 10^4 simulations ont été effectué à partir de la simulation de jeux paramètres fabriqués avec la méthode de Monte Carlo 157

Figure A.1: Comparaison entre simulations et observations de 12 évènements pluvieux à l'exutoire du bassin versant. La ligne rouge et la couverture rose représentent l'hydrogramme moyennement simulé et les incertitudes liées à l'ensemble des paramètres d'entrée. L'hydrogramme en pointillés noirs et la couverture grise représentent le débit observé à l'exutoire du bassin versant et les incertitudes liées aux observations. La ligne bleue en pointillés représente la hauteur précipitée cumulée correspondant à l'axe de droite. Le KGE est le critère d'Efficacité Kling-Gupta. Les évènements ont été simulés avec le modèle de Figeac discrétisé. 158

Figure A.2 : Distribution spatiale de la pluie sur Figeac pour la pluie du 19/09/2012. Cumul sur 24h. Source : InfoClimat..... 159

Figure A.3 : Distributions des KGE obtenu à partir de la comparaison des simulations et observations d'une série constitué de 10 évènements pluvieux du sous-bassin versant L. 10^4 simulations ont été effectué à partir de la simulation de jeux paramètres fabriqués avec la méthode de Monte Carlo. 159

*Figure A.1: Evolution des hydrogrammes simulés à l'exutoire du bassin versant pour a) une faible pluie de 13 mm, b) une pluie moyenne de 19 mm et c) une pluie plus importante de 50 mm, en fonction de la hauteur précipitée (**Hp**) interceptée sur l'ensemble du sous-bassin versant. Le trait horizontal rouge est le seuil de déversement pour cet exemple. 170*

*Figure A.1: Illustration de la représentation de la désimperméabilisation d'un sous-bassin versant (**SBV**). a) Etat initial du SBV muni d'une surface imperméable ($\boldsymbol{A_{imp}}$) et d'une surface perméable ($\boldsymbol{A_{per}}$). b) Après desimperméabilisation avec une surface perméable désimperméabilisée ($\boldsymbol{A_{désimp}}$) ayant des caractéristiques de ruissellement différentes que Sper. Les rectangles gris représentent les surfaces imperméables (toitures, parking, routes) et les carrées verts des espaces perméables. 171*

Figure A.2: Test de sensibilité du coefficient de ruissellement des surfaces désimperméabilisées. Trois tests ont été effectués : (i) un coefficient de ruissellement (CR_{desimp}) égal à zero (ii) un CR_{desimp} égal à la moitié du CR des surfaces perméables avant aménagement (CR_{per}) et (iii) un CR_{desimp} égal à CR_{per}. Période de simulation : un an..... 172

Figure A.3 : Evolution des hydrogrammes simulés à l'exutoire du bassin versant pour a) une pluie petite de 13 mm, b) une pluie moyenne de 19 mm et c) une grande pluie de 50 mm, en fonction de la surface désimperméabilisée sur l'ensemble du sous-bassin versant. Le trait horizontal rouge est le seuil de déversement..... 173

Figure A.1: Evolution de la probabilité de non-dépassement (fonction de répartition empirique) des évènements pluvieux observés en fonction de la hauteur précipitée dans a) le bassin versant d'Ecully sur la période de 2005-2010 et b) du bassin versant de Figeac sur la periode de 2015 à 2020..... 174

Figure A.1 : Répartition des pluies simulées avec et sans déversements sur 5 ans et le volume total déversé simulé par type de pluie pour le cas a) d'Ecully (2005 à 2010) et b) de Figeac (2015 à 2020). 177

Figure A.1 : Réduction du volume déversé dans le bassin verssant a) d'Ecully et b) de Figeac en fonction de

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

la hauteur d'eau interceptée par les ouvrages de gestion à la source déployés dans chaque sous-bassin versant pour la période simulée de a) 2005 à 2010 et b) 2015 à 2020.....180

Figure A.2 : Exemple de cas d'étude pour discuter le critère du ratio de volume deversé dans deux bassins versants (BV).....182

Figure A.3 : Ratio du volume déversé par rapport au volume total produit dans le bassin versant a) d'Ecully et b) de Figeac en fonction de la hauteur d'eau interceptée par les ouvrages de gestion à la source déployé dans chaque sous-bassin versant pour la période simulée de a) 2005 à 2010 et b) 2015 à 2020. 183

Figure A.4 : Fréquence de déversement dans le bassin versant a) d'Ecully et b) de Figeac en fonction de la hauteur d'eau interceptée par les ouvrages de gestion à la source déployé dans chaque sous-bassin versant pour la période simulée de a) 2005 à 2010 et b) 2015 à 2020.....185

Figure A.1 : Performance de la stratégie de déconnexion appliquée à chaque sous-bassin versant de manière indépendante (un à la fois). La performance sur la réduction du volume déversée (1^{ére} et 3^{éme} ligne) et frequence de déversement (2^{éme}et 3^{éme} ligne) a été distinguée par cas d'étude : Ecully (1^{ére} et 2^{éme} ligne) et Figeac (3^{éme}et 4^{éme} ligne) et par type de pluie (a) <15 mm (b) entre 15 et 30 mm (c) >30 mm. 188

Figure A.1 : Réduction du volume déversé dans les sous-bassins versants a) d'Ecully et b) de Figeac (un sous-bassin versant à chaque fois) en fonction du pourcentage de surface désimperméabilisée (ici, le ratio entre la suface désimperméabilisée dans le sous-bassin vessant et la surface totale du bassin versant) pour la période simulée de a) 2005 à 2010 et b) 2015 à 2020. 191

Figure A.2 : Ratio du volume déversé par rapport au volume total produit dans le bassin versant a) d'Ecully et b) de Figeac (un sous-bassin versant à chaque fois) en fonction du pourcentage de surface désimpermeabilisée (ici, le ratio entre la suface désimpermeabilisée dans le sous-bassin verssant et la surface totale du bassin versant) pour la période simulée de a) 2005 à 2010 et b) 2015 à 2020. 192

Figure A.3 : Réduction de la fréquence de déversement dans les sous-bassins versants a) d'Ecully et b) de Figeac (un sous-bassin versant à chaque fois) en fonction du pourcentage de surface désimpermeabilisée (ici, le ratio entre la suface désimpermeabilisée dans le sous-bassin versant et la surface totale du bassin versant) pour la période simulée de a) 2005 à 2010 et b) 2015 à 2020.....194

Figure A.4 : Performance de la stratégie de désimpermeabilisation appliquée à chaque sous-bassin versant de manière indépendante (un à la fois). La performance sur la réduction du volume déversée (1^{ére} et 3^{éme} ligne) et frequence de déversement (2^{éme}et 3^{éme} ligne) a été distingué par cas d'étude : Ecully (1^{ére} et 2^{éme} ligne) et Figeac (3^{éme}et 4^{éme} ligne) et par type de pluie (a) <15 mm (b) entre 15 et 30 mm (c) >30 mm. .196

Figure A.1 : Occupation des sols, année 2013 : a) Commune d'Ecully, Métropole de Lyon, Auvergne Rhône-Alpes ; b) Bassin versant du déversoir d'orage d'Ecully Valvert.....206

Figure A.1 : Caractérisation des précipitations du bassin versant d'Ecully et caractérisation des événements pluvieux provoquant un déversement au déversoir d'orage de Valvert. Période étudiée : 2007 et 2008. En cercle bleu non plein les pluies sans événement de déversement. En cercle rouge plein les pluies observées avec au moins un déversement dont la hauteur totale est supérieure à 7 mm. Les rectangles verts, sont les pluies « petites » avec déversement dont la hauteur totale est inférieure à 7 mm (gamme dans laquelle l'occurrence d'un déversement correspond à une observation relativement atypique).....209

Figure A.1 : Schéma illustratif de deux stratégies de gestion des eaux pluviales : a) parcelle avant implémentation des stratégies (état initial), b) désimperméabilisation (stratégies DESIMP 1 et DESIMP 2) et c) déconnexion (stratégies DCON 1, 2, 3).....211

Figure A.1: Statistiques sur le volume déversé par événement pluvieux (exprimé relativement au volume déversé du scénario de référence) pour les stratégies de déconnexion et d'infiltration des premiers 5,10 et 15 mm de pluie (DCON 1, DCON 2, DCON 3).....213

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Figure A.1: Statistiques sur le volume déversé par événement pluvieux, exprimé relativement au volume déversé du scénario de référence pour les stratégies de désimperméabilisation de 10 et 20% (DESIMP 1 et DESIMP 2). *215*

Figure A.1 : Cumul de précipitations mensuelles pour 2007 et pour les chroniques futures obtenues à partir des perturbations des projections RCP 2.6, 4.5 et 8.5. ..... *216*

Figure A.2: Statistiques sur le volume déversé par événement pluvieux de trois scénarios futurs (RCP 2.6, RCP 4.5 et RCP 8) sans et avec implémentation de la stratégie de déconnexion et infiltration des premiers 15 mm de pluie (DCON3). Le volume est exprimé relativement au volume déversé du scénario de référence (2007 sans stratégie de de déconnexion et infiltration) *217*

Figure C.1 : Données utilisées pour la délimitation du bassin versant urbain et sous-bassins versants. Du bas vers le haut, quatre plans : Image aérienne, suivi par des images du réseau routier, puis par une carte de modèle numérique terrain et finalement un schéma du réseau d'assainissement avec la localisation du déversoir d'orage (point rouge). *269*

Figure C.2 : Scénarios combinant les différentes données disponibles *271*

Figure C.3 : Exemple de délimitation du bassin versant urbain. L'exutoire du bassin versant urbain est illustré par un point rouge dans la partie sud du territoire. Le réseau unitaire est illustré par des tirets. En vert à gauche, un exemple d'exclusion des zones agricoles et en gris à droite, un exemple de délimitation des zones urbaines par le réseau routier. La ligne rouge constituée de tirets est le territoire raccordé aux réseaux d'assainissement en excluant les espaces forestiers/agricoles. *272*

Figure C.4 : classification de Strahler. Source: Caloz et Collet, (2011) *274*

Figure C.5 : Principe de délimitation des sous-bassins versants par équidistance. a) illustre le réseau d'assainissement constitué de branches/conduites et des nœuds suivant un sens d'écoulement. Les lignes noires en pointillés ont été tracées en suivant la bissectrice entre deux branches adjacentes et pour séparer de manière équidistante de deux branches non adjacentes. b) illustre le résultat de la délimitation des sous-bassins versants. *275*

Figure C.6 : Principe de délimitation des sous-bassins versants à partir de la topographie. a) illustre la délimitation du bassin versant urbain et sa topographie. Les lignes en noir et pontillés délimitent les surfaces dont l'écoulement se dirige vers chaque exutoire. b) illustre la délimitation des sous-bassins versants. *276*

Figure C.7: Délimitation du bassin versant urbain à partir des images aériennes et des images du réseau de transport. a) Montre le point de départ du découpage et b) la délimitation effectuée. Le point rouge est la position du déversoir d'orage et la ligne continue rouge est la délimitation initiale du bassin versant urbain. *277*

Figure C.8 : Intégration du réseau (a) fictif et (b) réel dans la délimitation initiale du bassin versant urbain d'Écully *278*

Figure C.9 : Raffinement de la délimitation du bassin versant urbain avec topographie. La figure à gauche (a) correspond à la délimitation du bassin versant urbain résultant du scénario 2 avec le réseau fictif et la topographie. La figure à droite (b) correspond à la délimitation du bassin versant urbain avec le scénario 4, soit : avec le réseau réel et la topographie. *279*

Figure C.10 : Résultats issus de la méthode de délimitation des sous-bassins versants pour le cas d'étude de Écully. En haut à gauche, le scénario 1. En haut à droite le scénario 2. En bas à gauche le scénario 3 et en bas à droite le scénario 4. ..... *280*

Figure C.11 : Délimitation du bassin versant urbain et des sous-bassins versants de la Métropole de Lyon *282*

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Figure C.12 : Délimitation du bassin versant urbain à partir des images aériennes et des images du réseau de transport. a) Montre le point de départ du découpage et b) la délimitation effectuée. Le point rouge est la position du déversoir d'orage et la ligne continue rouge est la délimitation du bassin versant urbain. 284

Figure C.13 : Intégration du réseau (a) fictif et (b) réel dans la délimitation du bassin versant urbain de Figeac.....285

Figure C.14 : Affinement de la délimitation du bassin versant urbain avec la topographie. La figure à gauche (a) correspond à la délimitation du bassin versant urbain issue du scénario 2 avec le réseau fictif et la topographie. La droite de la figure (b) correspond à la délimitation du bassin versant urbain issue du scénario 4, avec le réseau réel et la topographie.....286

Figure C.15 : Résultats de la méthode de délimitation des sous-bassins versants pour le cas d'étude de Figeac. En haut à gauche, le scénario 1. En haut à droite le scénario 2. En bas à gauche le scénario 3 et en bas à droite le scénario 4. 287

Figure C.16 : Délimitation du bassin versant urbain et des sous-bassins versants réalisé par la ville de Figeac en 2016. 288

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Liste des tableaux

Tableau 3.1 Mesures réalisées sur le site expérimental d'Ecully. Les informations des dispositifs de mesures utilisés proviennent des rapports d'activité scientifique de l'Observatoire de Terrain en Hydrologie Urbaine (OTHU) 2013-2016. 84

Tableau 3.2 Mesures réalisées sur la ville de Figeac. Les informations concernant les dispositifs de mesures utilisés proviennent des rapports du schéma directeur de ville de Figeac de mai 2016 87

Tableau 3.3 Récapitulatif des caractéristiques des sites d'étude 88

Tableau 3.4: Formules empiriques pour calculer le lag-time à partir des caractéristiques du bassin versant. 96

Tableau 3.5 : Méthode d'acquisition de paramètres pour chaque sous-bassin versant pour le cas d'étude d'Ecully et Figeac 97

Tableau 3.6 : Déversements observés dans le déversoir d'orage du Ségala 107

Tableau 3.7 : Déversements observées dans le déversoir d'orage de Tours 109

Tableau 3.8 : Observation de déversement dans le déversoir d'orage de Place de l'Estang 111

Tableau 3.9 : Observation de déversement dans le déversoir d'orage de Place de l'Estang 114

Tableau 3.10 : Tableau de contingence des évènements de déversement. 117

Tableau 3.11 : Tableau de contingence des évènements de déversements avec incertitudes. 118

Tableau 3.12: Paramètres des sous-bassins versants d'Ecully. Les incertitudes de chaque paramètre sont entre parenthèses 121

Tableau 3.13 : Synthèse sur l'évaluation du volume déversé de l'année 2008 pour le bassin versant d'Ecully 128

Tableau 3.14 : Tableau de contingence d'évènement pluvieux provoquant un déversement, un non-déversement et un déversement ou non déversement possible dans l'année 2008 pour le bassin versant d'Ecully 128

Tableau 3.15 : caractéristiques de l'occupation des sols des sous-bassins versants (SBV) de la Ville de Figeac 129

Tableau 3.16 : Débit d'eaux claires parasites observé à l'exutoire de chaque sous-bassin versant (SBV) de Figeac 132

Tableau 3.17 : Récapitulatif de la consommation d'eau potable pour la ville de Figeac 133

Tableau 3.18 : Volumes journaliers des composantes par temps sec observés à l'exutoire des sous-bassins versants (sbv) de Figeac 133

Tableau 3.19 : Population estimée pour les sous-bassins versants (SBV) de Figeac 135

Tableau 3.20 : Lag-time des réservoirs sol des sous-bassins versants de Figeac 135

*Tableau 3.21 : Résumé des évènements pluvieux observés à l'exutoire des sous-bassins versants de la Ville de Figeac (en amont des déversoirs d'orage). La notation suivante a été utilisé pour les déversement observé au : *****déversoir du Ségala, **°**déversoir de Tours, **^**déversoir de Place de l'Estang et **'** déversoir du Pont du Gua 136*

Tableau 3.22: Synthèse des évènements observés à l'exutoire de chaque sous-bassin versant de Figeac et des évènements gardés pour chaque itération de la méthode de validation croisée 137

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Tableau 3.23: Paramètres des sous-bassins versants de Figeac. Les incertitudes de chaque paramètre sont entre parenthèses *145*

Tableau 3.24: Tableau de contingence des évènements de (non) déversement du déversoir d'orage du ségala..... *148*

Tableau 3.25: Tableau de contingence des évènements de (non) déversement du déversoir d'orage des Tours *149*

Tableau 3.26: Tableau de contingence des évènements de (non) déversement du déversoir d'orage du Pont du Gua..... *160*

Tableau 4.1: Surfaces imperméables disponibles par sous-bassin versant (SBV) pour les cas d'étude d'Ecully et de Figeac..... *175*

Tableau 5.1 : Paramètres hydrologiques et géométriques associés aux sous-bassins versants d'Ecully .. *207*

Tableau 5.2: Évaluation du modèle CANOE® par rapport aux observations de l'OTHU *210*

Tableau 5.3 : Facteurs de changement climatique considérés pour les trois scénarios étudiés [mm]..... *213*

Tableau 5.4: Comparaison du nombre de jour avec déversement et pourcentage du volume déversé par rapport au volume produit sur le bassin versant d'Ecully pour la stratégie de stockage et infiltration des premiers millimètres de pluie (DCON 1 ,2, 3) *214*

Tableau 5.5: Comparaison du nombre de jours avec déversement et pourcentage du volume déversé par rapport au volume produit sur le bassin versant d'Ecully pour la stratégie de désimperméabilisation 10% et 20%. *215*

Tableau 5.6: Comparaison du nombre de jours avec déversement et pourcentage du volume déversé par rapport au volume produit sur le bassin versant d'Ecully pour les scénarios futurs sans stratégie de déconnexion et avec la stratégie DCON 3 ..... *217*

Tableau 0.1 : Comparaison géométrique entre les réseaux d'assainissements, fictif et réel..... *278*

Tableau 0.2 : Tableau récapitulatif des caractéristiques de délimitation et discrétisation des quatre scénarios et du modèle de la Métropole de Lyon *281*

Tableau 0.3 : Comparaison géométrique entre les réseaux d'assainissement fictif et réel *285*

Tableau 0.4 : Tableau récapitulatif des caractéristiques de délimitation et discrétisation des quatre scénarios et du modèle de la Métropole de Lyon *289*

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

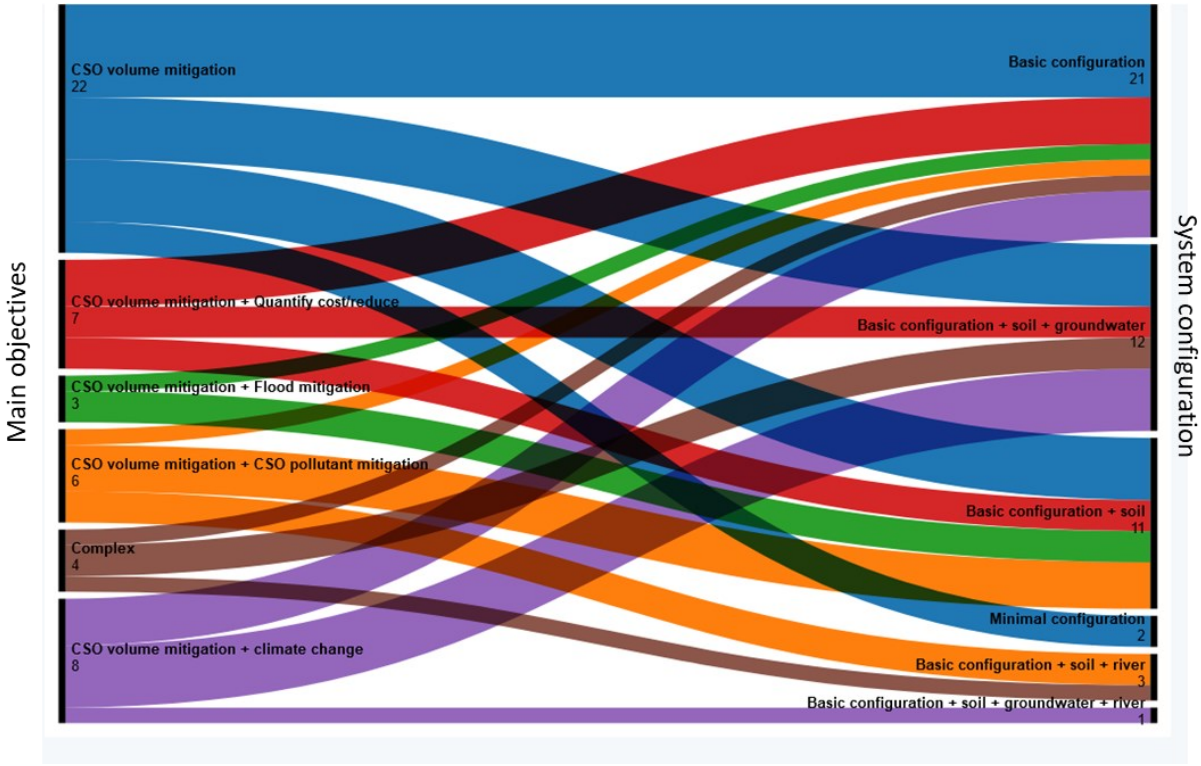
Liste des équations

Equation 2.1 ..... *57*
Equation 2.2 ..... *59*
Equation 2.3 ..... *59*
Equation 2.4 ..... *62*
Equation 2.5 ..... *62*
Equation 2.6 ..... *64*
Equation 3.1 ..... *85*
Equation 3.2 ..... *87*
Equation 3.3 ..... *90*
Equation 3.4 ..... *91*
Equation 3.5 ..... *99*
Equation 3.6 ..... *99*
Equation 3.7 ..... *99*
Equation 3.8 ..... *99*
Equation 3.9 ..... *104*
Equation 3.10 ..... *105*
Equation 3.11 ..... *105*
Equation 3.12 ..... *108*
Equation 3.13 ..... *110*
Equation 3.14 ..... *116*
Equation 3.15 ..... *117*
Equation 3.16 ..... *117*
Equation 4.1 ..... *175*
Equation 4.2 ..... *175*
Equation 5.1 ..... *208*
Equation 5.2 ..... *208*
Equation 5.3 ..... *208*
Equation 5.4 ..... *209*
Equation 5.5 ..... *212*

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

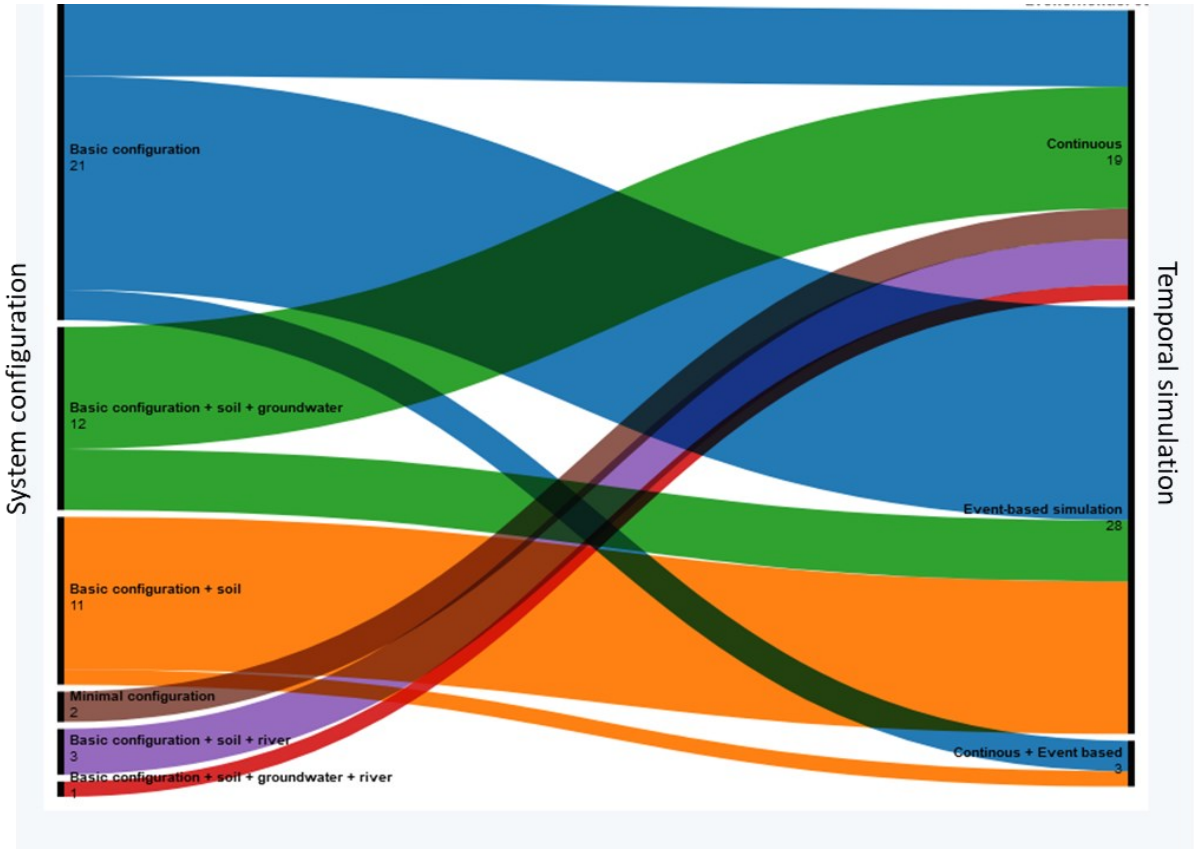
Annexes

Annexe A Supplementary data Chapter 1



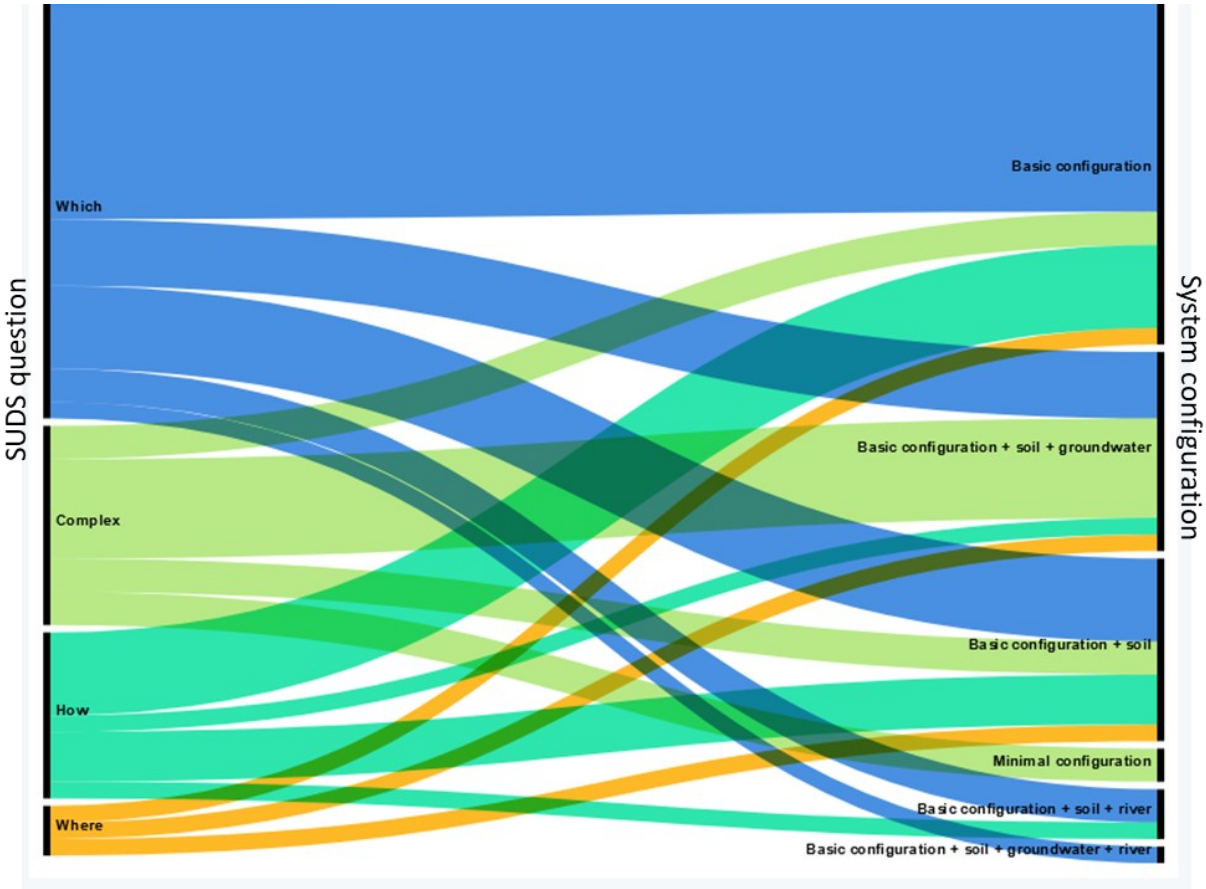
Appendix A. 1 Correlation between the main objectives (left) and the system configuration (right). The main objectives are: CSO volume mitigation, CSO volume mitigation and reduction of cost, CSO volume mitigation and flood mitigation, CSO volume mitigation and CSO pollutant mitigation, CSO volume mitigation and climate change, and the last typology is "complex" for studies addressing more than two objectives. They are 6 typologies to describe the system configuration: minimal (for studies representing only the surface and SUDS), basic configuration (for studies representing surface SUDS Network and CSO), Basic and soil, basic soil and groundwater, basic soil and river system, basic soil groundwater and the river system.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés



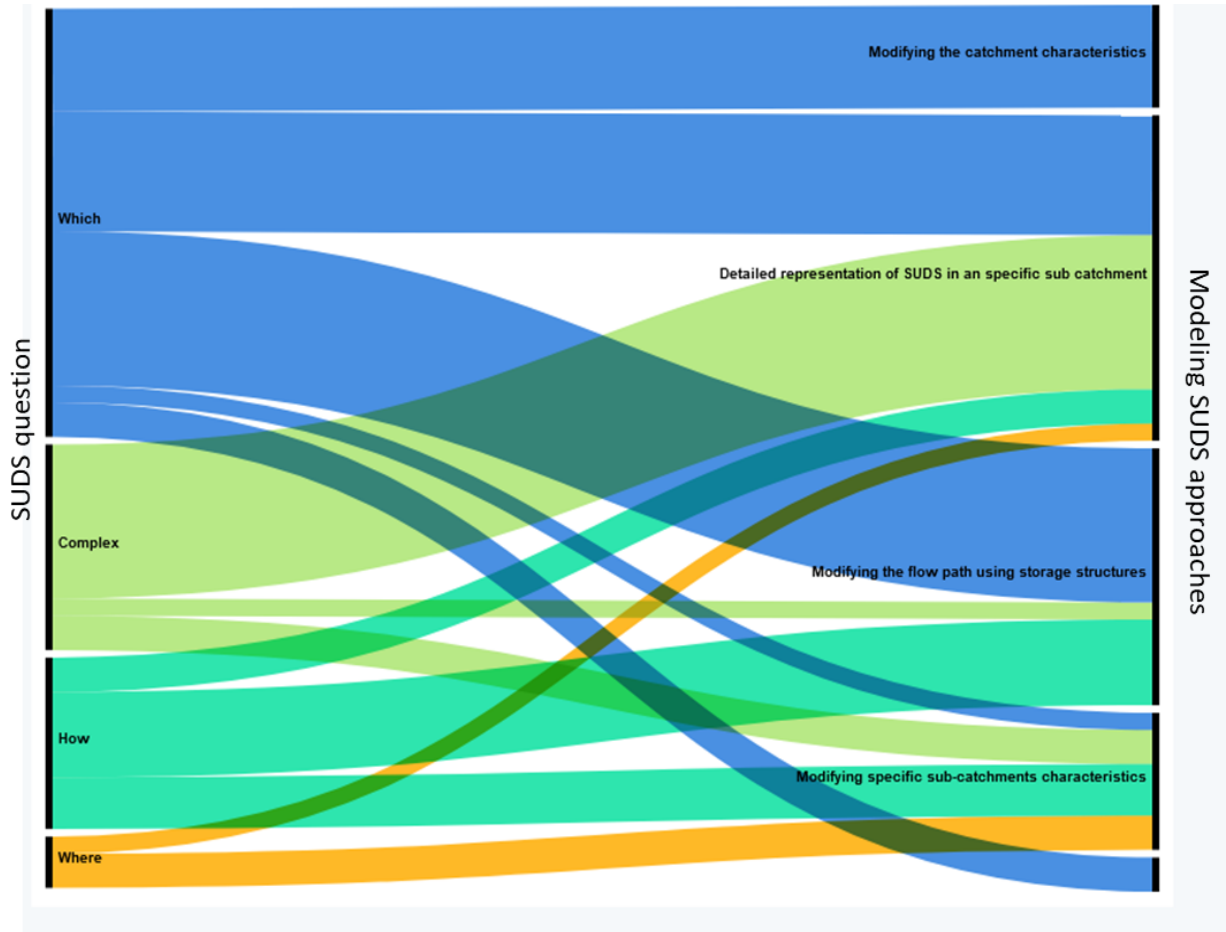
Appendix A. 2: Correlation between the system configuration (left) and the temporal simulation choises (right). They are 6 typologies to describe the system configuration: minimal (for studies representing only the surface and SUDS), basic configuration (for studies representing surface SUDS Network and CSO), Basic and soil , basic soil and groundwater, basic soil and river system, basic soil groundwater and the river system. For the temporal choices, three classes were observed: continuous simulation, event based simulation and both.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés



Appendix A. 3: Correlation between the current question for selecting SUDS scenarios (left) and the system configuration (right). The main questions for creating SUDS scenarios are : which, how, where and "complex" (for studies selecting more than one of the previous questions). They are 6 typologies to describe the system configuration: minimal (for studies representing only the surface and SUDS), basic configuration (for studies representing surface SUDS Network and CSO), Basic and soil, basic soil and groundwater, basic soil and river system, basic soil groundwater and the river system.

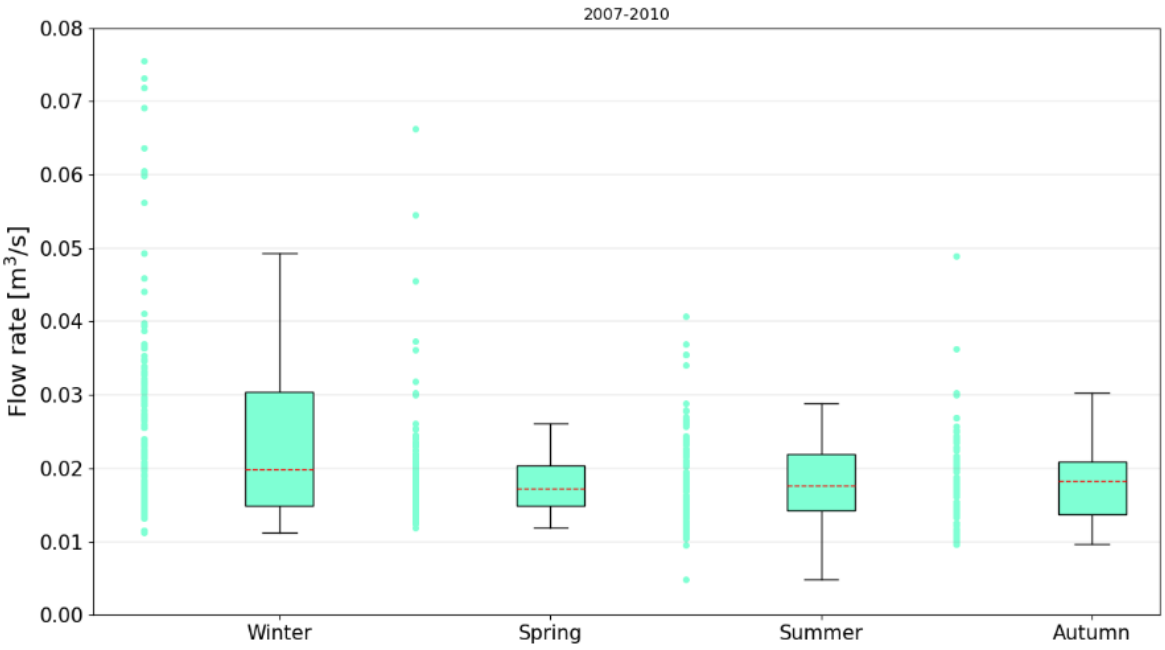
Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés



Appendix A. 4: Correlation between the current question for selecting SUDS scenarios (left) and the modelling approaches of SUDS wide spreading (right). The main questions for creating SUDS scenarios are : which, how, where and "complexe" (for studies selecting more than one of the previous questions). They are 4 typologies to describe SUDS modelling approach: modifying the catchment characteristics, detail representation in a specific catchment using a module in common tools as SWMM, INFOWORKS..., modifying the flow path using storage structures and modifying specific sub-catchmentss characteristics.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Annexe B Supplementary data Chapter 2



Appendix B. 1: Boxplot illustrating the median flow observed upstream of the combined sewer overflow structure between 3 and 4 AM over 3 years (2007, 2009 and 2010). The observed values have been grouped into 4 groups according to the European seasons.

Appendix B. 2: Empirical formulas for calculating the lag time based on the catchment characteristics. A_C is the catchment area (ha), A_{imp} is the impervious area (ha), I is the average slope (%) and L is the length of the longest water route (m). The formulas were applied to the Ecully catchment resulting in values varying between 10 min and 37 min.

	Formula	Resulting values [min]
Desbordes (1974)	$K = 5.3 \cdot A_C^{0.304} \cdot (\frac{A_{imp}}{A_C})^{-0.452} \cdot I^{-0.383}$	32
Desbordes (1974)	$K = 0.1875 \cdot A_C^{-0.0078} \cdot (\frac{A_{imp}}{A_C})^{-0.512} \cdot I^{-0.401} \cdot L^{0.609}$	10
Desbordes and Ramperez (1977)	$K = 3.71 \cdot A_C^{0.394} \cdot (\frac{A_{imp}}{A_C})^{-0.452} \cdot I^{-0.3832}$	37
Desbordes and Ramperez (1977)	$K = 0.1325 \cdot A_C^{0.0822} \cdot (\frac{A_{imp}}{A_C})^{-0.512} \cdot I^{-0.401} \cdot L^{0.609}$	18
Chocat (2013)	$K = 0.254 \cdot A_C^{-0.0076} \cdot (\frac{A_{imp}}{A_C})^{-0.512} \cdot I^{-0.401} \cdot L^{0.6}$	20

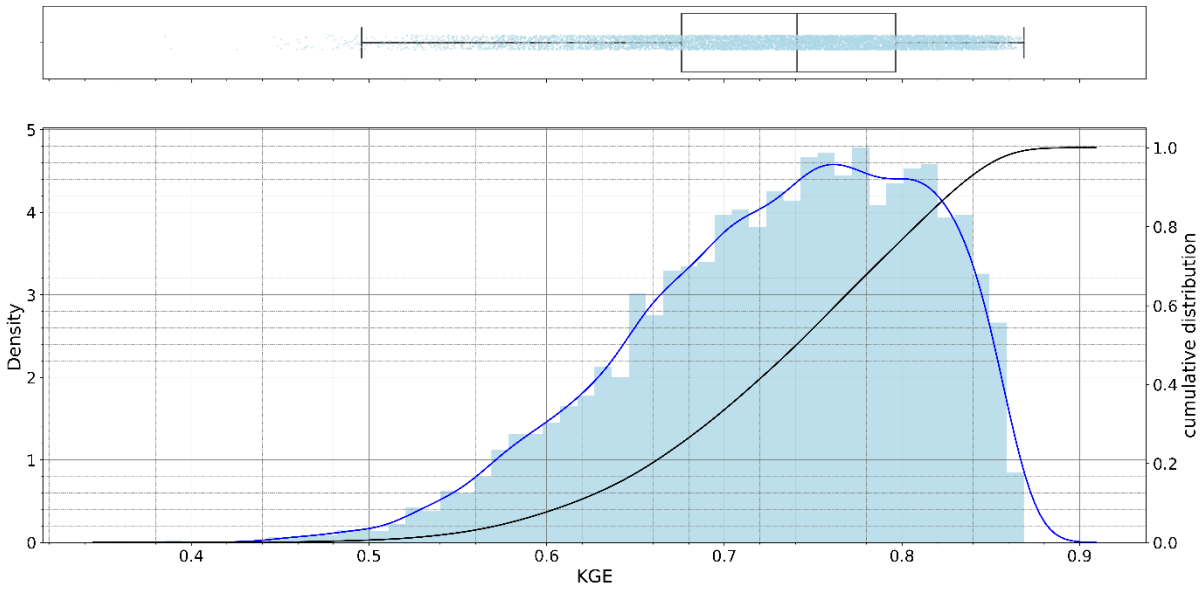
Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Appendix B. 3: Summary of rainfall events used for the model's evaluation performance.

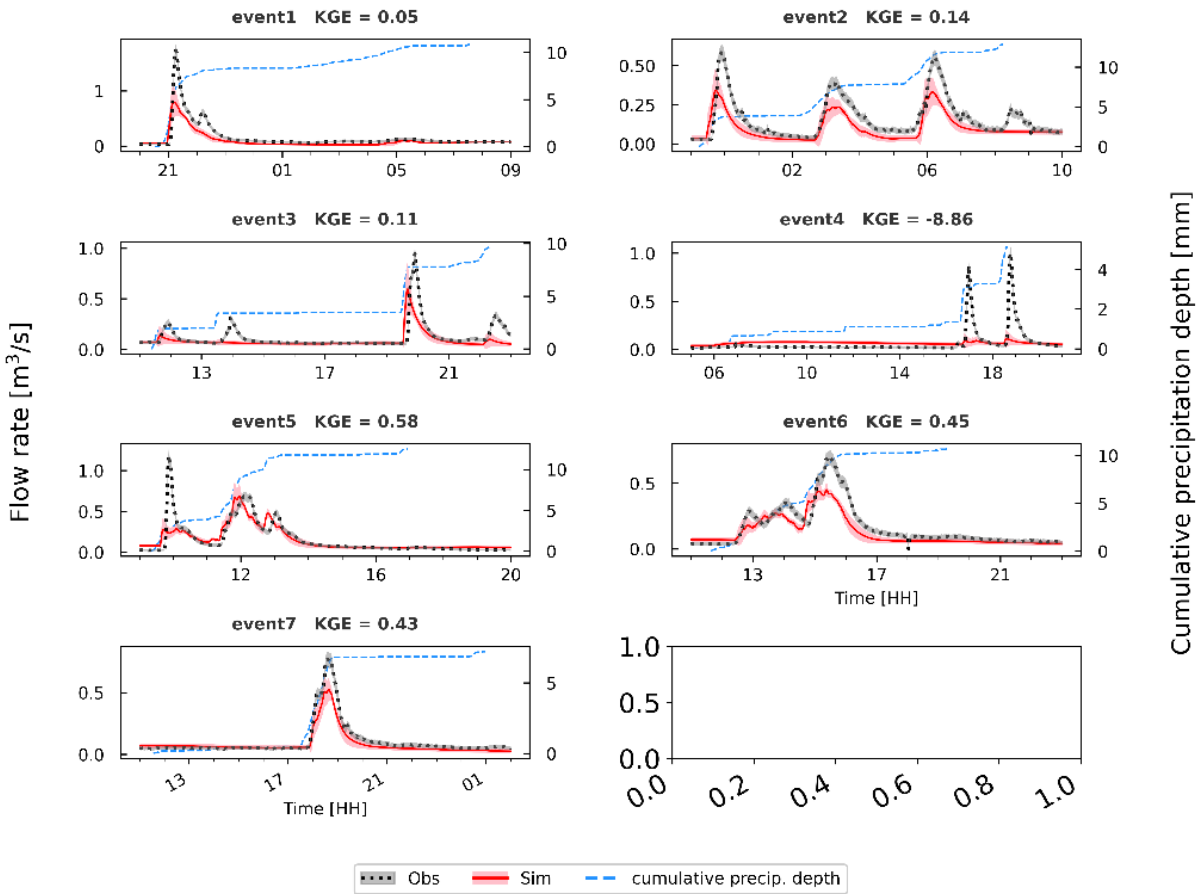
Event n°	Start date and time	End date and time	Rainfall depth [mm]	Duration [hh:mm]	CSO volume [m3]
Event 1	***2008-01-11 20:33:00***	***2008-01-12 7:34:00***	10.87	11:01:00	904
Event 2	***2008-05-26 23:14:00***	***2008-05-27 8:15:00***	12.86	09:01:00	111
Event 3	***2008-05-31 11:23:00***	***2008-05-31 22:22:00***	9.71	10:59:00	187
Event 4	***2008-08-07 5:14:00***	***2008-08-07 18:40:00***	5.13	13:26:00	98
Event 5	***2008-08-12 9:21:00***	***2008-08-12 16:56:00***	12.5	07:35:00	428
Event 6	***2008-10-31 11:39:00***	***2008-10-31 23:16:00***	10.69	11:37:00	263
Event 7	***2008-12-04 11:34:00***	***2008-12-05 0:59:00***	7.25	13:25:00	288
Event 8	***2008-04-11 2:40:00***	***2008-04-11 14:30:00***	27.65	11:50:00	1624
Event 9	***2008-06-08 16:53:00***	***2008-06-09 1:09:00***	21.02	08:16:00	3067
Event 10	***2008-07-06 5:20:00***	***2008-07-06 14:55:00***	19.83	09:35:00	612
Event 11	***2008-07-11 12:51:00***	***2008-07-11 20:40:00***	18	07:49:00	2472
Event 12	***2008-08-01 5:53:00***	***2008-08-01 15:37:00***	23.12	09:44:00	2263
Event 13	***2008-09-04 19:57:00***	***2008-09-05 4:10:00***	21.58	08:13:00	3534
Event 14	***2008-09-11 20:54:00***	***2008-09-12 3:58:00***	22.96	07:04:00	2143
Event 15	***2008-11-29 15:58:00***	***2008-11-30 1:40:00***	15.48	09:42:00	605
Event 16	***2008-05-30 13:32:00***	***2008-05-30 17:45:00***	42.98	04:13:00	7634
Event 17	***2008-07-03 2:06:00***	***2008-07-03 17:12:00***	39.02	15:06:00	2758
Event 18	***2008-10-08 4:07:00***	***2008-10-09 1:19:00***	39.72	21:12:00	1606
Event 19	***2008-10-21 17:42:00***	***2008-10-22 16:58:00***	37.41	23:16:00	785
Event 20	***2008-11-01 15:37:00***	***2008-11-02 1:09:00***	55.4	09:32:00	13022

Bon

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

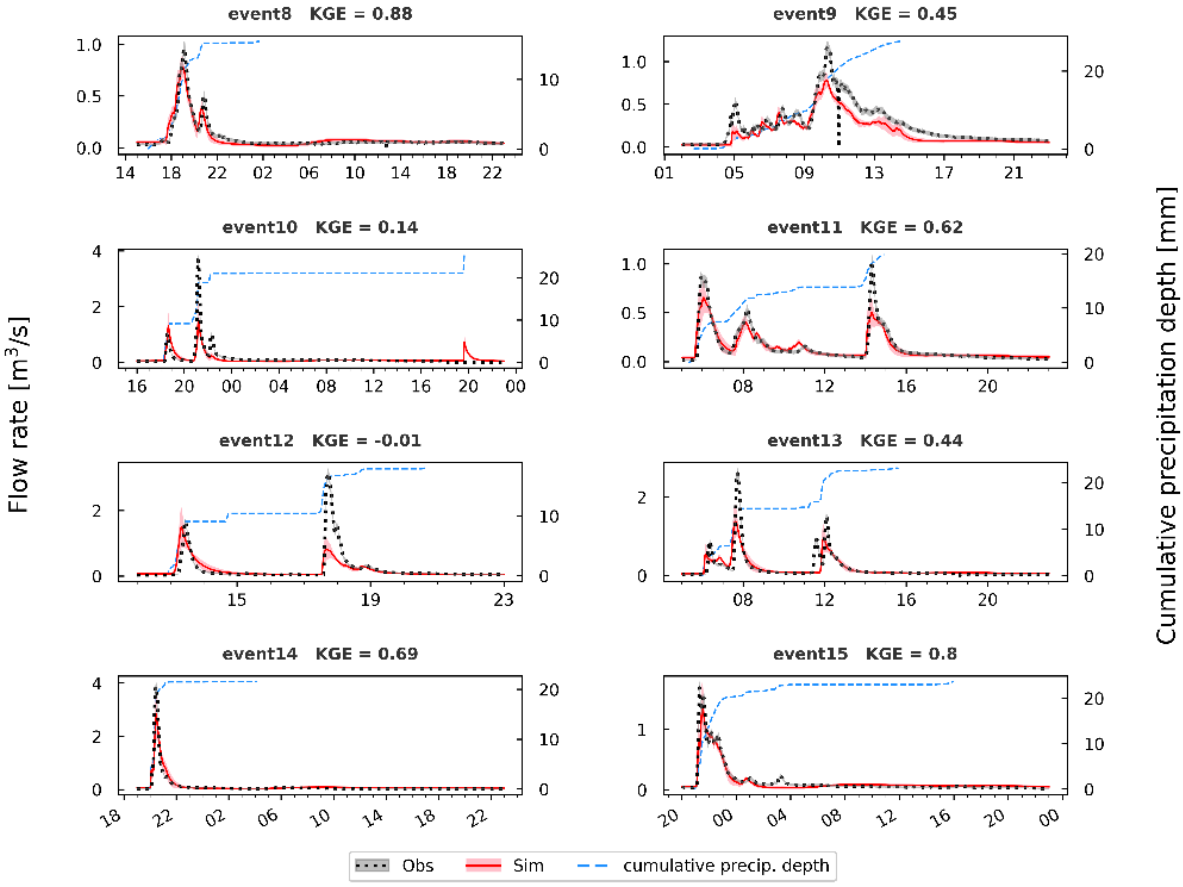


Appendix B. 4: Distribution of KGE values derived from the comparison between observed and simulated flow rates upstream of the CSO over 10^4 sets of parameters. The simulation was carried out on a series of twenty rainfall events.



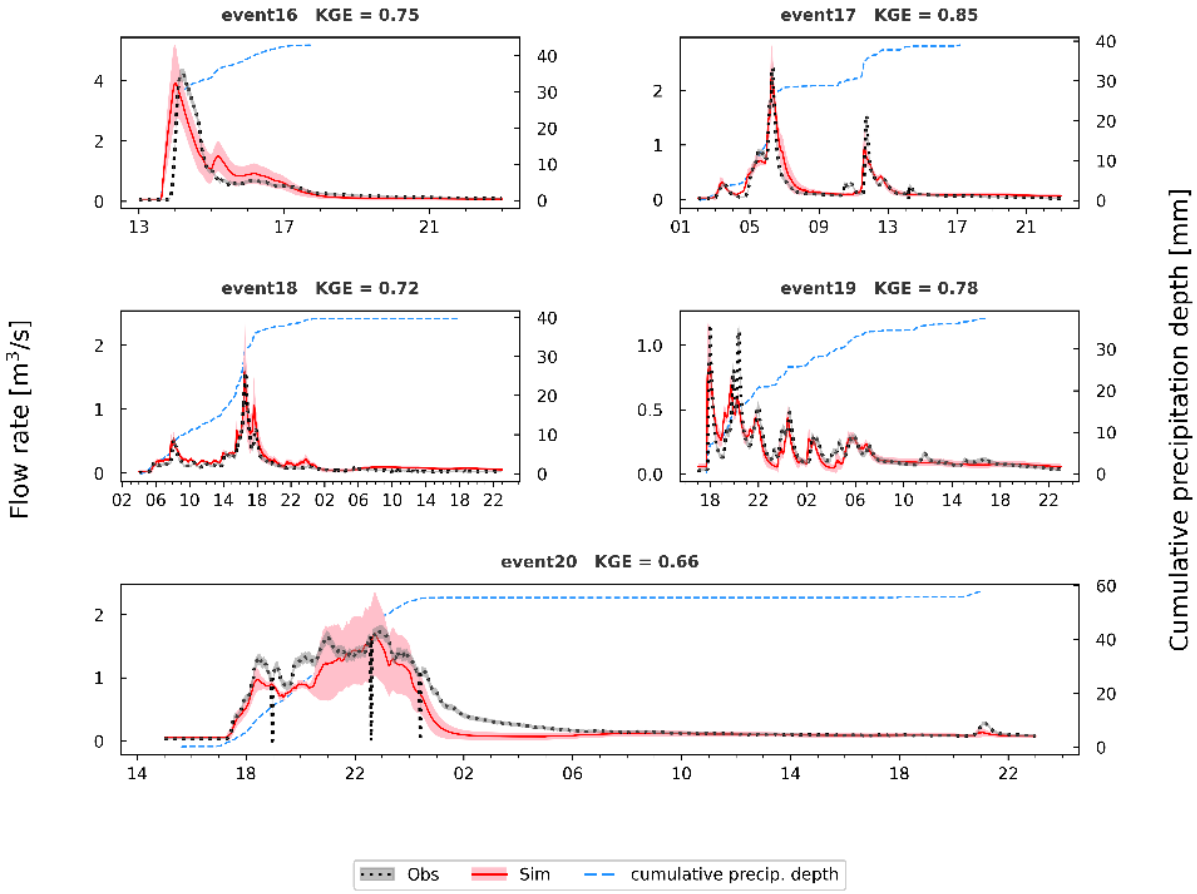
Appendix B. 5: Validation results for small rainfall events. The red line and pink coverage represent the medium-simulated hydrograph and the uncertainties related to the 10^4 sets of input parameters. The black-dotted hydrograph represents the observed flow rate at the outlet of the catchment. The dashed blue line represents the cumulative precipitation depth corresponding to the right axes.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

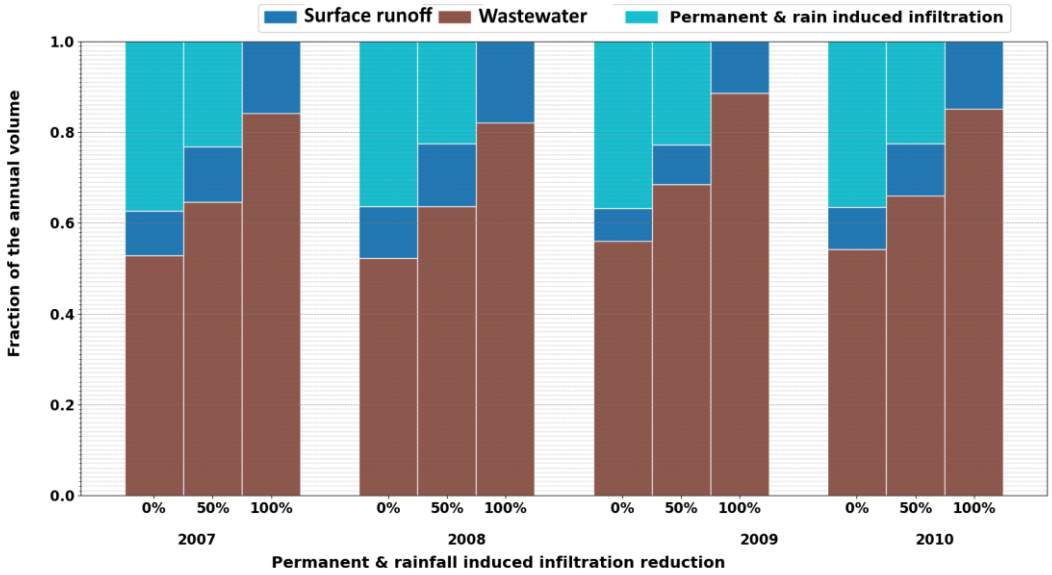


Appendix B. 6: Validation results for moderate rainfall events. The red line and pink coverage represent the medium-simulated hydrograph and the uncertainties related to the 10^4 sets of input parameters. The black-dotted hydrograph represents the observed flow rate at the outlet of the catchment. The dashed blue line represents the cumulative precipitation depth corresponding to the right axes.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

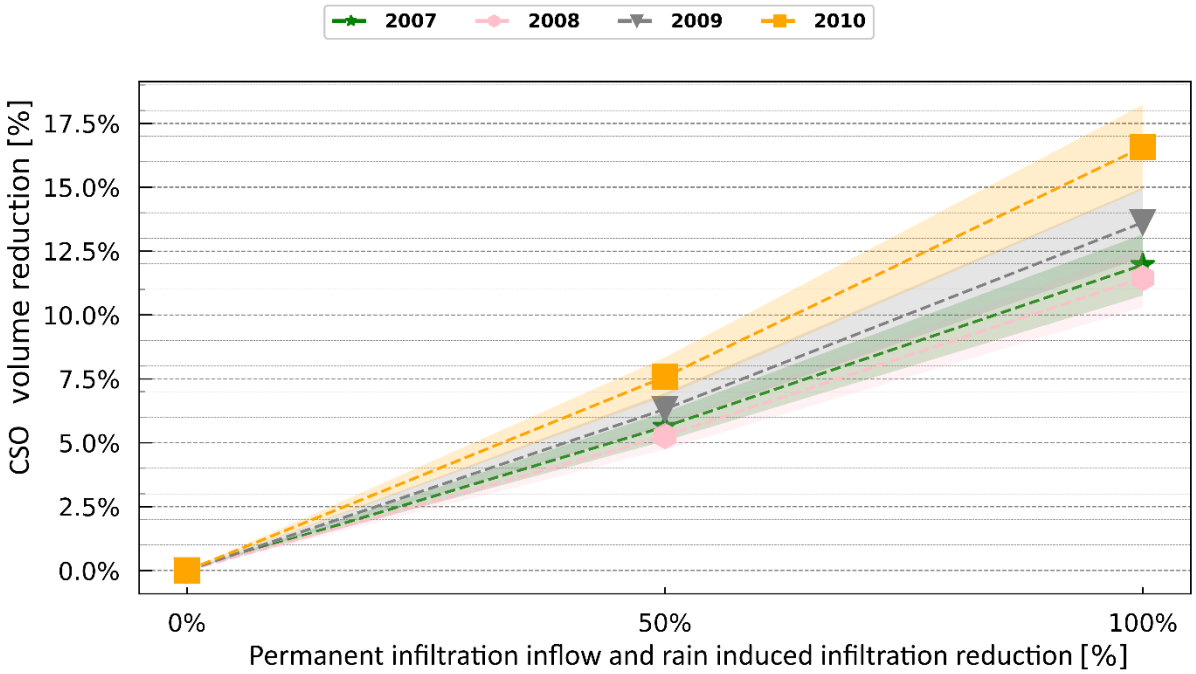


Appendix B. 7: Validation results for heavy rainfall events. The red line and pink coverage represent the medium-simulated hydrograph and the uncertainties related to the 10^4 sets of input parameters. The black-dotted hydrograph represents the observed flow rate at the outlet of the catchment. The dashed blue line represents the cumulative precipitation depth corresponding to the right axes.

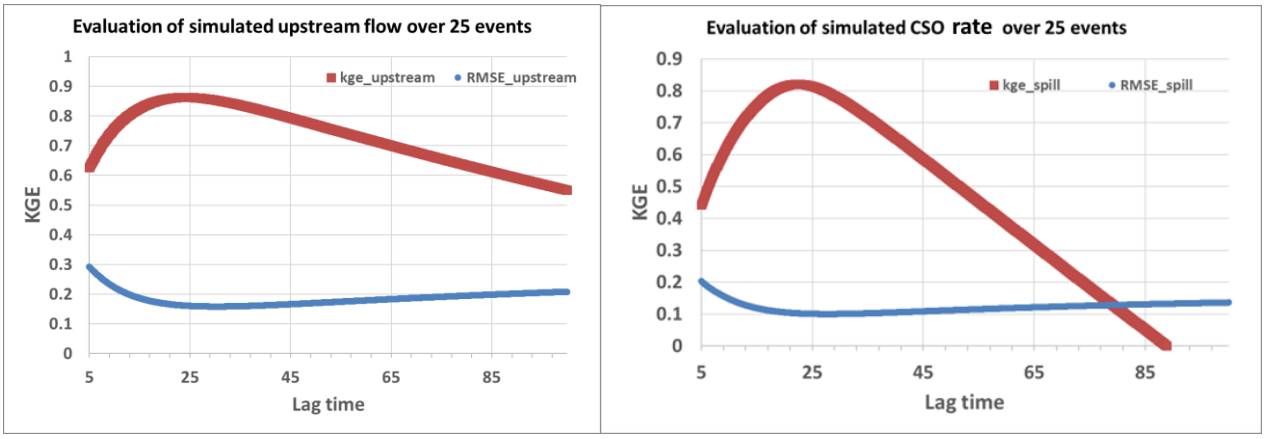


Appendix B. 8: Distinction of surface runoff, wastewater and permanent and rain-induced infiltration in the annual volume simulation. Four years were simulated using two reduction scenarios 50 % and 100 % for 2007, 2008, 2009 and 2010.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés



Appendix B. 9: CSO volume reduction after removing 50% and 100% of permanent infiltration inflow and rain-induced infiltration. 4 years of rainfall simulation: 2007, 2008, 2009 and 2010



Appendix B. 10: Sensitivity analysis of the K_R parameter. The simulated flow rate upstream of the CSO and the CSO rate were evaluated using 25 rainfall events from 2007, 2009 and 2010 with two indicators KGE and RMSE.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Annexe C Délimitation du bassin versant urbain et des sous-bassins versants

C.1 Matériel et méthodes

Cette méthodologie vise à donner des outils pour exploiter les données en accès libre dans un contexte de données limitées. Ces contextes sont souvent présents dans des petites et moyennes villes qui font face à une insuffisance de données pour délimiter le bassin versant urbain et les sous-bassins versants contribuant au déversoir d'orage d'intérêt.

Cette méthodologie fera l'objet d'un outil de délimitation automatique dans le cadre du projet MULTISOURCE.

Présentation des données

Des données en accès libre et facilement disponibles ont été choisies pour faciliter la reproduction de la méthode quel que soit le site : des données cartographiques comprenant la localisation du déversoir d'orage, des images aériennes et du réseau routier, des informations topographiques de type Modèle Numérique de Terrain (MNT) et le schéma du réseau d'assainissement (*Figure C.1*).

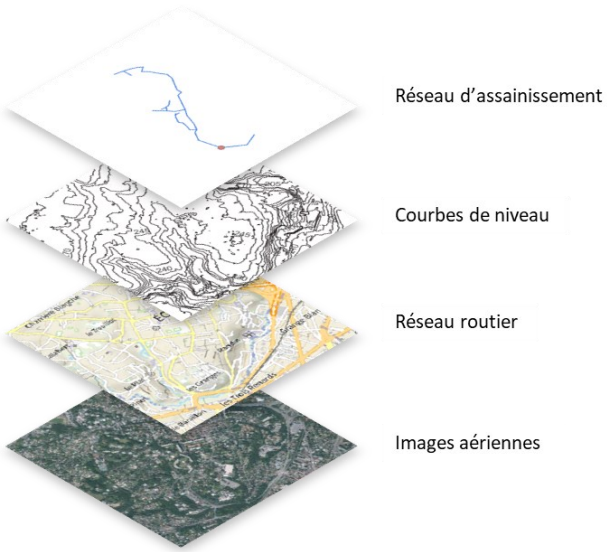


Figure C.1 : Données utilisées pour la délimitation du bassin versant urbain et sous-bassins versants. Du bas vers le haut, quatre plans : Image aérienne, suivie par des images du réseau routier, puis par une carte de modèle numérique terrain et finalement un schéma du réseau d'assainissement avec la localisation du déversoir d'orage (point rouge).

La localisation géographique du déversoir d'orage étant une donnée indispensable pour l'étude, elle est considérée comme connue. Les images aériennes accompagnées de cartes du réseau routier sont des données en accès libre, fournies par l'institut national

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

de l'information géographique et forestière en France (https://ign.fr/, vue du 30/09/2023). Pour d'autres pays il est possible d'utiliser les images Sentinel issues des satellites Sentinel du programme Copernicus, géré par la Commission européenne en partenariat avec l'Agence spatiale européenne (ESA) (https://scihub.copernicus.eu/, vu le 30/09/2023).

Les données topographiques utilisées sont des courbes de niveau, régulièrement utilisées pour la délimitation des bassins versants naturels (Huang and Jin, 2019; Ji and Qiuwen, 2015; Li et al., 2020). En France, ces données sont accessibles par Géoportail à une précision de 10 mètres (vu le 30/09/2023). Pour d'autres pays, des Modèles Numériques de Terrain (MNT, issus de OpenTopography, NASA's Earthdata Search) peuvent être utilisés pour générer des courbes de niveau. Nous conseillons cependant d'utiliser des outils plus didactiques et qui nécessitent des traitements d'image plus légers (par exemple, MapTile, https://www.maptiler.com, vu le 30/09/2023).

Finalement, les plans du réseau d'assainissement devraient idéalement être une donnée que chaque territoire détient. Les plans du réseau illustrent la configuration et la structuration des infrastructures liées à la gestion des eaux usées et pluviales dans la zone d'étude. S'il est cartographié correctement, le réseau est continu (pas de discontinuités entre les tronçons relevés) et orienté, c'est-à-dire que chaque tronçon a été tracé de l'amont vers l'aval, ce qui permet d'avoir accès à une information primordiale : le sens d'écoulement au sein du réseau. C'est cette information qui permet ensuite d'identifier les canalisations contributrices au déversoir d'orage d'intérêt. À ce jour et selon nos informations il n'existe pas de base de données centralisée, que ce soit à l'échelle nationale française, européenne ou mondiale, qui recense l'ensemble de ces plans.

Scénarios de délimitation du bassin versant urbain et des sous-bassins versants

Cette démarche se limite à décrire comment délimiter le bassin versant et les sous-bassins versants selon quatre scénarios qui combinent les différentes données disponibles. Le scénario 1 est élaboré à partir des données minimales requises : la position du déversoir d'orage, les images aériennes et les cartes du réseau routier (S1, *Figure C.2*). On ajoute la disponibilité de la topographie pour le scénario 2 (S2, *Figure C.2*) et le réseau d'assainissement au scénario 3 (S3, *Figure C.2*). Finalement, le scénario 4 utilise toutes les données (S4, *Figure C.2*).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

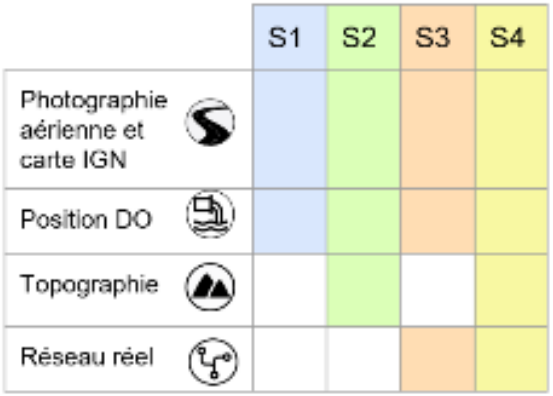


Figure C.2 : Scénarios combinant les différentes données disponibles

Construction des délimitations du bassin versant urbain et des sous-bassins versants

La première étape est la délimitation préliminaire du bassin versant urbain (périmètre urbain) contributeur au déversoir d'orage, soit : les surfaces contribuant à l'écoulement des eaux usées et des eaux de ruissellement de surface. Tout d'abord, nous supposerons que les zones extérieures à la ville, caractérisées par une surface perméable étendue (forêts, grand parcs, zones agricoles) disposent de leur propre gestion des eaux de ruissellement (*Figure C.3*). Selon la zone géographique du cas d'étude, d'autres hypothèses peuvent également être envisagées. Par exemple, la présence d'une frontière naturelle, comme une rivière, ou d'une frontière artificielle, telle que les autoroutes, peut définir les limites des zones urbaines qui contribuent à l'exutoire (Elliott et al., 2009). La *Figure C.3* illustre l'exemple d'un cas d'étude avec un déversoir d'orage. Les délimitations visibles de la zone urbaine sont : une étendue forestière et agricole dans la partie Nord-Ouest, et une autoroute dans la partie Est.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

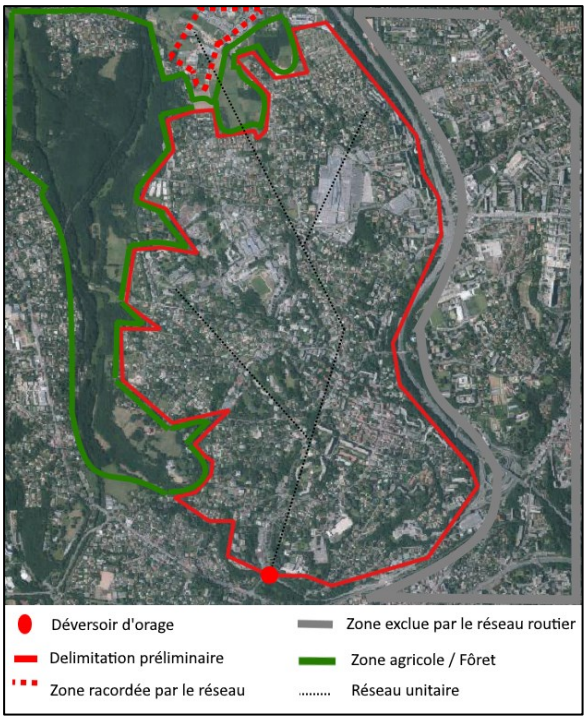


Figure C.3 : Exemple de délimitation du bassin versant urbain. L'exutoire du bassin versant urbain est illustré par un point rouge dans la partie sud du territoire. Le réseau unitaire est illustré par des tirets. En vert à gauche, un exemple d'exclusion des zones agricoles et en gris à droite, un exemple de délimitation des zones urbaines par le réseau routier. La ligne rouge constituée de tirets est le territoire raccordé aux réseaux d'assainissement en excluant les espaces forestiers/agricoles.

Afin d'affiner la délimitation du bassin versant urbain, il est conseillé d'utiliser d'autres données cartographiques, si elles sont disponibles. Cela peut inclure le plan du réseau d'assainissement (scénario 3), la topographie (scénario 2), ou idéalement les deux, comme dans le cas du scénario 4.

Le plan du réseau d'assainissement permet de mettre en évidence des secteurs en dehors de la délimitation initiale qui pourraient néanmoins contribuer à l'exutoire (Jankowfsky et al., 2013). Par exemple, la *Figure C.3* illustre un réseau d'assainissement qui traverse la zone forestière et dépasse la délimitation initiale. Cette surface non prise en compte dans la délimitation initiale est raccordée au réseau d'assainissement d'intérêt, et contribue au flux d'eau usée et/ou pluviale qui arrive à l'exutoire considéré (ici déversoir d'orage d'intérêt).

D'autre part, la topographie est essentielle, particulièrement dans les zones avec un relief prononcé. Elle permet d'identifier les surfaces qui ruissellent, que ce soit en dehors ou à l'intérieur de la zone initialement définie.

Pour délimiter les sous-bassins versants, il faut assigner des exutoires. Dans la méthodologie adoptée les exutoires correspondent aux nœuds du réseau d'assainissement et aux déversoirs d'orage. Par conséquent, la disponibilité d'un plan du réseau d'assainissement s'avère essentielle. Dans le cas où le plan du réseau

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

d'assainissement n'est pas disponible (scénarios 1 et 2), on peut aussi choisir d'élaborer un réseau d'assainissement fictif.

Dans le contexte de cette étude, en l'absence des plans officiels du réseau d'assainissement, l'exploitation des données relatives au réseau routier est utilisée comme une alternative pour la conception d'un réseau d'assainissement fictif suivant l'hypothèse qu'en zone urbaine les conduites principales suivent les routes majeures. En effet, Blumensaat et al. (2012) ont mis en évidence une corrélation pouvant atteindre 95 % entre les réseaux routiers et le réseau d'assainissement selon la ville étudiée, pour des raisons pratiques de maintenance notamment. La première étape consiste donc à tracer le réseau fictif à partir de l'exutoire du bassin versant en remontant les voies principales tout en respectant le sens d'écoulement et le nombre de ramifications. Pour déterminer le sens d'écoulement du réseau : si la topographie est disponible (scénario 2), la pente de la surface permet de déterminer le sens d'écoulement, allant des lignes de niveaux les plus élevées vers celles moins élevées. En l'absence d'informations topographiques (scénario 1), on supposera que les écoulements de l'ensemble du secteur convergent vers l'exutoire par le chemin le plus court.

Le comportement des fluides lors des bifurcations du réseau est complexe à modéliser, en particulier lorsque certaines données (comme les diamètres, les cotes du radier, etc.) ne sont pas disponibles. Afin de limiter le niveau de ramifications du réseau fictif, la classification de Strahler (1957) est utilisée (*Figure C.4*). Cette dernière est couramment employée pour catégoriser le réseau hydrographique des cours d'eau (Strahler, 1957). Dans ce contexte, elle est adaptée au réseau d'assainissement afin de limiter le nombre de ramifications. Comme illustré par la *Figure C.4*, l'ordre des conduites s'incrémente de l'amont vers l'exutoire du réseau d'assainissement. Les conduites en amont de la ramification sont d'ordre 1. La jonction de deux conduites de premier ordre crée donc une conduite de deuxième ordre. La jonction de deux conduites de deuxième ordre donne lieu à une conduite de troisième ordre, et ainsi de suite. En revanche, la jonction de conduites d'ordres différents n'incrémente pas l'ordre mais conserve l'ordre de la conduite hiérarchiquement la plus élevée. Dans la présente méthodologie, le réseau d'assainissement sera développé jusqu'à un ordre de « 3 ». Le choix de l'ordre utilisé a été déterminé grâce à des expérimentations sur un cas d'étude.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

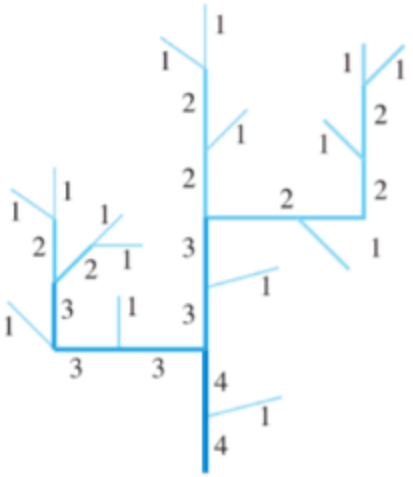


Figure C.4 : classification de Strahler. Source: Caloz et Collet, (2011)

Une fois le réseau d'assainissement défini, il est nécessaire d'identifier les exutoires de chaque sous-bassin versant, puis d'en délimiter les contours. Dans un premier temps, quel que soit le scénario, les nœuds du réseau d'assainissement définissent l'exutoire de chaque sous-bassin versant, ainsi que le nombre de sous-bassins versants. Ensuite, afin de délimiter les sous-bassins versants, deux situations peuvent se présenter : soit la topographie n'est pas disponible (scénarios 1 et 2), soit elle l'est (scénarios 3 et 4).

Lorsque la topographie n'est pas disponible, nous répartirons les surfaces selon leur proximité au nœud le plus proche du réseau d'assainissement. En partant de l'amont vers l'aval, une branche de réseau mènera au premier nœud du réseau disponible défini comme exutoire d'un sous-bassin versant. Le long de cette branche, on considère que les zones de drainage adjacentes ruissellent vers la branche par présence de regards. Afin de définir les limites des sous-bassins versants, il a été supposé que chaque zone de drainage ruisselle vers la branche la plus proche de manière équidistante. Le tracé des lignes équidistantes illustré par la *Figure C.5* permet de délimiter les sous-bassins versants.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

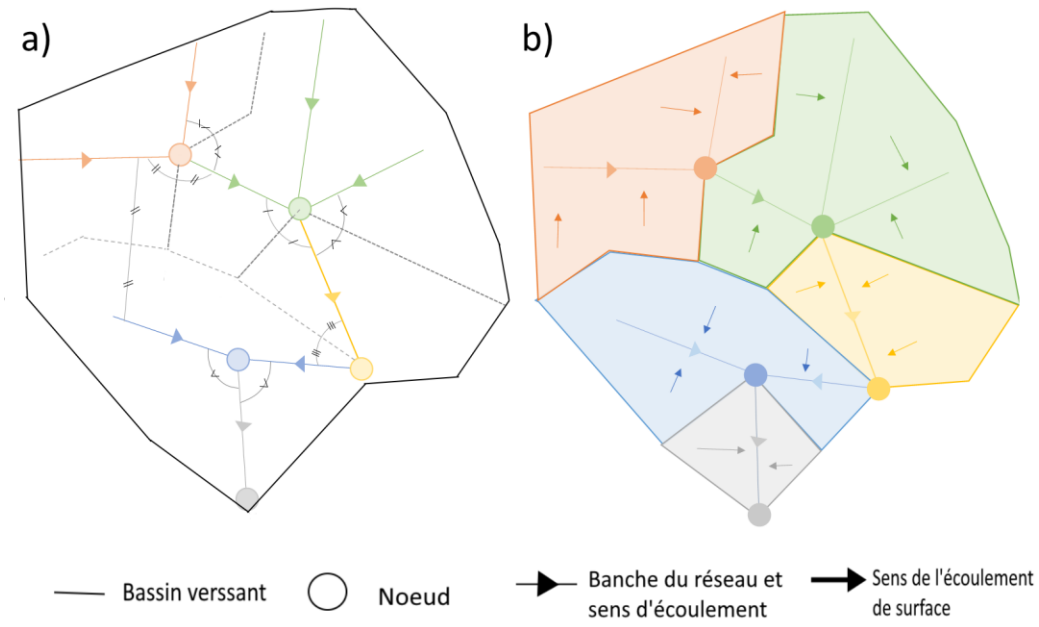


Figure C.5 : Principe de délimitation des sous-bassins versants par équidistance a) illustre le réseau d'assainissement constitué de branches/conduites et des nœuds suivant un sens d'écoulement. Les lignes noires en pointillés ont été tracées en suivant la bissectrice entre deux branches adjacentes et pour séparer de manière équidistante de deux branches non adjacentes. b) illustre le résultat de la délimitation des sous-bassins versants.

Lorsque les données topographiques sont disponibles, le sens d'écoulement de l'eau est pris en compte pour déterminer les zones contributrices à chaque sous-bassin versant (Ji et al, 2015, Huang et al 2019, S.Y. Park et al. 2008). On admet l'hypothèse que le réseau suit généralement la topographie et que l'eau ruisselle vers la branche la plus proche du point haut vers les points bas en suivant la pente du terrain. En partant de l'amont vers l'aval, une branche de réseau mènera au premier nœud du réseau disponible défini comme exutoire d'un sous-bassin versant. Le long de cette branche, on considère que les zones de drainage adjacentes ruissellent vers cette branche en suivant le gradient topographique. Cette méthode peut aussi exclure certaines zones lorsque les gradients topographiques ne conduisent à aucune branche du réseau en question. Dans de tels cas, ces zones ne sont pas considérées car elles alimentent un réseau distinct ou diffus qui ne contribue pas aux flux qui arrivent au déversoir d'orage.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

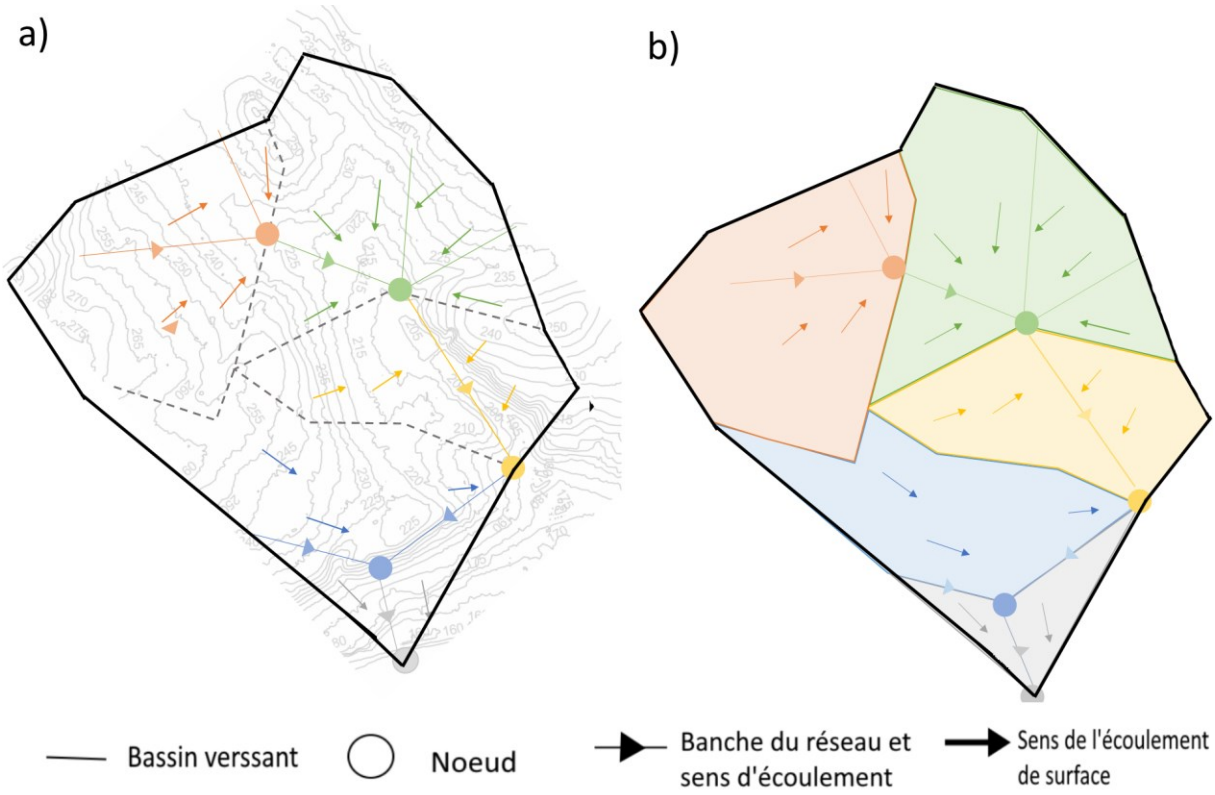


Figure C.6 : Principe de délimitation des sous-bassins versants à partir de la topographie a) illustre la délimitation du bassin versant urbain et sa topographie. Les lignes en noir et pontillés délimitent les surfaces dont l'écoulement se dirige vers chaque exutoire. b) illustre la délimitation des sous-bassins versants.

C.2 Application au cas d'étude d'Écully

Délimitation du bassin versant urbain

Le déversoir d'intérêt dans ce cas d'étude est le déversoir d'Écully Valvert. Ce point constitue l'exutoire de notre bassin versant urbain (*Figure C.7*, a). Pour le cas d'étude d'Écully, des forêts et des zones agricoles se situent au Nord et Nord-Ouest. Ces secteurs ne seront pas considérés comme contributeurs au déversoir d'orage. Ensuite, du côté Est, une grande route allant du Nord vers le Sud avec une forme sinusoïdale permet de délimiter le bassin versant. On délimite ainsi grossièrement le bassin versant urbain (*Figure C.7*, b). La surface de cette délimitation initiale est de 513 ha. Cette étape est commune aux quatre scénarios présentés plus haut.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

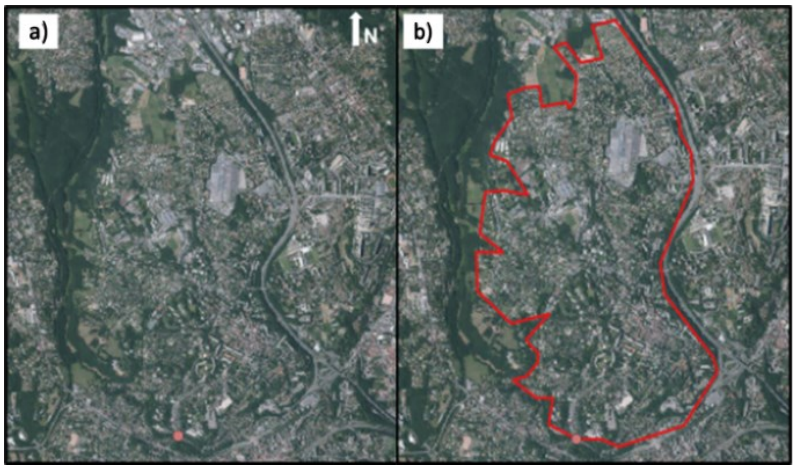


Figure C.7: Délimitation du bassin versant urbain à partir des images aériennes et des images du réseau de transport. a) Montre le point de départ du découpage et b) la délimitation effectuée. Le point rouge est la position du déversoir d'orage et la ligne continue rouge est la délimitation initiale du bassin versant urbain.

Intégration du réseau d'assainissement urbain

Le réseau d'assainissement est ensuite intégré dans le bassin versant urbain initial délimité dans l'étape précédente. L'intégration du réseau d'assainissement urbain est différente selon le scénario considéré : pour les scénarios 1 et 2, le réseau fictif est considéré (créé tel que détaillé plus haut) ; tandis que pour les scénarios 3 et 4, c'est le réseau existant qui est intégré. La *Figure C.8* illustre ces deux cas de figure.

Les données obtenues ici pour le réseau réel sont largement simplifiées au préalable par la Métropole de Lyon, une simplification de notre part n'a donc pas été nécessaire. Dans le cas des scénarios 3 et 4, on observe que le réseau d'assainissement réel intégré dans la délimitation initiale est entièrement contenu à l'intérieur des limites du bassin versant urbain initialement défini. Par conséquent, aucun territoire adjacent n'a été ajouté à la délimitation initiale (*Figure C.8*).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

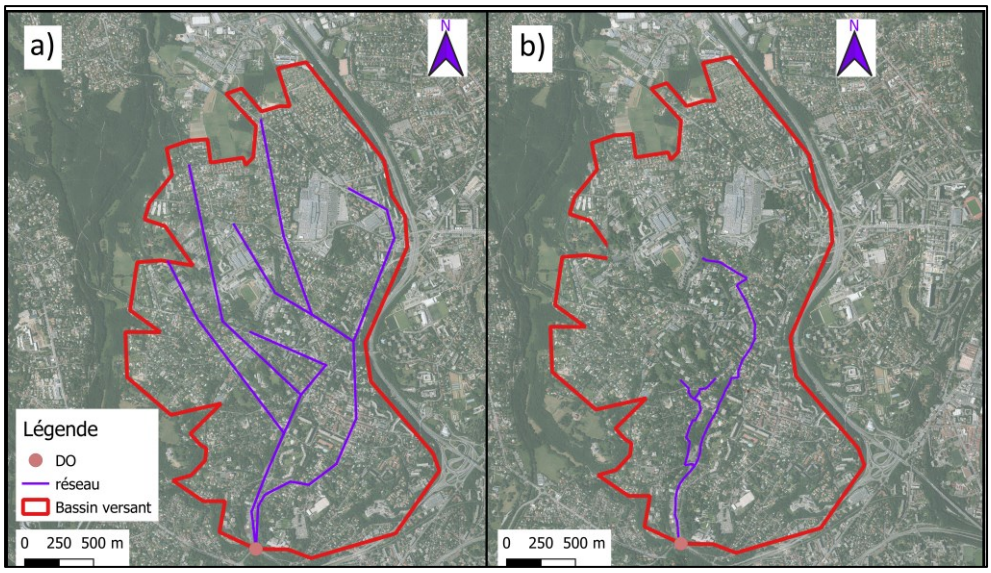


Figure C.8 : Intégration du réseau (a) fictif et (b) réel dans la délimitation initiale du bassin versant urbain d'Écully

La comparaison descriptive entre le réseau d'assainissement réel et fictif montre que, en mètres linéaires, le réseau fictif est plus développé avec 11 500 m contre 5 300 m pour le réseau réel (*Tableau C.1*). La longueur linéaire du réseau réel qui coïncide avec le réseau fictif est de 86%. La longueur du réseau réel qui ne coïncide pas (14%) appartient à des routes plus courtes que celles considérées pour les conduites principales. Ensuite, le nombre de ramifications est aussi différent, avec un nombre de conduites principales deux fois plus grand pour le réseau fictif.

Tableau C.1 : Comparaison géométrique entre les réseaux d'assainissement, fictif et réel

	Réseau fictif	**Réseau réel**
Longueur totale du réseau	11 500 m	5 300 m
Longueur commune	4 600 m	4 600 m
Longueur propre au réseau fictif	6 900 m	-
Longueur propre au réseau réel	-	700 m
Nombre de conduites principales	10	5

Raffinement du bassin versant urbain avec la topographie

Une fois la délimitation du bassin versant urbain d'Écully effectuée avec les images aériennes et le réseau d'assainissement, nous allons affiner la délimitation initiale à partir des données de topographie, avec une résolution de 5m x 5m. Cette étape concerne uniquement les scénarios 2 et 4 puisque les données topographiques sont considérées comme non disponibles dans les scénarios 1 et 3.

Le scénario 2 (réseau fictif) est illustré par la *Figure C.9*, à gauche. La surface qui ruisselle en direction du réseau d'assainissement a diminué (surface orangée) par rapport à la

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

surface initiale (délimitation par un trait rouge). Des surfaces qui ne ruissellent pas ont été exclues dans le Sud-Est et Sud-Ouest du périmètre urbain donnant ainsi un bassin versant urbain de surface 335 ha au lieu de 513 ha.

Le bassin versant urbain résultant du scénario 4 (réseau réel) est illustré par la *Figure C.9* à droite. Le réseau réel d'Écully est très simplifié. De ce fait, nous ne sommes pas en capacité de connaître la limite du réseau d'assainissement. Nous considérerons donc que les conduites présentes délimitent les surfaces raccordées au réseau. Sous cette hypothèse, la nouvelle délimitation aboutit à une réduction de la surface qui ruisselle vers le réseau et donc vers l'exutoire. Par rapport au scénario 2, deux surfaces situées dans le Nord-Est et Nord-Ouest ont été exclues donnant ainsi un bassin versant urbain caractérisé par une surface de 279 ha.

Le bassin versant urbain résultant du scénario 2 a une surface à peu près 50 ha plus grande que celle du bassin versant urbain résultant du scénario 4, et en raison de l'utilisation d'un réseau fictif plus développé. Les bassins versants urbains délimités par les scénarios 2 et 4 mesurent 180 ha et 230 ha, respectivement, plus petits que ceux délimités par les scénarios 1 et 3 (aboutissant à des bassins versants urbains de même taille). Pour ce cas d'étude, la topographie joue donc un rôle déterminant sur la taille de la surface contributrice (ici réduite en présence de connaissances topographiques).

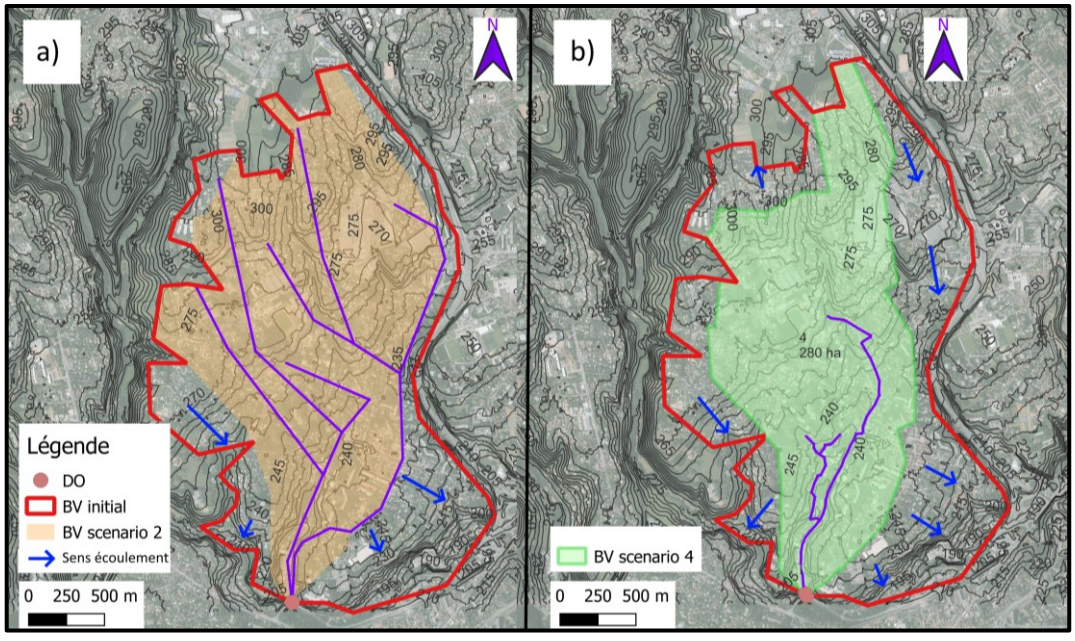


Figure C.9 : Raffinement de la délimitation du bassin versant urbain avec topographie. La figure à gauche (a) correspond à la délimitation du bassin versant urbain résultant du scénario 2 avec le réseau fictif et la topographie. La figure à droite (b) correspond à la délimitation du bassin versant urbain avec le scénario 4, soit : avec le réseau réel et la topographie.

Délimitation des sous-bassins versants urbains et comparaison des scénarios

Les différentes caractéristiques obtenues après discrétisation des quatre scénarios

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

exposés dans la présente étude sont comparées dans cette partie.

Pour chaque scénario, le bassin versant urbain a été discrétisé en sous-bassins versants. Premièrement, les exutoires de chaque sous-bassin versant ont été définis.

Pour les scénarios 1 et 2 (réseau fictif), il est considéré que les branches conduisent l'eau ruisselée vers les nœuds (intersection entre deux conduites), lesquels ont donc été considérés comme exutoires (*Figure C.10*) des sous-bassins versants donnant ainsi cinq sous-bassins versants et cinq exutoires (en considérant le déversoir d'orage).

Pour les scénarios 3 et 4 (réseau réel), les exutoires sont déjà disposés à partir des données de réseau réel. Dans ces scénarios, le nombre d'exutoires est de six, en considérant l'exutoire du bassin versant urbain d'étude (ici le déversoir d'orage d'intérêt).

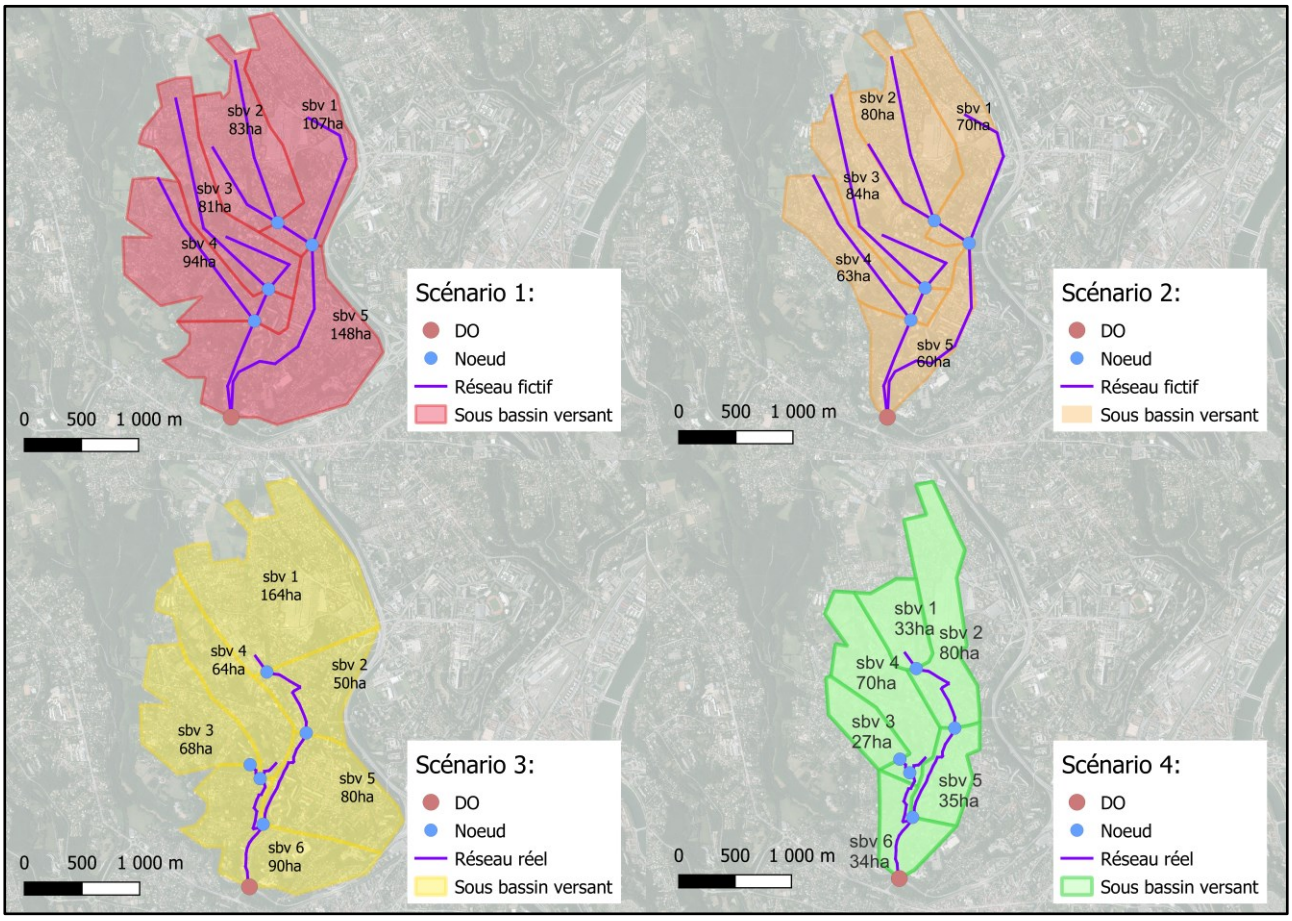


Figure C.10 : Résultats issus de la méthode de délimitation des sous-bassins versants pour le cas d'étude de Écully. En haut à gauche, le scénario 1. En haut à droite le scénario 2. En bas à gauche le scénario 3 et en bas à droite le scénario 4.

La taille des sous-bassins versant est influencée par la connaissance de la topographie. La taille peut en effet être réduite (ou bien élargie) si le sens d'écoulement de surface est connu. À titre d'exemple, le sous-bassin versant n°5 du scénario 1 correspond au sous-bassin versant n°5 du scénario 2 (*Figure C.10*). Dans ce dernier scénario, la prise en compte de la topographie entraîne une réduction significative de la surface contribuant

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

au ruissellement, la réduisant d'environ 88 ha.

Pour les scénarios 1, 2 et 4, la surface minimale des sous-bassins versants obtenus est d'une dizaine d'hectares et le sous-bassin versant le plus grand est d'environ 100 ha. Le scénario 3 aboutit à un sous-bassin versant minimal de 30 ha et un sous-bassin versant maximal de 80 ha (*Tableau C.2*). Ces différences sont dues au niveau de simplification du réseau réel et à la prise en compte de la topographie.

Tableau C.2 : Tableau récapitulatif des caractéristiques de délimitation et discrétisation des quatre scénarios et du modèle de la Métropole de Lyon

	Scénario 1	**Scénario 2**	**Scénario 3**	**Scénario 4**	**Métropole de Lyon**
Nombre de conduites principales	10	10	5	5	5
Nombre d'exutoires	5	5	6	6	6
Nombre de sous-bassins versants	5	5	6	6	6
Surface du bassin versant urbain	513 ha	357 ha	516 ha	279 ha	245 ha
Surface min. sous-bassin versant	80 ha	60 ha	50 ha	30 ha	24 ha
Surface max. sous-bassin versant	150 ha	80 ha	165 ha	80 ha	50 ha

Comparaison avec la délimitation et la discrétisation du bassin versant urbain réalisées par la Métropole de Lyon

La Métropole de Lyon a effectué une délimitation et une discrétisation du bassin versant urbain d'Écully et de ses sous-bassins versants, comme illustré à la *Figure C.11*. Celle-ci est comparée aux quatre scénarios exposés dans la présente étude. Le *Tableau C.2* récapitule les caractéristiques de la délimitation et discrétisation des quatre scénarios et du modèle de la Métropole de Lyon.

Le bassin versant urbain pris en compte par la Métropole de Lyon se situe un peu plus à l'Ouest que le bassin versant pris en compte dans notre délimitation initiale (*Figure C.11*). Il inclut également des espaces verts situés au Nord-Ouest. En revanche, des zones du Nord-Est et du Sud-Est d'Écully ne sont pas intégrées dans la délimitation de la Métropole. Cette particularité est en accord avec nos scénarios 2 et 4, qui, guidés par le gradient topographique, excluent également cette région.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

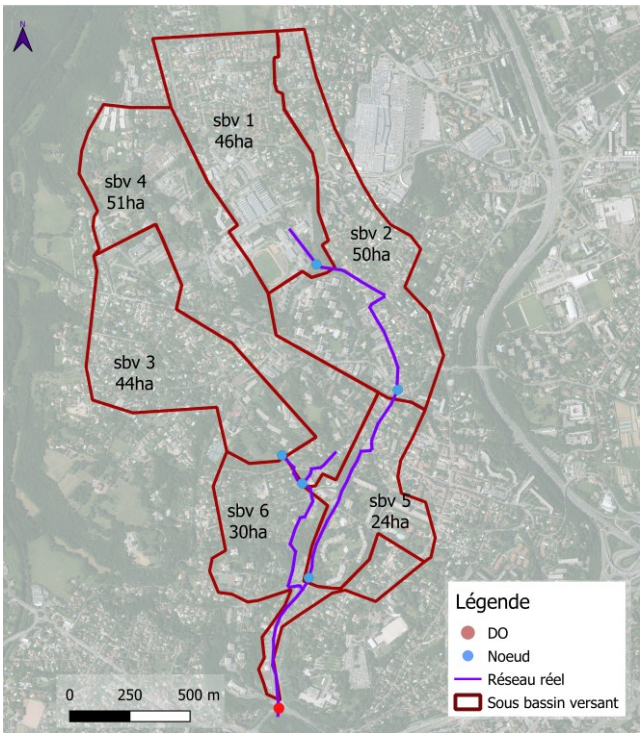


Figure C.11 : Délimitation du bassin versant urbain et des sous-bassins versants de la Métropole de Lyon

Dans le cas d'Écully, caractérisée par son relief vallonné, la prise en compte des pentes naturelles orientées Nord-Sud engendre la formation de bassins allongés. Les sous-bassins versants illustrés dans la *Figure C.11* sont disposés parallèlement entre eux et présentent des similitudes avec ceux des scénarios 2 et 4. À l'inverse, le découpage basé sur la proximité géométrique (scénarios 1 et 3) peine à recréer cette configuration allongée.

La surface totale du bassin versant de la Métropole de Lyon est de 245 ha. Il est rattaché au réseau d'assainissement réel déjà évoqué, comportant cinq conduites majeures et six exutoires de sous-bassin. La discrétisation réalisée par la Métropole de Lyon a conduit à la formation de six sous-bassins, dont les tailles varient entre 24 ha (minimum) et 50 ha (maximum). Le scénario 4 ici exposé est celui dont le résultat est le plus proche de celui réalisé par la Métropole de Lyon. Ceci s'explique par l'utilisation du réseau réel et de la topographie, données utilisées par la Métropole de Lyon.

Que retenir des résultats de la délimitation du cas d'étude d'Écully ?

Il est essentiel de souligner que, dans le cadre de cette étude, plusieurs décisions ont été prises dans le but d'expérimenter une méthodologie adaptée à la disponibilité des données. L'intérêt principal de celle-ci étant son application possible à n'importe quel territoire de manière relativement simple.

Le cas d'Écully montre que le bassin versant urbain issu du scénario 4 est le plus proches

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

de celui élaboré par la Métropole de Lyon en raison des caractéristiques importantes en hydrologie : surface contributrice et plus long parcours de l'eau.

Les différences majeures observées entre les scénarios sont liées aux zones considérées comme contributrices. Les scénarios intégrant la topographie tendent à exclure certaines zones que les scénarios sans prise en compte de la topographie incluent. Cependant, l'estimation du territoire contributeur est une information très importante pour modéliser correctement les quantités d'eau qui arrivent à l'exutoire, une surestimation pouvant conduire à une surestimation des quantités d'eau à l'exutoire par la modélisation. Il ressort de l'ensemble des résultats qu'un scénario avec plus de données notamment avec accès à la topographie du site étudié, donne des résultats plus proches de la référence. Les données topographiques étant de plus en plus accessibles, il semble intéressant de les utiliser pour l'ensemble des territoires.

Le réseau fictif généré semble également bien reproduire le réseau réel et conforte l'idée que l'utilisation des routes est justifiée. Toutefois, en fonction de la densité des voies locales importantes sur le territoire étudié, le réseau fictif élaboré présente des niveaux de détails variables. L'exemple d'Écully et la comparaison avec les observations suggère qu'un réseau fictif même peu détaillé (trois niveaux de ramifications) suffit à se rapprocher du réseau réel.

Des perspectives restent envisagées sur ce sujet. Tout d'abord, la comparaison du réseau fictif à un réseau réel, avec le même niveau de ramification pour tous les deux. Ensuite, mesurer l'impact de l'hydrogramme simulé à l'exutoire du bassin versant. Finalement, la partie d'automatisation serait encore à développer pour la rendre réellement accessible, notamment pour la délimitation des sous-bassins versants.

Pour la suite de cette thèse, la délimitation et discrétisation de la Métropole de Lyon sera utilisée pour la modélisation hydrologique et hydraulique.

C.3 Application au cas d'étude de Figeac

Délimitation du bassin versant urbain

Le déversoir d'orage d'intérêt dans cette étude est celui qui est situé en amont de la station d'épuration. Dans la *Figure C.12*, à gauche, la station d'épuration est localisée au Sud-Ouest du déversoir d'orage. Par conséquent, on déduit que le sens d'écoulement des eaux urbaines est de l'Est vers l'Ouest, ce qui permet d'identifier la surface d'étude. A partir de la localisation du déversoir d'orage, nous allons effectuer une délimitation préliminaire du bassin versant urbain qui pourrait contribuer à cet exutoire. Dans la *Figure C.12*, à gauche, on observe la présence d'une rivière qui traverse la ville. Malgré sa présence, une délimitation du bassin versant qui utilise la rivière n'a pas été choisi en raison de la continuité du tissu urbain. Les forêts et les zones agricoles qui entourent la

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

ville ont permis de délimiter le bassin versant urbain donnant lieu à la délimitation préliminaire (périmètre urbain potentiellement contributeur), comme illustré dans la partie droite de la *Figure C.12*. La surface de délimitation préliminaire est d'environ320 ha.

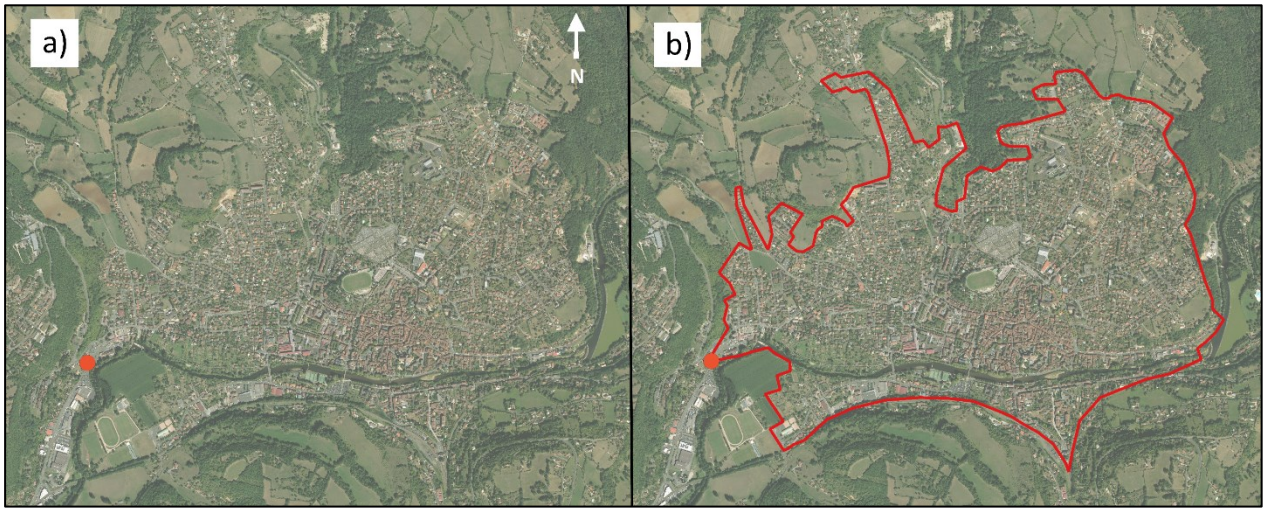


Figure C.12 : Délimitation du bassin versant urbain à partir des images aériennes et des images du réseau de transport. a) Montre le point de départ du découpage et b) la délimitation effectuée. Le point rouge est la position du déversoir d'orage et la ligne continue rouge est la délimitation du bassin versant urbain.

Intégration du réseau d'assainissement urbain

Comme pour le cas d'étude précédent, le réseau d'assainissement est ensuite intégré dans le bassin versant urbain initial que l'on a délimité dans l'étape précédente. L'intégration du réseau d'assainissement urbain est là encore différente selon le scénario considéré : pour les scénarios 1 et 2, c'est un réseau fictif qui est considéré (créé tel que détaillé plus haut) ; tandis que pour les scénarios 3 et 4, c'est le réseau existant qui est intégré. La *Figure C.13* illustre les deux cas de figure.

Pour les scénarios 1 et 2, le réseau fictif est créé en partant du déversoir d'orage vers l'amont en suivant les routes principales (*Figure C.13*). La longueur totale du réseau tracé est d'environ15 km. Pour les scénarios 3 et 4, l'intégration du réseau réel à la délimitation initiale est illustrée dans la *Figure C.13* à droite. Dans ce cas d'étude, les données du réseau réel obtenues sont très détaillées, ce qui a requis une simplification préalable donnant lieu à une longueur de réseau totale d'environ 54 km. On observe que le réseau d'assainissement réel va au-delà de la délimitation initiale (*Figure C.13*). Par conséquent, des surfaces ont été ajoutées à la délimitation initiale du bassin versant urbain, qui atteint ainsi une surface totale d'environ380 ha.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

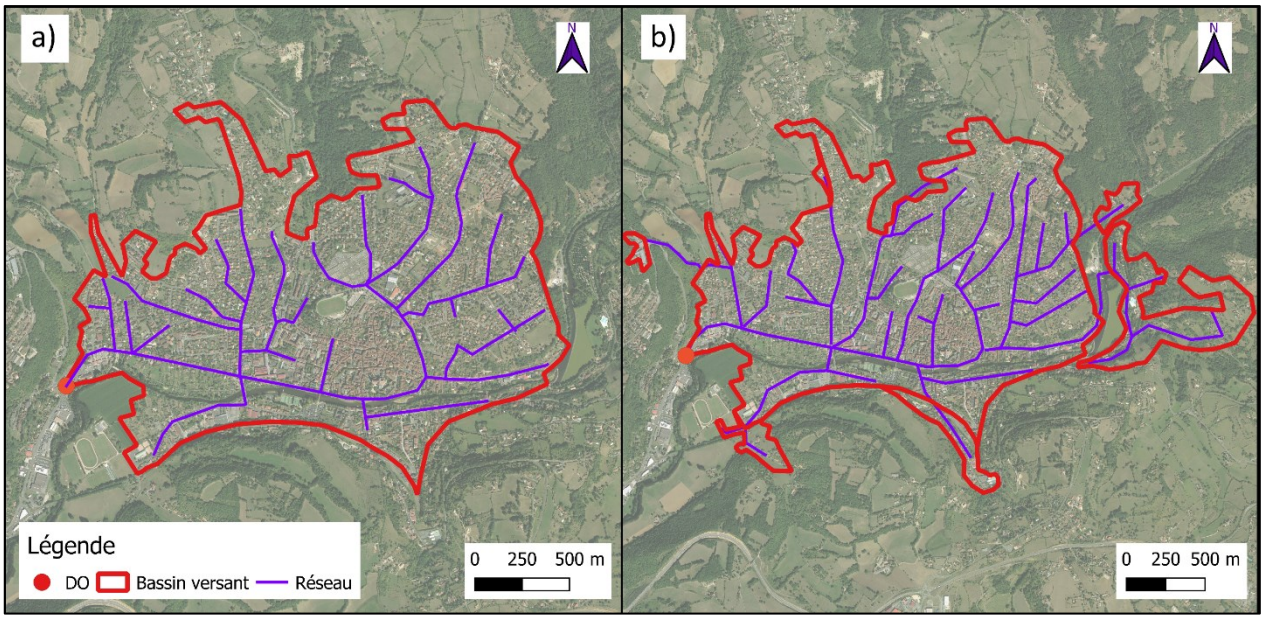


Figure C.13 : Intégration du réseau (a) fictif et (b) réel dans la délimitation du bassin versant urbain de Figeac.

La comparaison descriptive entre les réseaux d'assainissement fictif et réelle montre que le réseau réel est plus développé, avec une longueur plus grande de 39 km (*Tableau C.3*). La longueur linéaire du réseau réel qui coïncide avec le réseau fictif est de 24%, ce qui représente 78 % de la longueur totale du réseau fictif. La longueur du réseau réel qui ne coïncide pas correspond à des routes plus petites que celles considérées pour les conduites principales, et aux raccordements des territoires adjacents (à l'Est et à l'Ouest du territoire). Le niveau de ramification est similaire, avec 46 conduites pour le réseau fictif et 53 pour le réseau réel.

Tableau C.3 : Comparaison géométrique entre les réseaux d'assainissement fictif et réel

	Réseau fictif	**Réseau réel**
Longueur totale du réseau	14 970 m	53 840 m
Longueur commune	11 780 m	11 780 m
Longueur propre au réseau fictif	3 190 m	-
Longueur propre au réseau réel	-	42 060 m
Nombre de conduites principales	46	53

Affinement du bassin versant urbain avec la topographie

La topographie utilisée pour les scénarios 2 et 4 a une résolution de 5m x 5m. Le résultat issu du scénario 2 est illustré par la partie gauche de la *Figure C.14*, et celui issu du scénario 4 est illustré par la partie droite. Dans le scénario 2, la surface qui ruisselle en direction du réseau d'assainissement reste la même (surface orangée) par rapport à la surface initiale (délimitée par un trait rouge). Il en va de même pour le scénario 4 (surface

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

verte identique à celle délimitée par un trait rouge).

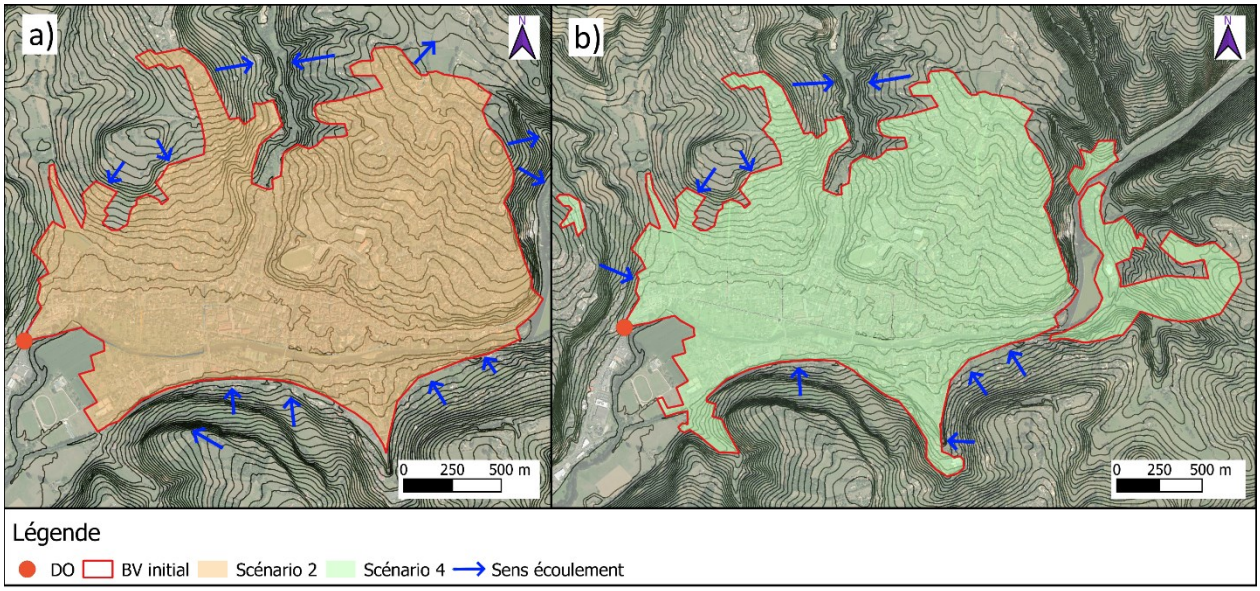


Figure C.14 : Affinement de la délimitation du bassin versant urbain avec la topographie. La figure à gauche (a) correspond à la délimitation du bassin versant urbain issue du scénario 2 avec le réseau fictif et la topographie. La droite de la figure (b) correspond à la délimitation du bassin versant urbain issue du scénario 4, avec le réseau réel et la topographie.

Délimitation des sous-bassins versants et comparaison des scénarios

Dans cette partie, les délimitations du bassin versant urbain effectuées pour les quatre scénarios sont reprises pour discrétiser le bassin versant. La *Figure C.15* présente les résultats de la délimitation des sous-bassins versant dans les quatre scénarios.

Tout d'abord, les exutoires de chaque sous-bassin versant ont été définis. Les branches conduisent l'eau ruisselée vers les nœuds (intersection entre deux conduites) et, au total, 19 nœuds sont considérés pour chaque scénario (même nombre de nœuds pour les quatre scénarios). Les trois déversoirs d'orage intermédiaires ont été ajoutés comme des nœuds, augmentant ainsi de trois le nombre total de nœuds (*Figure C.15*). En effet, sur la dizaine de déversoirs d'orage intermédiaires, seuls trois ne coïncident pas avec des nœuds déjà identifiés.

Pour les scénarios 1 et 2, 22 sous-bassins versant ont été délimités. L'utilisation de la topographie dans le scénario 2 n'a pas donné lieu à l'agrégation des sous-bassins versants. Cependant, la forme des sous-bassins versants résultants est plus allongée en utilisant la topographie.

Pour les scénarios 3 et 4, 22 sous-bassins versant ont été délimités. Pour le scénario 3, l'utilisation du réseau réel a permis d'identifier trois sous-bassins versants en dehors de la délimitation initiale : deux situés à l'Est et un situé à l'Ouest.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Pour l'ensemble des scénarios, la taille des sous-bassins versants est réaliste puisque la taille minimale est de 3-4 ha et la taille maximale est de 25-40 ha.

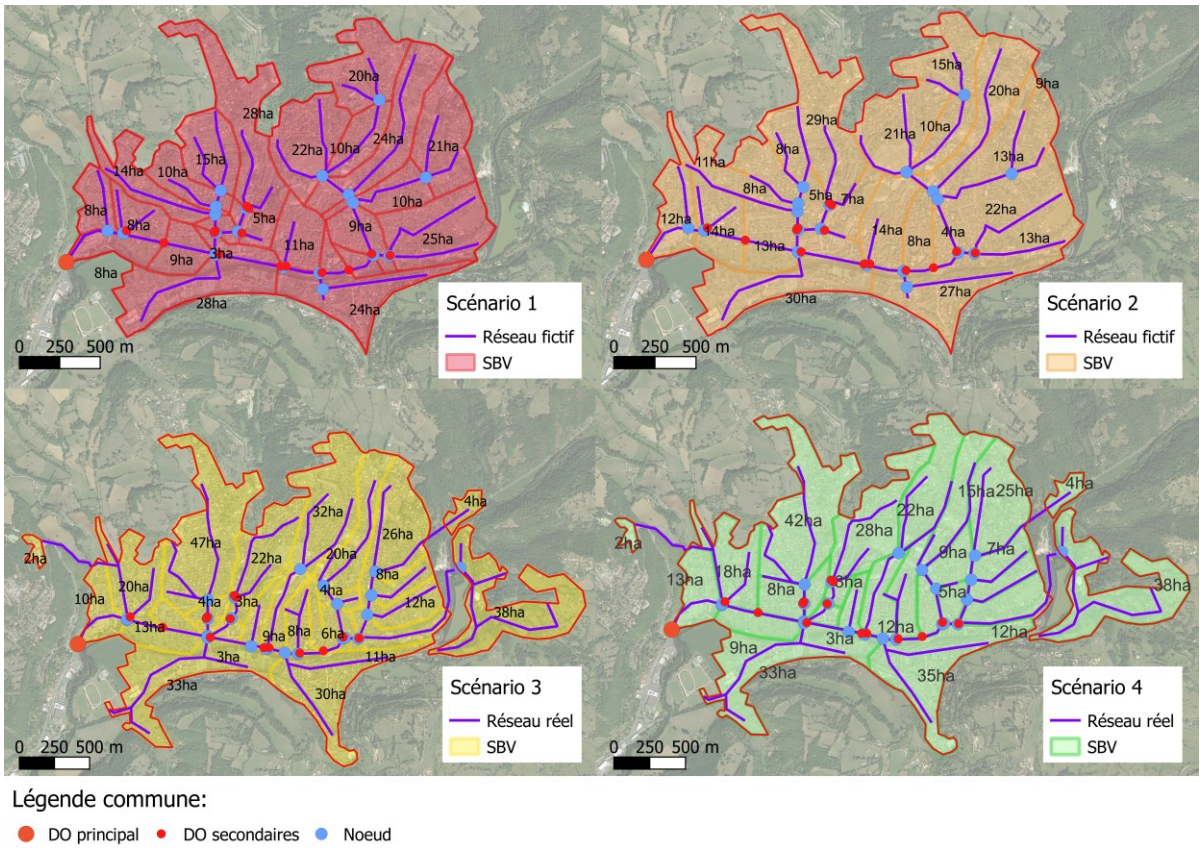


Figure C.15 : Résultats de la méthode de délimitation des sous-bassins versants pour le cas d'étude de Figeac. En haut à gauche, le scénario 1. En haut à droite le scénario 2. En bas à gauche le scénario 3 et en bas à droite le scénario 4.

Comparaison de la délimitation et de la discrétisation du bassin versant urbain réalisé par la ville de Figeac

Un schéma directeur a été élaboré en 2016 pour la ville de Figeac. La délimitation du bassin versant urbain et des sous-bassins versants est illustrée par la *Figure C.16*. Celle-ci est comparée aux quatre scénarios exposés dans la présente étude. Le *Tableau C.4* récapitule les caractéristiques des bassins versants urbains issus de la délimitation et discrétisation des quatre scénarios avec celui de la ville de Figeac en 2016.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

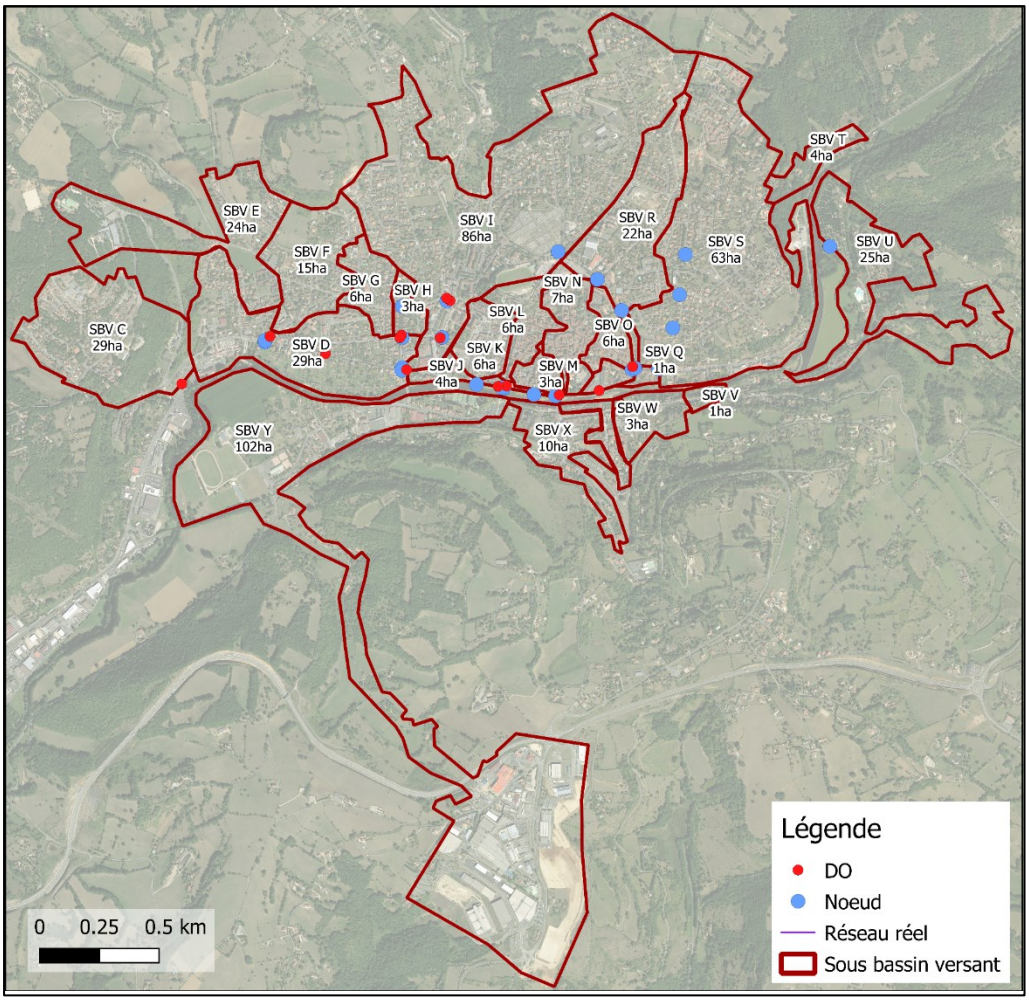


Figure C.16 : Délimitation du bassin versant urbain et des sous-bassins versants réalisé par la ville de Figeac en 2016.

Le bassin versant pris en compte par la ville de Figeac a une surface de 521 ha discrétisé en 27 sous-bassins versants avec une taille minimale de 1 ha et une taille maximale de 102 ha (*Tableau C.4*). De manière générale on peut observer que les sous-bassins versants E, I, R, S, U ont une surface plus grande dans la délimitation de la Ville de Figeac (*Figure C.16*). La sous-estimation de ces surfaces est due notamment aux données d'entrée qui ne permettent pas d'identifier des surfaces raccordées, par exemple le sous-bassin versant de 30 ha nommé « C » dans la *Figure C.16* n'a pas été identifié dans les 4 scénarios proposés dû au manque de données sur l'étalement du réseau. De même le sous-bassin versant de 102 ha, nommé « Y » dans la *Figure C.16*, est plus étendu que celui issu de la proposition effectuée dans les quatre scénarios, avec une surface comprise entre 24 et 33 ha dans les quatre scénarios. En effet on peut observer que le sous-bassin versant « Y » raccorde une ville située au Sud à 1.5 km contrairement aux quatre scénarios étudiés.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Tableau C.4 : Tableau récapitulatif des caractéristiques de délimitation et discrétisation des quatre scénarios et du modèle de la Métropole de Lyon

	Scénario 1	Scénario 2	Scénario 3	Scénario 4	Ville de Figeac
Nombre de conduites principales	46	46	53	53	53
Nombre d'exutoires	22	22	22	22	22
Nombre de sous-bassin versant	22	22	22	22	27
Surface du bassin versant	320 ha	320 ha	380 ha	380 ha	521 ha
Surface min. sous-bassin versant	3 ha	4 ha	3 ha	3 ha	1 ha
Surface max. sous-bassin versant	24 ha	27 ha	38 ha	38 ha	102 ha

Que retenir des résultats de la délimitation du cas d'étude de Figeac ?

Dans un cas d'étude comme celui de Figeac, avec un territoire vallonné et un réseau d'assainissement avec une ramification importante, les scénario 3 et 4 (réseau réel sans et avec topographie) aboutissent à des résultats similaires. Cependant, les bassins versants urbains définis dans nos scénarios diffèrent de ceux élaborés par la ville de Figeac, principalement en raison d'un manque de données sur l'expansion du réseau d'assainissement. Notamment, le bassin versant de Figeac inclut des sous-bassins en périphérie (Est, Nord, Ouest, Sud) pour lesquels les informations disponibles sur le réseau d'assainissement ne suffisent pas à déterminer si ces surfaces sont (ou non) effectivement connectées au réseau.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

Annexe D Résumé des activités du doctorant

Au cours des trois années de thèse j'ai été vacataire d'enseignement dans deux cours à l'Institut National des Sciences Appliquée de Lyon (INSA-Lyon) dans le département Génie Civil et Urbanisme et dans l'École nationale des travaux publics de l'État (ENTPE).

D.1 Enseignement et encadrement

Travaux pratiques (TP) d'hydraulique à L'INSA-Lyon, coordonnée par le Pr.Gislain Lipeme-Kouyi

Volume horaire enseigné : 49h, réparties en 28h pour l'année universitaire 2020-2021 et 21h pour 2021-2022.

Description courte des séances :

- Etude des écoulements à surface libre
- Etude des réseaux maillés
- Etude d'une pompe centrifuge
- Etude de deux pompes centrifuges : pompes en série et pompes en parallèle

Travaux dirigés (TD) d'hydrologie urbaine à l'ENTPE, coordonnée par le Pr.Gislain Lipeme-Kouyi

Volume horaire enseigné : 48h, réparties en 24h pour l'année universitaire 2021-2022, 14h pour 2022-2023 et 10h pour 2023-2024.

Description courte des séances :

- Mesure et traitement des données de pluie
- Pertes et ruissellement
- Dimensionnement des ouvrages de gestion des eaux pluviales
- Evaluation de l'impact de scénarios d'urbanisation (modèle d'hydrologie urbaine CANOE)

Dans le cadre de ma thèse j'ai aussi été impliquée dans la supervision de six étudiants en master à l'INSA de Lyon.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés

FOLIO ADMINISTRATIF

THESE DE L'INSA LYON, MEMBRE DE L'UNIVERSITE DE LYON

NOM : MONTOYA CORONADO DATE de SOUTENANCE : 04/05/2023

Prénoms : Violeta Alexandra

TITRE : Mise au point d'une méthodologie de déconnexion des eaux urbaines à l'échelle d'un bassin versant

NATURE : Doctorat Numéro d'ordre : 2024ISAL0030

Ecole doctorale : Mécanique, Energétique, Génie civil, Acoustique

Spécialité : Génie civil

RESUME :

Il est aujourd'hui indéniable que l'urbanisation impacte significativement le cycle de l'eau. Cette situation est exacerbée par le changement climatique qui menace davantage la disponibilité des ressources en eau douce. Les villes se voient confrontées à la nécessité d'adapter leurs systèmes de drainage urbain, et de mettre en place une gestion intégrée des eaux pluviales visant à minimiser les rejets urbains par temps de pluie, notamment les rejets des déversoirs d'orage, permettant ainsi de préserver la qualité des ressources en eau disponibles.

La gestion intégrée des eaux pluviales repose sur le déploiement de solutions de gestion à la source à l'échelle du bassin versant. Néanmoins, de telles pratiques suscitent des interrogations sur leur capacité à réduire les déversements lors d'événements pluvieux. Les travaux de cette thèse ont porté sur la réduction des déversements par temps de pluie grâce à la mise en place d'une gestion des eaux pluviales à la source. Trois objectifs sont visés : (i) comprendre et conceptualiser les phénomènes complexes du système urbain afin de développer un modèle hydrologique et hydraulique (HH) à l'échelle du bassin versant urbain qui soit peu gourmand en paramètres d'entrée, et qui puisse modéliser les déversements à l'échelle annuelle ; (ii) améliorer les connaissances sur l'élaboration des stratégies de gestion des eaux pluviales à la source permettant de répondre aux défis liés à la réduction des déversements du réseau unitaire et ; (iii) évaluer l'impact, sur les déversements, de la dissémination globale (à l'échelle du bassin versant) et ciblée (à l'échelle de sous-bassins versants) des ouvrages de gestions des eaux pluviales et leur robustesse pour faire face au changement climatique.

Pour répondre à ces objectifs, les différentes composantes urbaines contribuant aux déversements ont été caractérisées et quantifiées. Un ensemble important de données observées collectées sur deux sites contrastés (Ecully, près de Lyon et Figeac) a été utilisé pour développer un modèle HH parcimonieux, basé sur des approches physiques pour simuler les déversements. Le modèle a montré sa capacité à simuler les volumes déversés et fréquences de déversement à l'échelle annuelle. Ce modèle a été utilisé par la suite pour simuler des scénarios d'aménagement urbain. Les résultats confirment d'une part, que la gestion décentralisée des eaux pluviales permet de réduire le volume et la fréquence de déversements par temps de pluie et d'atténuer les effets du changement climatique. D'autre part, si une gestion basée sur la déconnexion et la désimperméabilisation permet de réduire efficacement le volume et la fréquence de déversements, il est nécessaire de considérer les caractéristiques hydrologiques du territoire (production de volume et vitesse de transfert) afin d'optimiser l'identification des emplacements appropriés dans le processus de planification urbaine. Pour les deux cas d'étude, l'effort doit être réparti sur des sous-bassins versants ciblés afin d'atteindre les niveaux réglementaires exigés.

MOTS-CLÉS : Bassin versant urbain, Déversoir d'orage, Déversements, Eaux pluviales, Hydrologie urbaine, Modélisation

Laboratoire (s) de recherche : Dechet Eau Environnement et Pollution (DEEP)

Directeur de thèse : Prof. Gislain Lipeme Kouyi
Président de jury :

Composition du jury : Prof. Fabienne Favre Boivin, Dr. Fabrice Rodriguez, Dr. Katia Chancibault, Prof. Sophie Duchesne, Elisabeth Sibeaud

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2024ISAL0030/these.pdf © [V. Montoya-Coronado], [2024], INSA Lyon, tous droits réservés