



**HAL**  
open science

# Concevoir et optimiser la gestion hydrologique du ruissellement pour une maîtrise à la source de la contamination des eaux pluviales urbaines

Jérémie Sage

► **To cite this version:**

Jérémie Sage. Concevoir et optimiser la gestion hydrologique du ruissellement pour une maîtrise à la source de la contamination des eaux pluviales urbaines. Hydrologie. Université Paris-Est, 2016. Français. NNT : 2016PESC1153 . tel-01490080

**HAL Id: tel-01490080**

**<https://pastel.hal.science/tel-01490080v1>**

Submitted on 14 Mar 2017

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



Mémoire de thèse présenté pour l'obtention du titre de  
DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ PARIS-EST  
*Spécialité Sciences et Techniques de l'Environnement*

**CONCEVOIR ET OPTIMISER LA GESTION  
HYDROLOGIQUE DU RUISSELLEMENT POUR UNE  
MAÎTRISE À LA SOURCE DE LA CONTAMINATION DES  
EAUX PLUVIALES URBAINES**

Par

**Jérémie Sage**

*Thèse réalisée au Laboratoire Eau Environnement et Systèmes Urbains, UMR MA 102  
Dirigée par Madame Marie-Christine Gromaire et Monsieur Emmanuel Berthier*

**Thèse soutenue publiquement le 11 Juillet 2016 devant le jury composé de :**

<b>M. Fabrice Rodriguez</b>	<b>IFSTTAR</b>	<b>Rapporteur</b>
<b>Mme Sylvie Barraud</b>	<b>INSA Lyon</b>	<b>Rapporteur</b>
<b>M. Mathias Uhl</b>	<b>FH Münster</b>	<b>Examinateur</b>
<b>M. Peter Steen Mikkelsen</b>	<b>DTU Environment</b>	<b>Examinateur</b>
<b>M. Christian Roux</b>	<b>Hauts-de-Seine</b>	<b>Examinateur</b>
<b>M. Emmanuel Berthier</b>	<b>CEREMA</b>	<b>Co-encadrant</b>
<b>Mme Marie-Christine Gromaire</b>	<b>ENPC</b>	<b>Directeur de thèse</b>





# Remerciements

Ce travail de recherche a été réalisé au Laboratoire Eau Environnement et Systèmes Urbains (LEESU), laboratoire commun de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, de l'Université Paris Est et de l'Institut des sciences et industries du vivant et de l'environnement (AgroParisTech). Je souhaiterais tout d'abord remercier ses directeurs successifs, Messieurs Bruno Tassin et Régis Moilleron, de m'avoir accueilli au sein du laboratoire et d'avoir veillé au bon déroulement de la thèse durant ces trois longues et enrichissantes années.

Ce travail s'inscrit dans le cadre de la phase 4 du programme OPUR (Observatoire des Polluants Urbains) dont je souhaite remercier le coordinateur, M. Ghassan Chebbo, de m'avoir donné l'opportunité rejoindre le LEESU et de m'impliquer sur cette thématique de recherche qu'est l'hydrologie urbaine. Mes remerciements vont également à l'ensemble des partenaires financiers, ou opérationnels du programme OPUR : Région Ile-de-France, Agence de l'Eau Seine Normandie, Conseil Départemental de Seine Saint-Denis, Conseil Départemental du Val-de-Marne, Conseil Départemental des Hauts-de-Seine, Ville de Paris, et Syndicat Interdépartemental pour l'Assainissement de l'Agglomération Parisienne.

Cette thèse a été réalisée sous la direction de Madame Marie-Christine Gromaire et l'encadrement de Monsieur Emmanuel Berthier. Je tiens à leur exprimer mes plus sincères remerciements pour leur confiance, leur implication, leur enthousiasme et leur soutien tout au long de ce travail. Cette thèse aura non-seulement été l'occasion pour moi de « découvrir » l'hydrologie urbaine, mais surtout d'apprendre à leur côté la persévérance, la rigueur et la curiosité scientifique indispensable à tout travail de recherche. Je souhaiterais en particulier saluer l'investissement considérable de Madame Marie-Christine Gromaire, qui aura su se rendre disponible tout au long de la thèse pour m'orienter ou répondre à mes nombreuses interrogations, et sans qui ce travail ne serait certainement pas ce qu'il est aujourd'hui. Je tiens par ailleurs à remercier Monsieur Emmanuel Berthier pour ses conseils avisés, son recul, et la possibilité m'ayant été donnée de terminer sereinement mon doctorat durant ce début d'année 2016. Une fois encore, merci à tous les deux.

Ma reconnaissance va également à l'ensemble des membres du Jury : Madame Sylvie Barraud et Monsieur Fabrice Rodriguez, qui m'ont fait l'honneur de bien vouloir y participer en tant que rapporteurs, ainsi que Messieurs Mathias Uhl et Peter Steen Mikkelsen qui ont accepté, malgré la barrière de la langue, le rôle d'examineurs. Je souhaiterais par ailleurs adresser mes remerciements à Monsieur Christian Roux qui a bien voulu se joindre au jury en tant qu'examineur.

Je tiens à remercier chaleureusement Madame Céline Bonhomme, dont la collaboration m'aura permis de m'initier certaines méthodes avancées de modélisation et d'approfondir considérablement plusieurs volets de ce travail de recherche. Je souhaite lui exprimer ma gratitude pour son implication, son aide dans l'encadrement d'un stage, ses conseils et ses qualités humaines.

Plusieurs résultats de cette thèse s'appuient sur les contributions de stagiaires à qui je souhaiterais adresser ma reconnaissance. Je remercie Saja Al Ali, Elisar El Oreibi et Lorraine Desbordes qui ont chacune rendu possible le développement de certaines parties de ce travail.

Bien qu'ayant largement fait appel à la modélisation, une partie de ce travail s'est également appuyée sur des résultats expérimentaux acquis durant ma thèse ou au cours de projets antérieurs. Je tiens par conséquent à remercier la cellule technique du LEESU, et notamment Messieurs Philippe Dubois et Mohamed Saad, pour leur aide, s'agissant de soutien méthodologique comme logistique. Je souhaiterais en particulier adresser ma gratitude à Monsieur Mohamed Saad, pour son appui précieux, sa disponibilité et sa patience lors de l'analyse des multiples échantillons collectés durant l'été 2014.

Mes remerciements vont également à tous les professionnels ayant bien voulu répondre aux enquêtes réalisées par Lorraine Desbordes dans le cadre de cette thèse : Mesdames Elisabeth Sibeud, Sandrine Youinou et Laetitia Pruvost-Bouvattier ainsi que Messieurs Charles Bertrand, Nicolas Floch, Jean-Jacques Herin, Alain Rabier, Vincent Desolges et Eric Pellicoli, Ronan Quillien, Guillaume Péruisset, Christian Piel, Philippe Cusenier, Daniel Pierlot et Thierry Maytraud.

Plus généralement, je tiens à remercier l'ensemble des membres (ou anciens membres) du LEESU ayant participé durant ces trois années à la bonne ambiance du laboratoire. Un grand merci à Mesdames Annick Piazza et Catherine Charleux pour leur soutien administratif mais surtout leur gentillesse et leurs sourires quotidiens. Aux anciens doctorants : Ali H. (avec qui j'ai partagé mon bureau pendant plus de deux ans), Yassine, Frédéric, Amandine, Elodie, Caroline, Zeinab, Steven, Abdallah...et aux futurs docteurs : Mohamad (tout près du but !), Claire, Damien, Kelsey, Yi, Tala, Rachid, Saja, Neng, Angélique, Natalie, Massimiliano, Igor, Yujie, Siyu, Fabien...Un grand merci à tous pour la bonne humeur, les discussions autour d'un café, les éclats de rire, les sorties et les encouragements dans la dernière ligne droite de cette thèse. Je n'oublierai pas non plus tous les autres: Bernard De Gouvello, Brigitte Vinçon-Leite, José-Frédéric Deroubaix, Pierre-Antoine Versini, Daniel Thévenot, Silvia Bruzone, Martin Seidl, Bruno Lemaire, Agnès Dauvergne, Olivier Fouché, Gilles Varrault, Yinghao Li, Johnny Gasperi...que je tiens à remercier pour ces trois années passées en leur compagnie.

Pour finir, je souhaiterais adresser mes remerciements à mes proches, amis ou famille, et en particulier à mes parents, qui, bien que quelque peu « délaissés », n'ont cessé de m'encourager durant cette aventure.

Merci enfin à Manon pour son soutien inconditionnel.

# Résumé

La maîtrise des flux de polluants générés par temps de pluie en milieu urbain constitue aujourd'hui un enjeu important pour limiter la dégradation des milieux aquatiques superficiels. Face à l'insuffisance des systèmes d'assainissement traditionnels, la gestion à la source des eaux pluviales, dans des dispositifs de stockage à ciel ouvert relativement simples et intégrés au milieu urbain, s'est progressivement imposée comme une solution permettant de réduire de façon significative les flux de contaminants dirigés vers les réseaux ou les milieux récepteurs, en favorisant notamment l'infiltration ou l'évapotranspiration des volumes ruisselés. Bien qu'offrant des perspectives pour la maîtrise des flux de polluants, l'efficacité des solutions mises en œuvre demeure cependant variable d'une réalisation à l'autre faute de règles de conception adaptées et n'est à ce jour pas suffisamment maîtrisée. Ce travail de thèse s'intéresse donc à l'incidence du fonctionnement hydrologique des « techniques alternatives » de gestion à la source du ruissellement et vise en particulier à orienter leur conception pour garantir une meilleure maîtrise de la contamination des eaux pluviales urbaines.

Les pratiques actuelles de gestion des eaux pluviales urbaines sont dans un premier temps analysées sur la base d'une synthèse de documents techniques ou réglementaires de manière à identifier les stratégies pouvant être préconisées, en France ou à l'international, pour la maîtrise à la source des flux de polluants. Cette synthèse permet alors de mettre en évidence une certaine hétérogénéité quant à la traduction de l'objectif de maîtrise des flux de polluants dans les critères de gestion ou les recommandations à destination des aménageurs, qui ne garantissent pas nécessairement la mise en œuvre de solutions permettant de limiter efficacement les rejets de contaminants vers les milieux récepteurs. Une étude plus spécifique de la conception des techniques alternatives de gestion des eaux pluviales est également réalisée afin de mettre en évidence les contraintes liées à leur fonctionnement ou leur intégration en milieu urbain.

Une chaîne de modélisation « surface urbaine + ouvrage », destinée à simuler le fonctionnement des dispositifs de gestion à la source des eaux pluviales pour des périodes longues de précipitations, et en considérant des dynamiques variées de production des flux d'eau et de contaminants au niveau des bassins versants d'apport, est par la suite développée afin de préciser l'incidence de différents scénarios de gestion du ruissellement ou de dimensionnement des techniques alternatives sur les flux rejetés vers l'aval. La modélisation des pertes hydrologiques dans les ouvrages de gestion fait alors l'objet d'un approfondissement avec l'introduction d'un schéma d'infiltration-redistribution, reposant sur une description des flux hydriques analogue à celle du modèle de Green-Ampt et permettant de simuler l'évolution des teneurs en eau dans le sol sous l'effet des forces gravitaires, matricielles et de l'évapotranspiration afin de mieux rendre compte de la variabilité temporelle des flux d'infiltration. La possibilité de simuler des dynamiques contrastées de productions des contaminants en amont des dispositifs de gestion des eaux pluviales, à partir de modèles conceptuels relativement simples, est également évaluée. Un modèle d'émission générique est alors introduit et calé pour deux types de contaminants en

considérant les matières en suspension lessivées au niveau des chaussées urbaines et le zinc dissous au niveau d'éléments de toiture métalliques.

Une analyse de sensibilité de la chaîne de modélisation intégrant les modèles d'infiltration et de production des flux de polluants est ensuite réalisée afin de préciser l'incidence de sa paramétrisation et d'évaluer l'importance de certaines hypothèses simplificatrices pour l'estimation de l'efficacité des techniques alternatives. Les résultats indiquent en premier lieu que la dynamique d'émission des contaminants pourrait avoir une influence non-négligeable sur les abattements en masse de polluants simulés pour des périodes longues de précipitations. Ce travail permet par ailleurs d'identifier les scénarios de conception pour lesquels une représentation simplifiée de l'infiltration ou de la production des flux d'eau au niveau des surfaces urbaines demeurerait satisfaisante. Plus généralement, l'analyse de sensibilité indique, qu'en dépit d'une certaine incertitude sur les efficacités simulées, une utilisation de la chaîne de modélisation développée dans le cadre de cette thèse pourrait être envisagée pour la production de recommandations à destination d'acteurs opérationnels (bureaux d'étude, gestionnaire des réseaux...).

L'intérêt de la chaîne de modélisation développée dans le cadre de ce travail est finalement illustré par la construction d'abaques (à partir d'un méta-modèle) permettant de relier l'efficacité des ouvrages de gestion des eaux pluviales à quelques paramètres de dimensionnement et d'évaluer la pertinence de différents scénarios de gestion du ruissellement. Les résultats, correspondant ici aux conditions météorologiques de la région Ile-de-France, indiquent alors que l'abattement d'une fraction assez modeste du ruissellement grâce à un simple volume mort pourrait donner lieu à une réduction importante des rejets de contaminants pour les sols de conductivité hydraulique supérieure à  $10^{-6}$  m.s<sup>-1</sup>. Dans le cas de sols présentant des capacités d'infiltration plus limitées, l'analyse met en revanche en évidence un risque de dysfonctionnement des dispositifs de gestion, avec la saturation en profondeur du sol et le maintien en eau du volume de stockage sur des périodes relativement longues. Le recours à des solutions « plus diffuses », peu profondes et présentant des surfaces d'infiltration ou d'évapotranspiration importantes, apparaît alors préférable pour garantir des niveaux d'efficacité satisfaisants tout en évitant une sollicitation excessive de l'ouvrage.

**Mots-clés :** Abattement ; Conception ; Efficacité ; Dimensionnement ; Gestion à l'amont ; Infiltration ; Polluants ; Techniques alternatives.

# Abstract

Urban runoff discharge is today identified a major source of surface water impairment. In recent years, on-site stormwater control, in small and relatively simple vegetated systems, providing volume reduction through infiltration or evapotranspiration, has become increasingly popular due to the inability of conventional drainage systems to limit the amount of stormwater and pollutant directed to the environment. While such practices clearly offer opportunities to mitigate the adverse effects of urban runoff, their performance is yet not completely understood and remains variable due to insufficient guidance or inappropriate design criteria. The main purpose of this Ph.D. thesis is therefore to investigate the relation between the hydrological behaviour of these source-control systems and pollutant removal efficiencies so as to provide design tools or guidelines that support practitioners in the implementation of efficient stormwater management practices.

Current stormwater management practices are first examined on the basis of a literature review of various guidelines or regulatory documents so as to identify the strategies that may be promoted for on-site pollution control, in France or abroad. This analysis indicates that recommendations or design criteria can be quite variable depending on the country or the community and do not systematically reflect on-site pollution control objectives which may result in the implementation of inappropriate stormwater management systems. A more specific investigation is also conducted to pinpoint urban site or design constraints associated with the implementation of stormwater source-control systems.

A modelling system based on the representation of a pervious facility collecting runoff and pollutant loads generated over a small urban catchment, allowing the simulation of different scenarios in terms of urban surfaces characteristics and source-control system design, for long rainfall periods, is later developed to investigate the relation between the hydrological behaviour and the pollutant removal efficiencies of on-site stormwater management practices. An improved description of the hydrological processes in the source control system is adopted with the introduction of an infiltration-redistribution scheme, based on similar assumptions as the Green-Ampt model but additionally accounting for the evolution of soil moisture content under the action of gravity, capillary forces and evapotranspiration (so as to better replicate the temporal variability of infiltration fluxes). The opportunity of implementing relatively simple conceptual runoff quality models to simulate distinctive pollutant emission dynamics is also investigated. A generic model formulation is adopted and calibrated to replicate suspended solids concentrations in urban street runoff or zinc concentrations from a metal roof. Both the infiltration and the runoff quality models are then integrated to the modelling framework.

A sensitivity analysis of the modelling system is later conducted so as to evaluate the influence of the different input factors and better understand the effect of some modelling hypotheses for the assessment of the performance of stormwater source control practices. The results primarily indicate that pollutant removal efficiencies simulated for long rainfall periods may be significantly

affected by pollutant emission dynamics. Design scenarios for which a simplified description of infiltration fluxes and runoff production over urban surfaces is unlikely to bias the assessment of pollution control efficiencies are also identified. More generally, the sensitivity analysis indicates that, despite some uncertainties regarding simulated efficiencies, the modelling system developed in this study could probably be adapted to derive easy-to-use guidelines or design tools supporting the implementation of efficient stormwater source control systems.

The practical value of the modelling system is finally illustrated with the production of sizing diagrams (using a meta-modelling approach) displaying pollution control efficiency estimates as a function a limited number of design parameters, from which the relevance of a large variety of runoff control scenarios may be evaluated. The results presented in this study, corresponding to the rainfall conditions encountered in Paris region, suggest that the infiltration or evapotranspiration of a relatively small fraction of runoff in a simple dead storage volume could result in a significant reduction of pollutant discharges for soils exhibiting saturated hydraulic conductivity values greater than  $10^{-6}$  m.s<sup>-1</sup>. In the case of lower saturated hydraulic conductivity values, this study however evidences possible failures of source control system due to a limited drainage capacity (extended ponding duration and saturation of the soil profile over significant depths). Results therefore suggest that the implementation diffuse stormwater management practices, with large infiltration/evapotranspiration areas and limited storage depths, should generally be preferred to achieve pollution control and ensure correct hydrological functioning of the source control systems.

**Keywords :** Abatement ; Best Management Practices ; Design ; Efficiency; LID ; Sizing ; Source-control; Infiltration ; Pollutants.







# Table des matières

TABLE DES MATIERES	XI
LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS	XVII
<hr/>	
INTRODUCTION GENERALE	1
<hr/>	
<b>PARTIE 1 - LA GESTION A LA SOURCE DES EAUX PLUVIALES URBAINES : ETAT DE L'ART ET ANALYSE DES PRATIQUES</b>	<b>7</b>
<hr/>	
1.1. Introduction	7
1.2. La gestion intégrée des eaux pluviales urbaines	10
<i>1.2.1. Terminologie et principes</i>	<i>10</i>
<i>1.2.2. Une grande diversité de solutions techniques</i>	<i>12</i>
1.2.2.1. Les pratiques non-structurelles	13
1.2.2.2. Les ouvrages de stockage-restitution	13
1.2.2.3. Les ouvrages d'abattement des volumes	14
<i>1.2.3. Intérêt des techniques alternatives pour la maîtrise des flux : état des connaissances</i>	<i>15</i>
1.3. Les critères de gestion à l'amont des eaux pluviales urbaines	16
<i>1.3.1. Introduction</i>	<i>17</i>
<i>1.3.2. Institutional framework</i>	<i>18</i>
<i>1.3.3. Identification of different criteria for on-site pollution control</i>	<i>21</i>
1.3.3.1. Flow-rate limitations	21
1.3.3.2. Volume based approaches	23
1.3.3.3. Non-hydrologic criteria	28
<i>1.3.4. From management criteria to LID implementation</i>	<i>32</i>
1.3.4.1. Preferring permanent interception over capture and release	32
1.3.4.2. Uncertainties associated with BMP design from non-hydrologic criteria	33
1.3.4.3. A need for better guidance to promote LID practices	34
<i>1.3.5. Conclusions and perspectives</i>	<i>36</i>
<i>1.3.6. Résumé et principales conclusions de l'article</i>	<i>37</i>
1.4. Les principes de conception des techniques alternatives	39
<i>1.4.1. Introduction</i>	<i>39</i>
<i>1.4.2. Méthodologie</i>	<i>39</i>
<i>1.4.3. Résultats</i>	<i>42</i>
1.4.3.1. Mode d'alimentation	42

1.4.3.2. Mode de stockage	48
1.4.3.3. Mode d'évacuation	54
<b>1.4.4. Conclusion de l'analyse</b>	<b>61</b>
<b>1.5. Conclusions et perspectives de recherche</b>	<b>62</b>
<hr/>	
<b>PARTIE 2 - CADRE METHODOLOGIQUE POUR LA MODELISATION DE LA GESTION A LA SOURCE DES EAUX PLUVIALES URBAINES</b>	<b>65</b>
<hr/>	
<b>2.1. Introduction</b>	<b>65</b>
<b>2.2. Synthèse bibliographique</b>	<b>67</b>
<b>2.2.1. Les processus hydrologiques à l'amont</b>	<b>69</b>
2.2.1.1. Formation du ruissellement et représentation des surfaces urbaines	69
2.2.1.2. Le processus d'infiltration	71
2.2.1.3. L'évapotranspiration en milieu urbain	74
2.2.1.4. Les modèles de transfert	76
<b>2.2.2. L'émission des contaminants en milieu urbain</b>	<b>79</b>
2.2.2.1. Sources de contamination et dynamiques d'émission	79
2.2.2.2. La modélisation des concentrations dans le ruissellement	80
<b>2.2.3. La représentation des ouvrages de gestion</b>	<b>82</b>
2.2.3.1. Des modèles de complexité variable	82
2.2.3.2. La prise en compte de la conception	84
<b>2.3. Construction d'une chaîne de modélisation simplifiée</b>	<b>86</b>
<b>2.3.1. Introduction</b>	<b>87</b>
<b>2.3.2. Méthodologie</b>	<b>88</b>
2.3.2.1. Contexte et principes généraux	88
2.3.2.2. Principe de la chaîne de modélisation	89
2.3.2.3. Représentation de la gestion hydrologique	90
2.3.2.4. Cas d'étude : les chaussées du Marais à Paris	91
<b>2.3.3. Résultats et discussion</b>	<b>93</b>
2.3.3.1. Approches volumiques	93
2.3.3.2. Comparaison aux stratégies de régulation	94
2.3.3.3. Effet de la dynamique d'émission	96
<b>2.3.4. Conclusions et perspectives</b>	<b>98</b>
<b>2.4. Conclusions et perspectives</b>	<b>100</b>
<hr/>	
<b>PARTIE 3 - DEVELOPPEMENT D'UNE CHAINE DE MODELISATION CONSOLIDEE</b>	<b>103</b>
<hr/>	
<b>3.1. Introduction</b>	<b>103</b>
<b>3.2. Développement d'un modèle d'infiltration-redistribution</b>	<b>104</b>
<b>3.2.1. Introduction</b>	<b>106</b>
<b>3.2.2. Redistribution of the Green-Ampt saturated profile</b>	<b>108</b>
3.2.2.1. The Green-Ampt model	108

3.2.2.2. Wetting profile redistribution models: State of the art	109
3.2.2.3. The modified Green-Ampt with redistribution model (MGAR2)	110
3.2.2.4. Implementation of the infiltration and redistribution model	114
<b>3.2.3. Methods</b>	<b>117</b>
3.2.3.1. Validation approach	117
3.2.3.2. Selection of the hydraulic property model	118
3.2.3.3. Comparison to Richard's equation	120
<b>3.2.4. Results and discussion</b>	<b>121</b>
3.2.4.1. Model verification	121
3.2.4.2. Application to long-term simulations	125
<b>3.2.5. Conclusion and perspectives</b>	<b>129</b>
<b>3.2.6. Résumé et principales conclusions de l'article</b>	<b>131</b>
<b>3.3. Modélisation de la dynamique d'émission des contaminants</b>	<b>132</b>
<b>3.3.1. Introduction</b>	<b>132</b>
<b>3.3.2. Modélisation des concentrations en MES sur les chaussées</b>	<b>134</b>
3.3.2.1. Introduction	134
3.3.2.2. Material and methods	135
3.3.2.3. Results and discussion	142
3.3.2.4. Discussions and perspectives for future research	152
3.3.2.5. Conclusion	153
<b>3.3.3. Modélisation des concentrations en zinc sur les toitures en zinc</b>	<b>155</b>
3.3.3.1. Introduction	155
3.3.3.2. Experimental setup	157
3.3.3.3. Modeling methodology	161
3.3.3.4. Results and discussion	166
3.3.3.5. Conclusions and perspectives	177
<b>3.3.4. Incidence de l'incertitude sur les concentrations simulées pour l'évaluation de l'efficacité des techniques alternatives</b>	<b>179</b>
3.3.4.1. Introduction	179
3.3.4.2. Material and methods	181
3.3.4.3. Results and discussion	187
3.3.4.4. Conclusion and perspectives	193
<b>3.3.5. Conclusion sur la modélisation de la dynamique d'émission des contaminants</b>	<b>194</b>
<b>3.4. Conclusions et perspectives</b>	<b>196</b>
<hr/>	
<b>PARTIE 4 - CONSTRUCTION ET ANALYSE DE SENSIBILITE D'UNE CHAINE DE MODELISATION « DE REFERENCE »</b>	<b>201</b>
<hr/>	
<b>4.1. Introduction</b>	<b>201</b>
<b>4.2. Analyse de sensibilité de la chaine de modélisation</b>	<b>208</b>
<b>4.2.1. Introduction</b>	<b>208</b>

<b>4.2.2. <i>The conceptual stormwater management model</i></b>	<b>210</b>
4.2.2.1. Modelling framework	210
4.2.2.2. Production sub-model	211
4.2.2.3. Facility sub-model	213
<b>4.2.3. <i>Sensitivity analysis methodology</i></b>	<b>216</b>
4.2.3.1. Variance-based sensitivity analysis	216
<b>4.2.4. <i>Graphical interpretation</i></b>	<b>218</b>
4.2.4.1. Experimental design	219
<b>4.2.5. <i>Results</i></b>	<b>220</b>
4.2.5.1. Convergence analysis and sensitivity indices	220
4.2.5.2. Process-related factors	222
4.2.5.3. Design parameters	226
<b>4.2.6. <i>Discussion</i></b>	<b>228</b>
<b>4.2.7. <i>Conclusions</i></b>	<b>231</b>
<b>4.3. Conclusions et perspectives</b>	<b>232</b>
<hr/>	
<b>PARTIE 5 - VERS LA PRODUCTION DE RECOMMANDATIONS POUR LE DIMENSIONNEMENT DES TECHNIQUES ALTERNATIVES</b>	<b>235</b>
<hr/>	
<b>5.1. Introduction</b>	<b>235</b>
<b>5.2. Approximation de la chaîne de modélisation de référence par un méta-modèle</b>	<b>237</b>
<b>5.3. Analyse du dimensionnement des techniques alternatives</b>	<b>242</b>
<b>5.3.1. <i>Construction des abaques et démarche adoptée pour la comparaison des différents modes de gestion</i></b>	<b>242</b>
5.3.1.1. Les paramètres de dimensionnement étudiés	242
5.3.1.2. Propagation et visualisation de l'incertitude liée aux paramètres	244
5.3.1.3. Méthodologie pour une analyse complémentaire de certaines configurations	244
<b>5.3.2. <i>Analyse des stratégies de réduction des volumes</i></b>	<b>246</b>
5.3.2.1. Influence des paramètres de dimensionnement sur les efficacités simulées	246
5.3.2.2. Fonctionnement de l'ouvrage pour des configurations particulières	248
<b>5.3.3. <i>Analyse des stratégies de régulation des débits</i></b>	<b>254</b>
5.3.3.1. Influence des paramètres de dimensionnement sur les efficacités simulées	254
5.3.3.2. Fonctionnement de l'ouvrage pour des configurations particulières	257
<b>5.4. Discussion et implications opérationnelles</b>	<b>263</b>
<b>5.5. Conclusion</b>	<b>265</b>
<hr/>	
<b>CONCLUSIONS GENERALES</b>	<b>269</b>
<hr/>	
<b>BIBLIOGRAPHIE</b>	<b>285</b>
<hr/>	
<b>TABLE DES ILLUSTRATIONS</b>	<b>321</b>

<b>LISTE DES COMMUNICATIONS</b>	<b>323</b>
<b>ANNEXES</b>	<b>325</b>
<i>Annexe A. Guide d'entretien pour l'analyse des pratiques de conception des techniques alternatives</i>	<i>326</i>
<i>Annexe B. Construction de la chronique de précipitation utilisée dans le cadre de la thèse</i>	<i>330</i>
<i>Annexe C. Eléments complémentaires pour l'étude des modèles d'émission</i>	<i>339</i>
<i>Annexe D. Eléments complémentaires sur la chaîne de modélisation de référence</i>	<i>344</i>
<i>Annexe E. Etude du dimensionnement des techniques alternatives</i>	<i>359</i>



# Liste des symboles et des abréviations

ADOPTA	Association pour le développement opérationnel des techniques alternatives
AESN	Agence de l'Eau Seine Normandie
AR(1)	Modèle autorégressif d'ordre 1
$a_1$	Paramètre de la loi de régulation dans la chaîne de modélisation de référence
$a_2$	Paramètre de la loi de régulation dans la chaîne de modélisation de référence
$\alpha$	Paramètre de géométrie des berges
$[\alpha, \beta]$	Paramètres de la transformation log-sinh pour les méthodes MCMC
$b$	Ratio entre la surface d'un ouvrage de gestion et la surface qu'il draine
$\tilde{b}$	Valeur de $b_{\text{EFF}}$ au niveau du dispositif de régulation des débits
$b_{\text{EFF}}$	Fraction de $b$ effectivement disponible pour un niveau de remplissage donné
$\beta$	Coefficient correctif du modèle MGAR2
BC	Brooks and Corey model (modèle de Brooks and Corey)
BE	Critère de Nash modifié (Benchmark based Nash-Sutcliffe coefficient)
BMP	Best Management Practices
By <sub>p</sub>	Paramètre de bypass du volume de stockage lors d'une surverse
$C(t)$	Concentration simulée [ $M.L^{-3}$ ]
$C_0$	Paramètre des modèles de lessivage [ $M.L^{-3}$ ]
$C_1$	Paramètre des modèles de lessivage [ $M.L^{-3}$ ]
$C_2$	Paramètre des modèles de lessivage [ $M.L^{-3}$ ]
$C_3$	Paramètre des modèles de lessivage [ $M.L^{-3}$ ]
$Ca^{2+}$	Ion calcium
$C_{\text{CST}}$	Paramètre des modèles d'EMC [ $M.L^{-3}$ ]
$C_{\text{INI}}$	Paramètre des modèles d'EMC [ $M.L^{-3}$ ]
$Cl^-$	Ion Chlorure
$C_{\text{LIM}}$	Paramètre des modèles d'EMC [ $M.L^{-3}$ ]
$C_F$	Concentration des volumes stockés dans l'ouvrage [ $M.L^{-3}$ ]
$C_R$	Concentration dans le ruissellement issu du modèle de production [ $M.L^{-3}$ ]
$c$	Coefficient d'ajustement des courbes MV (masse-volume cumulés normalisés)
CERTU	Centre d'Etudes sur les Réseaux de Transport et l'Urbanisme (CEREMA)
Cd	Cadmium
COD	Chemical Oxygen Demand
CSO	Combined Sewer Overflows (déversement des systèmes unitaires)
Cu	Cuivre
$D(\theta)$	Diffusivité du sol = $K(\theta) \times d\psi/d\theta$ [ $L^2.T^{-1}$ ]
D	Paramètre des modèles d'accumulation [ $M.L^{-2}.T^{-1}$ ]



$D_{ACC}$	Paramètre des modèles d'accumulation [ $M.L^{-2}.T^{-1}$ ]
$D_{ERO}$	Paramètre des modèles d'accumulation [ $T^{-1}$ ]
DEA	Direction de l'eau et de l'assainissement
DIA	Disconnected impervious area
DSEA	Direction des services de l'environnement et de l'assainissement
DTS	Durée de temps sec précédent un évènement pluvieux [T]
$d_t^*$	Pas de temps variable utilisé pour la résolution des équations d'infiltration
$\Delta$	Symbole de Kronecker
$\Delta E_{10-90}$	Variabilité des abattements pour un scénario de dimensionnement donné
$\Delta t$	Pas de temps [T]
$\Delta \theta$	Déficit de teneur en eau dans le modèle de Green-Ampt
E	Critère d'efficacité de Nash-Sutcliffe
$E_p$	Flux d'évapotranspiration potentielle depuis le sol [ $L.T^{-1}$ ]
$E_{POL}$	Abattement ou efficacité calculée pour la masse de polluant ruisselée
$E_{POL,1-mth}$	Valeur de $E_{POL}$ calculée pour la période de retour 1 mois
$E_{POL,6-mth}$	Valeur de $E_{POL}$ calculée pour la période de retour 6 mois
$E_{POL,Tot}$	Valeur de $E_{POL}$ calculée pour la totalité de la durée de simulation
$E_{RAIN}$	Abattement ou efficacité calculée pour le volume de précipitation
$E_{RAIN,1-mth}$	Valeur de $E_{RAIN}$ calculée pour la période de retour 1 mois
$E_{RAIN,6-mth}$	Valeur de $E_{RAIN}$ calculée pour la période de retour 6 mois
$E_{RAIN,Tot}$	Valeur de $E_{RAIN}$ calculée pour la totalité de la durée de simulation
$E_{RUN}$	Abattement ou efficacité calculée pour le volume de ruissellement
$E_{RUN,1-mth}$	Valeur de $E_{RUN}$ calculée pour la période de retour 1 mois
$E_{RUN,6-mth}$	Valeur de $E_{RUN}$ calculée pour la période de retour 6 mois
$E_{RUN,Tot}$	Valeur de $E_{RUN}$ calculée pour la totalité de la durée de simulation
EMC	Event Mean Concentration (concentration moyenne événementielle) [ $M.L^{-3}$ ]
EQS	Environmental Quality Standards (voir NQE)
ETP	Evapotranspiration potentielle
$ETP_0$	Flux d'évapotranspiration potentielle de référence [ $L.T^{-1}$ ]
E	Résidus entre observations et données simulées dans les méthodes Bayésiennes
$\epsilon_i$	Terme stochastique (ou innovation) d'un modèle d'erreur autorégressif
H	Efficacité (abattement en flux) d'un ouvrage de gestion (%)
$F_i$	Volume infiltré cumulé associé à un front des modèles MGAR et MGAR2 [L]
$f_{SUP}$	Vitesse d'infiltration à la surface du sol [ $L.T^{-1}$ ]
$\Phi(t)$	Flux de polluants émis sur le bassin versant d'apport [ $M.L^{-2}.T^{-1}$ ]
$\Phi_{EFF}$	Flux de polluants associé à l'abattement dans l'ouvrage [ $M.L^{-2}.T^{-1}$ ]
$\Phi_{OUT}$	Flux de polluants en sortie d'ouvrage [ $M.L^{-2}.T^{-1}$ ]
GA	Green Ampt (modèle de)
GLUE	Generalized Likelihood Uncertainty Estimation
GRAIE	Groupe de recherche Rhône-Alpes sur les Infrastructures et l'Eau
GSA	Global Sensitivity Analysis (Analyse de Sensibilité Globale)
$G(\theta_i, \theta_{i-1})$	Capillary Drive des modèles MGAR et MGAR2 entre deux fronts [L]
$\Gamma$	Fonction gamma
H	Potentiel hydraulique total [L]
$H_f$	Succion matricielle au front du modèle de Green-Ampt [L]

$\text{HCO}_3^-$	Ion hydrogénocarbonate
$h$	Potentiel matriciel [L]
$h_F$	Lame d'eau associée au niveau de remplissage de l'ouvrage [L]
$h_{MAX}$	Hauteur d'eau associée au volume total des ouvrages de gestion [L]
$h_P$	Hauteur d'eau associée au volume mort des ouvrages de gestion [L]
$\tilde{h}_P$	Capacité du volume mort exprimée en millimètres de ruissellement [L]
$h_{SUP}$	Hauteur d'eau associée au volume de stockage temporaire $h_{MAX} - h_P$ [L]
$i(t)$	Intensité de précipitation [ $L.T^{-1}$ ]
ICP-AES	Inductively Coupled Plasma – Atomic Emission Spectroscopy
$K(h), K(\theta)$	Conductivité hydraulique à $h$ ou $\theta$ [ $L.T^{-1}$ ]
$K$	Paramètre des modèles d'EMC
$K^+$	Ion Potassium
$K_P$	Vitesse d'infiltration constante sur les surfaces de production [ $L.T^{-1}$ ]
$K_S$	Conductivité hydraulique à saturation [ $L.T^{-1}$ ]
$K_{TA}$	Vitesse d'infiltration constante dans un ouvrage de gestion [ $L.T^{-1}$ ]
$L_i$	Épaisseur d'une couche de sol de teneur en eau constante $\theta_i$ [L]
$L(\theta   D)$	Fonction de vraisemblance des méthodes MCMC
LEESU	Laboratoire Eau Environnement et Systèmes Urbains
LID	Low Impact Development
$\lambda$	Indice de distribution de la taille des pores (modèle de Brooks and Corey)
$M_0$	Paramètre des modèles d'accumulation [ $M.L^{-2}$ ]
$M_i$	Paramètre du modèle d'accumulation à stock constant [ $M.L^{-2}$ ]
$M_{ACC}(t)$	Stock de polluants des modèles d'accumulation [ $M.L^{-2}$ ]
$M_{CST}$	Paramètre de l'un des modèles d'accumulation [ $M.L^{-2}$ ]
$M_{LIM}$	Paramètre de l'un des modèles d'accumulation [ $M.L^{-2}$ ]
$M_{RES}$	Masse résiduelle dans le modèles d'accumulation lessivage des MES [ $M.L^{-2}$ ]
MAPE	Mean Absolute Percentage Error (Erreur absolue moyenne en pourcentage)
MCMC	Monte Carlo par Chaîne de Markov (méthode de)
MES	Matières en suspension
MGAR	Modified Green-Ampt with Redistribution model
MGAR2	Modèle d'infiltration-redistribution développé dans le cadre de cette thèse
M-H	Metropolis Hasting (algorithme de)
MIT	Minimum Inter-event Time (temps de séparation des évènements pluvieux) [T]
MUSIC	Model for Urban Stormwater Improvement and Conceptualisation
MVG	Modified Van Genuchten model (modèle de Van Genuchten modifié)
$N(0, \sigma)$	Loi normale centrée sur 0 et d'écart-type $\sigma$
$\text{Na}^+$	Ion sodium
NPDES	National Pollutant Discharge Elimination System
NQE	Norme de Qualité Environnementale
NTU	Nephelometric Turbidity Unit
$\nu$	Paramètre de la fonction de vraisemblance basée sur la loi de Student
OPUR	Observatoire des Polluants Urbains
$\text{O}_3$	Ozone
P	Phosphorous (Phosphore total)
$P(\theta)$	Probabilité a priori d'un paramètre dans les méthodes Bayésiennes

$P(\theta D)$	Distribution a posteriori des paramètres dans les méthodes Bayésiennes
$PI_{BV}$	Pertes initiales sur le bassin versant d'apport
Pb	Plomb
PVC	Polychlorure de Vinyle
pH	Potentiel Hydrogène
$\Psi(\theta)$	Succion matricielle ( $= -h$ ) [L]
$\Psi_b$	Entrée d'air (modèle de Brooks and Corey) [L]
$\Psi_e$	Entrée d'air (modèle de Van Genuchten modifié) [L]
$Q_{CTRL}$	Débit de rejet depuis l'ouvrage vers les réseaux ou le milieu [ $L.T^{-1}$ ]
$Q_e$	Débit entrant associé à la pluie nette (modèle de transfert) [ $L.T^{-1}$ ]
$Q_{INF}$	Flux d'infiltration simulé dans l'ouvrage [ $L.T^{-1}$ ]
$Q_{MAX}$	Débit de rejet maximum depuis l'ouvrage vers les réseaux ou le milieu [ $L.T^{-1}$ ]
$Q_O$	Débit associé à la surverse de l'ouvrage [ $L.T^{-1}$ ]
$Q_P$	Débit simulé par le sous-modèle de production [ $L.T^{-1}$ ]
$Q_r$	Débit ruisselé (modèle de transfert) [ $L.T^{-1}$ ]
$q(t)$	Débit ruisselé, mesuré ou simulé [ $L.T^{-1}$ ]
$q_e$	Flux d'eau s'appliquant à la surface du sol avant saturation [ $L.T^{-1}$ ]
$q_{in,i-1}$	Flux traversant le front i du modèle MGAR2 [ $L.T^{-1}$ ]
R	Précipitations s'appliquant à la surface de l'ouvrage [ $L.T^{-1}$ ]
$R^2$	Coefficient de détermination (carré du coefficient de corrélation de Pearson)
RECARGA	Modèle du Wisconsin Department of Natural Resources
RNA	Réseau de neurones artificiel
$\rho$	Paramètre du modèle autorégressif AR(1)
$S_i$	Indice de sensibilité du premier ordre
$S_{Ti}$	Indice de sensibilité total
$S_{(T)i,VC-US}$	Indice de sensibilité du premier ordre
$SD_P$	Surface depression (pertes initiales du modèle de production) [L]
SMI	Soil Moisture Index (coefficient modulant l'extraction d'eau depuis le sol)
$SO_4^{2-}$	Ion sulfate
SUDS	Sustainable Urban Drainage Systems
SWMM	Storm Water Management Model (US-EPA)
sinh	Function sinus hyperbolique
$T_{DRY}$	Durée de temps sec précédent un évènement pluvieux [T]
$T_P$	Paramètre de retard du sous-modèle de production [T]
TSS	Total Suspended Solids (voir MES)
$\Theta$	Teneur en eau relative
$\theta$	Teneur en eau
$\theta_{fc}$	Capacité au champs (field capacity)
$\theta_i$	Teneur en eau de la couche i des modèles MGAR et MGAR2
$\theta_r$	Teneur en eau résiduelle
$\theta_s$	Teneur en eau à saturation
$\theta_{wp}$	Point de flétrissement (wilting point)
$\theta_0$	Teneur en eau initiale d'un sol
USDA	United States Department of Agriculture
US-EPA	United States Environmental Protection Agency

V	Variance totale d'un nuage de point ou des sorties d'un modèle
WinSLAMM	Source Loading and Management Model
WSUD	Water Sensitive Urban Drainage
$Y_{ben}$	Série modélisée à partir du modèle « benchmark » pour le critère BE
$Y_{ben}$	Série de référence pour les critères de Nash originaux ou BE
$Y_{ben}$	Série modélisée pour les critères de Nash originaux ou BE
$Z_f$	Epaisseur du front de saturation (modèle de Green-Ampt) [L]
$Z_i$	Profondeur du front i dans le modèle MGAR2 [L]
$Z_{max}$	Limite du domaine modélisé dans le modèle MGAR2 [L]
$z_{MAX}$	Hauteur d'eau réelle maximum dans l'ouvrage [L]
Zn	Zinc
$z_p$	Lame d'eau accumulée au dessus de la surface d'un sol [L]
$1/\alpha$	Paramètre du modèle de Van Genuchten [L]



# Introduction générale

## Contexte

L'urbanisation s'accompagne de modifications importantes du cycle de l'eau dont l'une des manifestations les plus visibles est l'augmentation des volumes de ruissellement générés par temps de pluie. A l'altération du régime hydrologique des bassins versants naturels s'ajoute une contamination des eaux pluviales qui constitue aujourd'hui un facteur majeur de dégradation des milieux aquatiques superficiels.

Face à l'insuffisance des systèmes d'assainissement traditionnels, l'émergence de nouvelles logiques d'aménagement, reposant sur une gestion décentralisée (ou « à la source ») du ruissellement, est au cours des dernières décennies devenue nécessaire. Les réseaux séparatifs, destinés à une évacuation rapide des volumes ruisselés à l'extérieur de la ville, cèdent ainsi progressivement la place à des solutions « alternatives », associées à une gestion plus « durable » des eaux pluviales urbaines et permettant de contrôler à la source les rejets d'eau ou de contaminants vers l'aval. Bien qu'offrant des perspectives pour une meilleure maîtrise des flux de polluants générés par temps de pluie, ces dispositifs demeurent le plus souvent conçus dans un objectif de gestion strictement hydraulique, visant en particulier à éviter une surcharge des réseaux pendant les événements exceptionnels. Néanmoins, l'évolution du contexte réglementaire, accordant une importance croissante à la maîtrise des rejets de polluants vers les milieux récepteurs (notamment à travers la Directive européenne Cadre sur l'Eau DCE/2000/60/CE), et les limites techniques ou financières des solutions classiques de dépollution des eaux pluviales font aujourd'hui de la gestion à la source de la contamination des eaux pluviales urbaines un enjeu important de développement durable.

Les résultats obtenus dans le cadre de travaux antérieurs menés au LEESU (thèse d'Adèle Bressy en 2010) indiquent que les techniques alternatives de gestion des eaux pluviales peuvent donner lieu à une réduction importante des flux de contaminants dirigés vers les réseaux ou les milieux récepteurs en limitant à la source les volumes de ruissellement grâce à l'infiltration ou l'évapotranspiration, en évitant une contamination croisée des eaux pluviales lors de leur transfert dans les réseaux ou en favorisant certains processus de dépollution (tels que la décantation ou l'adsorption). Ces travaux ont par ailleurs permis de mettre en évidence la forte variabilité des concentrations en polluants dans les eaux de ruissellement à l'échelle amont, très dépendantes de la nature des surfaces urbaines, mais demeurant le plus souvent relativement faibles en comparaison de celles mesurées à l'exutoire des réseaux séparatifs à l'aval de grands bassins versants (Bressy, 2010; Zgheib, 2009). Le contrôle à la source du ruissellement apparaît donc particulièrement pertinent puisqu'offrant la possibilité d'une gestion différenciée des surfaces fortement émettrices, nécessitant la mise en œuvre de solutions spécifiques de dépollution, et de celles donnant lieu à des niveaux de contamination plus modérés, contribuant largement à la pollution diffuse car représentant la majorité du volumes ruisselé, pour lesquelles une évacuation locale des eaux pluviales reposant sur l'infiltration ou l'évapotranspiration pourrait être envisagée. L'efficacité de tels dispositifs, largement dépendante de leur conception et de leur comportement vis-à-vis des pluies courantes, demeure cependant variable d'une réalisation à l'autre et n'est à ce jour pas réellement maîtrisée (Bressy, 2010).

Si les processus de dépollution participent bien à l'efficacité des techniques alternatives, la réduction des volumes rejetés vers l'aval, dans des ouvrages perméables et végétalisés, apparaît pour les eaux modérément contaminées comme un élément clé de la maîtrise des flux de polluants (Bressy, 2010). Dans de nombreux pays anglo-saxons, le rétablissement de conditions hydrologiques naturelles en privilégiant un abattement à la source du ruissellement pour les pluies courantes, est d'ores et déjà envisagé comme une solution permettant de limiter efficacement les rejets de contaminants vers les milieux récepteurs (Ahiablame et al., 2012; Fletcher et al., 2013).

En France, bien que l'infiltration soit également encouragée, le dimensionnement des techniques alternatives repose encore fréquemment sur des méthodes exclusivement destinées à se prémunir des événements exceptionnels (typiquement, la pluie décennale) (Petrucci, 2012) et n'intègre donc pas explicitement cet objectif de réduction des volumes ruisselés ou de maîtrise des pluies courantes. Néanmoins, la prise en compte croissante des impacts du rejet d'eaux pluviales sur les milieux superficiels conduit aujourd'hui les Agences de l'Eau et de nombreuses collectivités à s'interroger sur les pratiques actuelles et à envisager la définition de nouvelles règles de gestion.

Peu d'éléments scientifiques permettent cependant d'établir des objectifs hydrologiques pertinents pour la maîtrise des flux. Si les capacités épuratoires des techniques alternatives ont déjà fait l'objet de nombreuses études (Good et al., 2012; Hatt et al., 2009; Scholes et al., 2008a), l'incidence de leur fonctionnement hydrologique pour les pluies courantes demeure en effet mal connue et une étude plus approfondie de ce dernier semble donc nécessaire pour une meilleure gestion de la contamination des eaux pluviales urbaines.

Ce travail de thèse s'inscrit dans le cadre du programme OPUR (Observatoire des Polluants Urbains en Ile de France) associant acteurs scientifiques et opérationnels en Ile-de-France autour de problématiques liées à la production, au transport et à la gestion des polluants dans les eaux pluviales urbaines. La maîtrise à la source de la contamination des eaux pluviales et l'analyse du fonctionnement des ouvrages de gestion constituent un volet important de la 4<sup>ème</sup> phase de ce programme (2012-2018), avec de fortes attentes sur le plan opérationnel.

## **Objectifs de la thèse et structure du manuscrit**

Les principaux objectifs de cette thèse sont :

- D'analyser l'incidence du fonctionnement hydrologique des techniques de gestion à la source des eaux pluviales urbaines sur les flux d'eau et de polluants rejetés vers les réseaux ou les milieux récepteurs
- D'orienter le dimensionnement et la conception des dispositifs de gestion vers des solutions permettant une maîtrise optimale du ruissellement et de la contamination des eaux pluviales urbaines

Ce travail s'articule autour (1) d'une analyse des pratiques actuelles en matière de gestion des eaux pluviales urbaines et de conception des techniques alternatives et (2) du développement d'un outil de modélisation destiné à évaluer l'incidence de différents scénarios de gestion du ruissellement sur les flux d'eau et de contaminants rejetés vers l'aval.

Le contenu du manuscrit s'appuie en grande partie sur des articles, soumis ou publiés dans des revues avec comité de lecture. Ces articles, directement intégrés au corps du mémoire (et non-traduits lorsque rédigés en anglais), sont signalés explicitement dans le texte par une note introductive permettant de les identifier. Une liste des communications réalisées dans le cadre de cette thèse est fournie page 323.



Le manuscrit s'organise en **5 parties** :

**Partie 1. La gestion à la source des eaux pluviales urbaines : Etat de l'art et analyse de pratiques.** Cette première partie est consacrée aux pratiques actuelles en matière de gestion des eaux pluviales urbaines et de conception des techniques alternatives. Après une brève présentation de l'évolution des enjeux liés à la gestion des eaux pluviales, une analyse des différentes stratégies de gestion préconisées en France et à l'étranger est réalisée en s'intéressant notamment à la traduction de l'objectif de maîtrise des flux de contaminants dans les recommandations ou critères de gestion à destination des aménageurs. Afin de préciser la nature des différentes solutions susceptibles d'être mises en œuvre, une étude des pratiques de conception des techniques alternatives, basée sur une synthèse bibliographique et complétée par plusieurs entretiens menés auprès d'acteurs opérationnels, est également présentée. Cette partie s'appuie en partie sur l'article suivant :

**Article 1** - J. Sage; E. Berthier, M-C. Gromaire, (2015) « *Stormwater management criteria for on-site pollution control - A comparative assessment of international practices* ». Environmental Management, n°56 (1), pp. 66-80

**Partie 2. Cadre méthodologique pour la modélisation de la gestion à la source des eaux pluviales urbaines.** Le principal objectif de cette seconde partie est d'exposer le cadre méthodologique retenu pour la modélisation et l'analyse de l'incidence du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives sur les rejets d'eau et de contaminants. Après une synthèse bibliographique des différents modèles susceptibles d'être utilisés pour une telle application, le principe général d'une chaîne de modélisation « surface urbaine + ouvrage », permettant de simuler différents scénarios de gestion du ruissellement en considérant des dynamiques variées de production des flux d'eau et de contaminants, est introduit. Une première version de cet outil, reposant sur un certain nombre de simplifications, est alors appliquée afin d'illustrer l'intérêt de l'approche proposée mais également d'identifier les améliorations pouvant y être apportées. Cette partie s'appuie en partie sur l'article suivant :

**Article 2** - J. Sage, E. Berthier, M-C. Gromaire, (2016) « *Modélisation des stratégies de régulation des débits et d'abattement des volumes ruisselés pour la maîtrise à la source des flux de contaminants* ». Techniques Sciences et Méthodes, Accepté.

**Partie 3. Développement d'une chaîne de modélisation consolidée.** Dans cette troisième partie, deux composantes importantes de la chaîne de modélisation introduite dans la partie précédente, la modélisation de la dynamique d'émission des contaminants au niveau des surfaces urbaines et de l'infiltration dans les ouvrages de gestion, font l'objet d'un approfondissement. Un schéma de modélisation à base physique permettant de reproduire la variabilité temporelle des flux infiltrés et de l'état hydrique du sol dans les ouvrages de gestion est dans un premier temps introduit. La possibilité de simuler les concentrations en polluants dans le ruissellement est ensuite évaluée à partir de données expérimentales en considérant deux contaminants présentant des dynamiques d'émission contrastées (les matières en suspension au niveau d'une chaussée urbaine et le zinc dissous au niveau d'éléments de toiture métalliques). Un modèle générique d'émission est alors proposé pour reproduire les fluctuations des concentrations pour ces deux polluants. Les modèles développés sont dans la suite intégrés à la chaîne de modélisation mise en œuvre pour l'étude des différents modes de gestion du ruissellement. Cette partie s'appuie pour l'essentiel sur les articles suivants :

**Article 3** - J. Sage; E. Berthier, M-C. Gromaire, (2016) « *Implementation of a multi-front infiltration-redistribution scheme for on-site stormwater management practices modelling* ». Soumis.

**Article 4** - J. Sage, C. Bonhomme, S. Al Ali, M-C. Gromaire, (2015) « *Performance assessment of a commonly used "accumulation and wash-off" model from long-term continuous road runoff turbidity measurements* ». Water Research, n° 78, pp. 47-59.

**Article 5** - J. Sage; E. El Oreibi, M. Saad, M-C. Gromaire, (2016) « *Modelling the temporal variability of zinc concentrations in zinc roof runoff – Experimental study and uncertainty analysis* ». Environmental Science and Pollution Research., n°23 (16), pp. 16552-16566

**Article 6** - J. Sage; E. Berthier, C. Bonhomme, M-C. Gromaire, (2016) « *Assessing the effect of uncertainties in pollutant wash-off dynamics in the context of stormwater management modelling – Consequences of the use of an inappropriate error model* ». Journal of Environmental Engineering, Accepté.

**Partie 4. Construction et analyse de sensibilité d'une chaîne de modélisation « de référence ».** Une version consolidée de la chaîne de modélisation « surface urbaine + ouvrage » intégrant les modèles présentés dans la partie précédente est introduite. Une analyse de sensibilité approfondie de cette dernière est alors mise en œuvre afin de préciser l'incidence de sa paramétrisation et d'évaluer l'importance de certaines hypothèses de modélisation. Plus

généralement, cette analyse de sensibilité permet (1) d'étudier le « comportement » de la chaîne de modélisation pour une grande diversité de scénarios de gestion et (2) d'évaluer son intérêt et ses limites pour l'analyse de l'incidence du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives sur les rejets d'eau et de contaminants. Cette partie s'appuie essentiellement sur l'article suivant :

**Article 7** - J. Sage; E. Berthier, M-C. Gromaire, (2016) « *Modelling the efficiency of source control systems for the management of urban runoff – A variance based sensitivity analysis* ». Soumis.

**Partie 5. Vers la production de recommandations pour le dimensionnement des techniques alternatives.** Dans cette dernière partie, une approximation par un méta-modèle (de type réseau de neurones) de la chaîne de modélisation développée dans les parties précédentes est introduite afin d'estimer l'efficacité des techniques alternatives pour une multitude de scénarios de conception tout en rendant compte de la variabilité induite par l'incertitude quant à la valeur de certains paramètres. Les résultats obtenus sont alors fournis sous la forme d'abaques permettant de relier l'efficacité des techniques alternatives à certains paramètres de conception. Une analyse plus détaillée du fonctionnement hydrologique des ouvrages est également réalisée pour quelques scénarios de dimensionnement.

# Partie 1.

## La gestion à la source des eaux pluviales urbaines : Etat de l'art et analyse des pratiques

### 1.1. Introduction

La conséquence la plus directement observable de l'urbanisation est la consommation des espaces naturels (fréquemment désignée comme « l'imperméabilisation ») qui s'accompagne d'importantes modifications du cycle naturel de l'eau, limitant notamment les possibilités d'infiltration et se traduisant par une augmentation des volumes ruisselés par temps de pluie. En milieu urbain, s'ajoute à ces impacts « quantitatifs » une contamination des eaux pluviales liée à la pollution atmosphérique, au lessivage de divers contaminants sur les surfaces urbaines et à l'évacuation des eaux de ruissellement via les réseaux d'assainissement.

Historiquement, si différentes techniques d'assainissement ont dès l'antiquité été développées pour l'évacuation des eaux usées ou l'approvisionnement en eau potable, l'émergence de problématiques spécifiques aux eaux pluviales urbaines se produit assez tardivement et s'explique en grande partie par la difficulté que pose alors une gestion conjointe des eaux usées et du ruissellement (Butler and Davies, 2004; Chocat, 1997a).

Au début du XIXe siècle, en Europe, le développement des réseaux d'eaux usées, via lesquels sont également évacuées les eaux pluviales urbaines, répond pour l'essentiel à des préoccupations « hygiénistes ». Avec l'accroissement démographique durant la révolution industrielle, l'évacuation à ciel ouvert des eaux domestiques devient en effet un véritable problème sanitaire et les nombreuses épidémies conduisent alors les pouvoirs publics à

initier de vastes projets d'assainissement (Cottour, 2008). Au début du XXe siècle, la plupart des grandes villes disposent ainsi d'un réseau unitaire et les approches de « tout-à-l'égout », visant à évacuer rapidement eaux pluviales et domestiques à l'extérieur des agglomérations, se généralisent.

La deuxième moitié du XXe siècle est marquée par un fort accroissement démographique et une accélération de l'urbanisation à la suite de la seconde guerre mondiale. Les infrastructures existantes se révèlent rapidement insuffisantes pour garantir l'évacuation des volumes d'eaux pluviales associés aux nouveaux aménagements et la fréquence des débordements des réseaux conduit à l'émergence de nouvelles stratégies pour la gestion du ruissellement (Chocat, 1997a). Dans le cas des villes nouvelles, les coûts rédhibitoires que supposerait la poursuite des logiques de « tout-à-l'égout » conforte également l'idée qu'une optimisation hydraulique du fonctionnement des réseaux est nécessaire pour en limiter les débordements (Deutsch and Vullierme, 2003). Face aux limites des approches reposant sur une évacuation aussi rapide que possible des volumes ruisselés vers l'aval, le stockage des eaux pluviales dans des bassins de retenue situés en amont des réseaux ou des collecteurs principaux, de manière à atténuer les débits de pointe, est alors préconisé.

Cette période (des années 50 à 70) coïncide par ailleurs avec le développement des systèmes de traitement des eaux usées en aval des réseaux unitaires. Les réseaux séparatifs apparaissent comme une solution pour « soulager » les dispositifs existants des eaux pluviales, en dirigeant directement ces dernières (jusqu'alors considérées comme « propres ») vers le milieu naturel. Dans le cas des réseaux unitaires, des bassins d'orage sont créés en amont des stations d'épuration afin de ne pas compromettre leur fonctionnement par temps de pluie tout en évitant des déversements d'orage vers les eaux de surface (Chouli, 2006). S'il est alors supposé que les ouvrages de stockage donnent bien lieu à une forme de traitement, notamment par décantation, les préoccupations quant à la qualité des rejets ne concernent dans un premier temps que les eaux usées (Chocat, 1997b), et il faut attendre le début des années quatre-vingt pour que l'on commence réellement à s'intéresser à la contamination des eaux pluviales urbaines.

Les années soixante-dix sont marquées par une prise de conscience croissante de la société pour des questions environnementales. Aux Etats-Unis, différents projets de recherche sont ainsi initiés afin de préciser le niveau de contamination des eaux de ruissellement à

l'amont ou à l'exutoire des réseaux séparatifs (Benzie and Courchaine, 1966; Sartor et al., 1974; Weibel et al., 1964). De 1978 à 1983, le Nationwide Urban Runoff Program (US-EPA, 1983), campagne de mesure à grande échelle de l'US-EPA (Agence fédérale de protection de l'environnement), met clairement en évidence la contamination des eaux pluviales urbaines par les matières en suspension (MES), les métaux traces (Cu, Pb, Zn...) ou encore les nutriments (matières phosphorées ou azotées). C'est également à cette époque que sont menées en France les premières études sur la pollution des eaux pluviales et de nombreux autres travaux permettront par la suite de préciser la nature de cette contamination à différentes échelles (Bressy et al., 2012; Desbordes et al., 1980; Gromaire-Mertz et al., 1999; Lamprea, 2009; Percot, 2012; Saget, 1994; Servat, 1987).

Il devient alors communément admis dans les années quatre-vingt-dix que les eaux pluviales urbaines constituent un facteur important de dégradation des milieux aquatiques superficiels (Herricks, 1995; Marsalek, 1990; Novotny and Witte, 1997). La nécessité de limiter les flux de polluants dirigés vers l'environnement conduit dans un premier temps à l'adoption de solutions de gestion à l'aval, reposant sur le traitement des volumes collectés par les réseaux avant leur rejet vers les milieux superficiels (Roy et al., 2008; Sibeud, 2013). Ce type d'approche se révèle cependant rapidement insuffisant, du fait de la capacité souvent limitée des réseaux d'assainissement et de la difficulté à gérer en aval, dans des ouvrages centralisés, des volumes de ruissellement considérables (Barbosa et al., 2012; Mitchell, 2006). Une réflexion s'opère donc autour de l'échelle à laquelle la gestion des eaux pluviales doit être envisagée et les « techniques alternatives » de contrôle à la source (ou à l'amont), initialement développées dans un objectif de maîtrise des débits des eaux pluviales, se sont imposées au cours des dernières années des solutions privilégiées pour limiter non seulement la fréquence des dysfonctionnements des réseaux mais aussi les rejets de polluants vers les milieux récepteurs.

Plus généralement, les vingt dernières années sont marquées par une évolution des représentations de la gestion des eaux pluviales urbaines, avec le basculement d'un référentiel centré sur le réseau vers une vision plus « globale » de l'eau en ville, dont les principes sont formalisés par les notions de gestion « intégrée » ou « durable » des eaux pluviales urbaines (Azzout et al., 1994; CERTU, 2003; Fletcher et al., 2014; Mitchell, 2006; Petrucci, 2012; Pitt and Clark, 2008; Roy et al., 2008).

## 1.2. La gestion intégrée des eaux pluviales urbaines

### 1.2.1. Terminologie et principes

Aujourd'hui, la terminologie adoptée pour désigner les « bonnes » pratiques de gestion des eaux pluviales renvoie largement aux principes de développement durable (Petrucci, 2012). Cette évolution se traduit en France par l'apparition de notions telles que la gestion « durable » ou « intégrée » des eaux pluviales urbaines, dont les enjeux sont supposés ne pas se limiter à la maîtrise des flux d'eau et de polluants vers les réseaux ou les milieux et participer d'une vision plus large des rapports entre aménagement et environnement (cf. Figure 1.1). Dans les pays anglo-saxons, les différents termes employés, tels que le « Low Impact Development » (LID), le « Water Sensitive Urban Design » (WSUD), les « Green-Infrastructures », ou les « Best Management Practices » (BMP), quoique recouvrant parfois des réalités légèrement différentes (Fletcher et al., 2014), désignent finalement des principes très analogues à ceux de cette gestion « intégrée » ou « durable » des eaux pluviales, avec une forte emphase sur l'intégration urbaine et le caractère plurifonctionnel des solutions techniques mises en œuvre. De manière générale, cet élargissement des objectifs associés à la gestion des eaux pluviales urbaines peut être illustré par le graphique suivant :

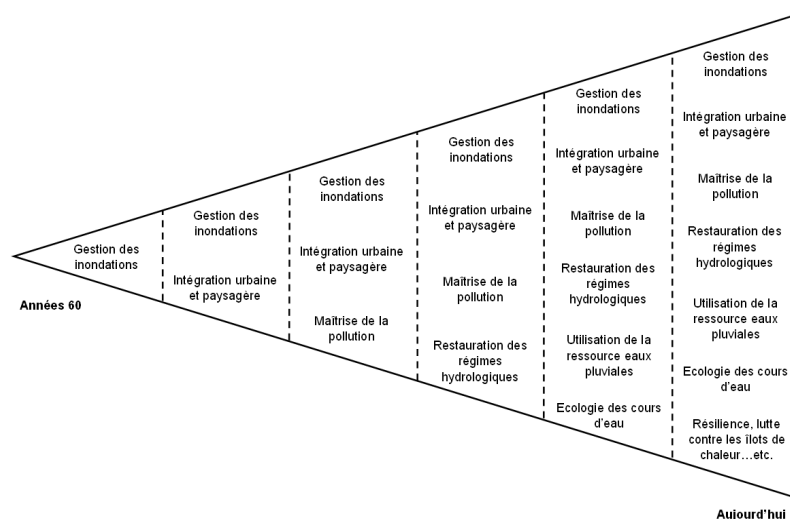


Figure 1.1 – Evolutions des enjeux rattachés à la gestion des eaux pluviales urbaines (d'après Fletcher et al., 2014)

Sur le plan hydrologique, les notions de « durabilité » et « d'intégration » se traduisent essentiellement par les principes de « contrôle à la source » et d'hydrologie « naturelle » ou « pré-développement » (Fletcher et al., 2014; Petrucci, 2012).

L'approche dite d'hydrologie « pré-développement » consiste à identifier les composantes du fonctionnement d'un bassin versant urbanisé susceptibles d'affecter les conditions écologiques ou physiques en aval et de les maintenir aussi proches que possible de leurs conditions « naturelles » (Burns et al., 2012; Fletcher et al., 2013; Mitchell et al., 2003). Le rétablissement du bilan hydrologique entre volumes ruisselés, infiltrés et évapotranspirés est alors envisagé comme une stratégie « multi-objectifs » permettant de maîtriser les rejets de contaminants vers l'aval (en limitant le ruissellement pour les pluies courantes), mais également d'assurer la recharge des nappes phréatiques et le maintien des débits d'étiage ou encore d'atténuer les débits de pointe en aval et l'érosion dans les cours d'eau récepteurs (Ahiablame et al., 2012). Ce principe repose idéalement sur la mise en œuvre d'ouvrages simples, le plus souvent végétalisés, destinés à gérer à l'amont des volumes réduits et modérément contaminés (Ahiablame et al., 2012; Dietz, 2007; Fletcher et al., 2014).

Le « contrôle à la source », comme principe de gestion des eaux pluviales, désigne l'emploi de solutions techniques distribuées sur un bassin versant, visant à maîtriser l'eau de pluie (ou sa contamination) à proximité de l'endroit « où elle tombe », par opposition aux ouvrages centralisés de stockage et de traitement du ruissellement. Ce principe reflète largement le concept d'intégration car supposant un investissement de l'espace urbain par des solutions dont les fonctions n'étaient jusqu'alors pas assurées à l'amont (Petrucci, 2012). Dans une perspective de maîtrise des flux de polluants, ce mode de gestion s'avère particulièrement pertinent car permettant d'adapter les solutions mises en œuvre au niveau de contamination des surfaces urbaines et de limiter les risques de sur-contamination liés au transfert dans les réseaux (Bressy et al., 2012).

Si le contrôle à la source est généralement perçu comme une condition nécessaire au maintien de conditions hydrologiques « pré-développement » (Burns et al., 2012; Fletcher et al., 2013; Rivard et al., 2005), les deux notions ne sont cependant pas indissociables. Ce terme peut ainsi être employé pour désigner des ouvrages de « stockage-restitution » ne contribuant pas systématiquement au rétablissement du bilan hydrologique du bassin versant (Petrucci et al., 2013). On notera par ailleurs qu'outre atlantique cette notion peut également faire référence à des solutions préventives telles que le nettoyage des chaussées ou la sélection de matériaux de construction permettant de limiter les émissions de contaminants par temps de pluie (Fletcher et al., 2014).



Bien que les principes de contrôle à la source et d'hydrologie pré-développement soient généralement associés à une gestion exemplaire (plus « durable » ou « à faible impact ») des eaux pluviales, les pratiques actuelles ne correspondent pas nécessairement à cette vision holistique de l'eau en milieu urbain (Petrucci, 2012; Roy et al., 2008) et se focalisent souvent sur des enjeux spécifiques tels que la maîtrise des débits de pointe ou de la contamination (cf. 1.3). Une grande diversité de solutions peut alors être mise en œuvre, à des échelles variées, suivant les objectifs associés à la gestion des eaux pluviales.

### 1.2.2. Une grande diversité de solutions techniques

La notion de « contrôle à la source » des eaux pluviales urbaines désigne de manière générale la mise en œuvre « à l'amont » (c'est-à-dire à proximité du point où se forme le ruissellement) de solutions, structurelles ou non, destinées à la maîtrise des débits, des volumes ou de la contamination (Fletcher et al., 2014). Etant uniquement définie par opposition aux ouvrages de stockage situés en aval des réseaux d'assainissement, la gestion à la source demeure donc un concept relativement flou et susceptible de couvrir des échelles d'application variées, allant de la surface urbaine (chaussée, toiture...) à des bassins versants de quelques hectares (parcelle, lotissement, quartier...).

En France, les solutions par lesquelles se matérialisent les stratégies de contrôle à la source sont qualifiées de « techniques alternatives » (parfois « de gestion des eaux pluviales ») et correspondent à l'ensemble des pratiques dont le fonctionnement constitue une alternative au tout-réseau (Chocat, 1997b; Petrucci, 2012). Bien que faisant initialement référence à des ouvrages destinés à la maîtrise des débits de pointe, la notion de technique alternative s'apparente aujourd'hui à celles de « Best Management Practices » ou de « Sustainable Urban Drainage Systems » (Fletcher et al., 2014), et peut aussi bien désigner (1) des pratiques non-structurelles visant à limiter la formation du ruissellement (et correspondant donc à un contrôle à la source au sens strict), (2) des solutions de stockage-restitution (assurant ou non le traitement des eaux de ruissellement), ou (3) des ouvrages spécifiquement destinés à l'abattement des volumes ruisselés.

Les principales caractéristiques de ces trois catégories de solutions sont présentées dans la suite. Les critères de dimensionnement et les règles de conception des pratiques structurelles seront abordés de façon plus détaillée en 1.3 et 1.4.

### ***1.2.2.1. Les pratiques non-structurelles***

Si dans son acception usuelle le terme « technique alternative » revêt le sens d'ouvrage de gestion (Petrucci, 2012), celui-ci pourrait aisément être élargi à des pratiques d'aménagement visant à limiter la formation du ruissellement. Dans les pays anglo-saxons, les pratiques non-structurelles, qui font partie intégrante des concepts de BMP, WSUD ou LID, peuvent à la fois correspondre à des actions de prévention (éducation, nettoyage des surfaces urbaines...) ou à des modes d'aménagement permettant de préserver autant que possible des conditions hydrologiques « naturelles » ou « pré-développement » (Fletcher et al., 2014; Thevenot, 2006).

Envisagées comme mode d'aménagement « à moindre impact », les pratiques non-structurelles traduisent directement le principe de LID et s'appuient principalement sur la réduction de l'emprise des surfaces artificielles (notamment des voiries), la préservation du réseau hydrographique naturel pour ne pas aggraver les écoulements ou encore la déconnexion de certaines surfaces « imperméables » vers des espaces végétalisés ne constituant pas des ouvrages à part entière (AMEC and CWP, 2001; CS-SPU, 2016; MDE, 2010; PWD, 2011). Dans la suite, ce type de solution ne sera pas approfondi, cette étude se limitant à l'analyse du fonctionnement des ouvrages (ou pratiques structurelles) de gestion des eaux pluviales.

### ***1.2.2.2. Les ouvrages de stockage-restitution***

Les solutions de « stockage-restitution » désignent ici des techniques alternatives dont le fonctionnement hydrologique attendu (vis-à-vis de l'ensemble des événements pluvieux) consiste en l'interception d'une partie ou de la totalité des volumes ruisselés suivie d'une restitution totale ou partielle vers le réseau ou le milieu récepteur. En pratique, la mise en œuvre de tels ouvrages peut correspondre à un objectif de réduction des débits de pointe, de dépollution ou de maîtrise conjointe des flux de polluants et des débits ruisselés. Ici, les solutions de « stockage-restitution » s'opposent aux ouvrages d'abattement des volumes pour lesquels l'essentiel des volumes capturés seraient infiltrés ou évapotranspirés.

La maîtrise des débits de pointe impose uniquement que l'ouvrage dispose d'une capacité de stockage suffisante pour assurer une rétention temporaire des volumes ruisselés avant leur restitution à débit limité vers l'aval, ce qui donne lieu à de multiples possibilités en

matière de conception (cf. 1.4). Le stockage peut alors dans certains cas s'accompagner de pertes par infiltration ou évaporation. La rétention étant susceptible de favoriser des processus de dépollution tels que l'adsorption ou la décantation (cf. 1.2.3), bon nombre de ces ouvrages de « stockage-restitution » sont également considérés comme compatibles avec l'objectif de maîtrise des flux (en pratique, certains modes de conception donnant lieu à une plus grande capacité épuratoire peuvent alors être privilégiés, cf. 1.4). Enfin, si le stockage garantit systématiquement une forme de contrôle hydrologique, certaines de ces techniques de « stockage-restitution », telles que les ouvrages de bioretention, sont en premier lieu destinées à assurer le traitement des volumes ruisselés pour les pluies courantes (Davis et al., 2009).

Les solutions spécifiques de « dépollution » n'assurant aucun contrôle hydrologique du ruissellement, tels que les séparateurs d'hydrocarbures, les décanteurs ou les filtres (à sable ou à charbon actif) constituent un cas particulier. A moins que des surfaces fortement contaminées ne soient considérées, ces techniques s'avèrent peu adaptées au contrôle à la source (AESN, 2013) et viennent le plus souvent compléter des ouvrages existants comme solutions de prétraitement. Ces dernières ne seront donc pas envisagées en tant que « techniques alternatives » dans la suite.

### ***1.2.2.3. Les ouvrages d'abattement des volumes***

Les ouvrages d'abattement des volumes correspondent ici aux techniques alternatives dont la conception répond spécifiquement à un objectif d'abattement des pluies courantes ou de maintien de conditions hydrologiques « pré-développement ». En pratique, la distinction entre solution « d'abattement des volumes » et technique de « stockage-restitution » n'est pas toujours nette puisque (1) l'objectif de maîtrise des débits de pointe peut imposer aux techniques « d'abattement des volumes » fonctionnement de type « stockage-restitution » vis-à-vis des pluies rares et que (2) les ouvrages de « stockage-restitution » sont susceptibles de donner lieu à un abattement des pluies courantes sans pour autant qu'il s'agisse de leur fonction première (Bressy et al., 2014).

La principale différence entre ces deux catégories réside donc dans le fait que, pour les techniques d'abattement, l'infiltration et l'évapotranspiration (dans une moindre mesure) sont envisagées comme les principaux modes de vidange de l'ouvrage lors des pluies courantes.

### 1.2.3. Intérêt des techniques alternatives pour la maîtrise des flux : état des connaissances

L'intérêt des techniques alternatives pour la maîtrise des flux de contaminants réside à la fois dans leur capacité épuratoire et leur aptitude à limiter les volumes d'eau rejetés vers le réseau ou les milieux récepteurs. Dans la suite la notion de capacité (ou performance) épuratoire est assimilée au rapport entre concentrations moyennes en entrée et en sortie d'ouvrage, pour un évènement donné.

Les techniques alternatives peuvent être le lieu de différents processus, dont certains tels que la décantation, la filtration ou l'adsorption sont susceptibles de contribuer de manière significative à leur efficacité pour la maîtrise des flux de polluants (Davis et al., 2009; Scholes et al., 2008a; Vezaro et al., 2012a). Si les phénomènes de dégradation ou de phytoremédiation pourraient se révéler importants vis-à-vis du devenir des contaminants accumulés dans les ouvrages de gestion (Rycewicz-Borecki et al., 2016), leur incidence sur la capacité épuratoire des techniques alternatives est encore mal connue et demeure vraisemblablement limitée (Bressy, 2010; Read et al., 2008; Scholes et al., 2008b).

L'efficacité des différents processus de dépollution est largement dépendante de la nature des contaminants et en particulier de leur spéciation. Ainsi, décantation et filtration ne s'appliquent qu'aux polluants présents sous forme particulaire tandis que l'adsorption constitue le principal mécanisme de rétention des espèces dissoutes. Si la contamination des eaux de ruissellement a longtemps été considérée comme essentiellement particulaire, il est aujourd'hui avéré qu'à l'amont, de nombreux micropolluants sont également présents sous forme dissoute (Bressy et al., 2012) ce qui limite a priori la pertinence des solutions dont l'efficacité repose principalement sur les processus de filtration ou de décantation (Scholes et al., 2008a). Bien que les ouvrages donnant lieu à une filtration des volumes capturés à travers un milieu s'apparentant au sol (systèmes de biofiltration, toitures végétalisées...) garantissent en principe une meilleure rétention des polluants dissous, leur capacité épuratoire reste toutefois très dépendante de la nature des contaminants considérés et des substrats employés (Davis et al., 2009; Good et al., 2012; Gülbaz et al., 2015; Zhang et al., 2014). Différentes études suggèrent par ailleurs que ce type de solution pourrait donner lieu à un relargage de matière azotée ou phosphorée (Barrett et al., 2013; Czemieli Berndtsson, 2010; Hatt et al., 2008).

A l'échelle amont, si la capacité épuratoire des techniques alternatives, s'avère souvent variable (CWP, 2007) sinon limitée, l'abattement des volumes ruisselés peut en revanche largement contribuer à la réduction des flux de contaminants, y compris dans le cas de solutions de type « stockage-restitution » (Bressy et al., 2014; Dietz and Clausen, 2005; Seidl et al., 2013). Cette capacité épuratoire étant par ailleurs dépendante des concentrations dans le ruissellement (Barrett, 2005; Larm and Hallberg, 2008), l'abattement volumique pourrait souvent se révéler prépondérant à l'amont où les niveaux de contaminations demeurent plutôt modérés (Bressy et al., 2012). Enfin, outre la réduction des masses de polluants à laquelle il donne lieu dans l'ouvrage, l'abattement des volumes ruisselés contribue également à la maîtrise des flux de polluants en évitant une contamination croisée des volumes rejetés lors du transfert dans les réseaux (Bressy et al., 2012).

### 1.3. Les critères de gestion à l'amont des eaux pluviales urbaines

Avec l'évolution des enjeux liés à la gestion des eaux pluviales urbaines, la mise en œuvre des techniques alternatives, initialement développées dans un objectif de maîtrise des débits ruisselés, s'est largement généralisée pour limiter la fréquence des dysfonctionnements des réseaux mais aussi les rejets de polluants vers les milieux récepteurs. Comme évoqué précédemment, si ces ouvrages offrent bien des perspectives pour la maîtrise des flux de contaminants, leur efficacité pourrait être en grande partie expliquée par l'abattement volumique auquel elles donnent lieu.

Bien que la nécessité de réduire l'impact du ruissellement sur le milieu récepteur soit aujourd'hui fréquemment mise en avant par les pouvoirs publics, il existe une grande diversité dans les critères de gestion des eaux pluviales urbaines dont la pertinence est rarement discutée. L'objectif de cette section 1.3 est donc de comparer, sur la base d'une analyse à l'international de documents réglementaires, techniques et scientifiques, les différents critères de gestion pouvant être fournis ou imposés aux aménageurs pour une maîtrise à la source des eaux pluviales urbaines et des flux de polluants associés. Les paragraphes qui suivent correspondent à l'article « *Stormwater management criteria for on-site pollution control – A comparative assessment of international practices* » (2015, *Environmental Management*, 55, 66-80) (non-traduit). Après une brève analyse du contexte institutionnel dans lequel s'inscrit la construction des réglementations ou des

recommandations pour la gestion des eaux pluviales, quatre catégories de critères de gestion du ruissellement sont identifiés et leur pertinence est analysée, en considérant d'une part la manière dont ils traduisent l'objectif de maîtrise des flux de contaminants et, de l'autre, leurs éventuelles implications en termes de sélection et conception des techniques alternatives.

#### 1.3.1. Introduction

While urban runoff used to be merely directed to surface water bodies through combined and separated sewer networks, it is today recognized as a major source of surface water impairment. Since the early eighties, several studies indeed evidenced that urban runoff and combined sewer overflows (CSO) were responsible for surface water quality and biodiversity deterioration (Herricks, 1995; Marsalek, 1990; Saget, 1994; US-EPA, 1983). Stormwater management therefore substantially evolved over the last decades. Efforts for mitigation of urban runoff and associated pollutants initially led to the adoption of “end of pipe” strategies, based on the treatment of stormwater collected by sewer networks, prior to its release to the environment (Roy et al., 2008). These conventional approaches however proved to be insufficient due to the limited capacity of drainage systems (often overwhelmed in older cities) and because the adoption of end of pipe treatment facilities would require handling huge runoff volumes (Mitchell, 2006). Innovative approaches, referred to as Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS), Green-Infrastructures or Low Impact Development (LID), advocating for management of runoff as close to its source as possible in small decentralized best management practices (e.g. rain gardens, bioswales or micro-detention facilities) to preserve natural hydrologic balance and minimize pollutant discharge, have hence gained a lot of popularity among practitioners and public authorities (Ahiablame et al., 2012; Fletcher et al., 2014).

While initially focused on flood mitigation, a broader range of benefits is today expected from stormwater management and LID (Fletcher et al., 2014). Indeed, distributed stormwater control not only reduces peak-flow and volumes so they match drainage systems capacities (Andoh and Declerck, 1997), but also provides a cost effective solution (Qiu, 2013; Taylor and Fletcher, 2007) for water quality improvement through management of nonpoint runoff pollution associated with frequent rain events and moderate contamination levels. Small integrated best management practices (BMPs), such

as bio-filtration, are usually promoted because they have been not only shown to efficiently retain runoff (temporarily or not), but also to remove noticeable amounts of stormwater pollutants (Gallo et al., 2012; Hatt et al., 2009). In some cases, stormwater facilities that were not specifically designed for pollution control, but allow for temporary retention of runoff volume and infiltration, were shown to have a significant impact on pollutant loads (Bressy et al., 2014). BMPs' efficiency for pollution control however largely lies in their hydrologic performance. Recent studies indeed indicate that pollutant load reduction mostly tallies with runoff volume reduction, although specific treatment processes (e.g. settling, adsorption...) may also retain contaminants (Davis et al., 2009; Trowsdale and Simcock, 2011).

While public authorities emphasize the need to minimize the impacts of stormwater discharge, management criteria given for on-site runoff control significantly differ from one country to another, and the relevance of these criteria is seldom questioned. This article, based on an extensive literature analysis of international practices therefore aims to compare these criteria. After a brief discussion on the importance of institutional and regulatory framework, four categories of stormwater management criteria identified from grey literature (national or regional guidelines, engineering standards, rules or local ordinances) will be presented.

The relevance of these criteria for on site pollution control will be examined, considering (1) the rationale for their definition, (2) how well they reflect the pollution control objective, and (3) discussing whether compliance to these criteria is always likely to provide the expected outcomes. Finally, this study will investigate to what extent management criteria may influence BMP selection and design. More specifically, concerns will be raised about the possible impediments to LID and innovative practices adoption.

### 1.3.2. Institutional framework

Stormwater management governance is usually described as an increasingly cross-organizational and inter-disciplinary process generally involving multiple entities, that does not solely result from legal or normative framework (Brown, 2005; Porse, 2013; Roy et al., 2008). It has thus to be acknowledged that the influence of "management and design criteria" is only one (mostly technical) aspect of a much wider issue.

At a local scale, stormwater management implementation often results from various rules or engineering standards delivered by public authorities at different institutional levels. “Criteria”, as referred to in this article, thus simply consists of numerical targets or management principles given to practitioners for on-site stormwater control, which may not systematically be regulatory and can be found as prescriptions or recommendations. In the US, States have often been delegated the authority to regulate stormwater management through NPDES (National Pollutant Discharge Elimination System) permits issuance. Management criteria may hence either result from States’ rules and guidelines or local codes or ordinance set by counties or municipalities (NRC, 2009). Likewise, French stormwater management policies depend on various national or regional guidance documents or planning tools, master plans covering smaller territories, and eventually local rules adopted by municipalities (GRAIE, 2009). Although stormwater regulation is generally complex and criteria may originate from various entities, two main institutional levels were identified here, namely local authorities and relatively centralized regional or national bodies or agencies.

Prevention of surface water pollution typically pertains to somewhat general objectives identified in most national or regional guidance documents. In most countries, national or regional agencies therefore produce management or design standards afterwards adopted by local communities (e.g. city councils) to regulate stormwater discharge to sewer systems. In the US and Canada local codes (that primarily regulate stormwater discharge) often directly refer to guidelines originating from regional agencies and must comply with federal (US) or provincial (Canada) requirements (BC-MWLAP, 2002; CH2MILL, 2002; PDEP, 2006; PWD, 2011). Similarly, in Germany, Switzerland, Sweden or United Kingdom, management criteria may also be found in guidance documents produced at national level by collaborative groups including both water industry and national agencies (Chouli, 2006; CIRIA, 2007; DWA, 2007). Direct discharges to the environment may even require, like in France or in the US, approval of federal or state agencies which is also indicative of their involvement in stormwater management policies implementation (DDT-03, 2011; NRC, 2009; US-EPA, 2004a). Water quality management criteria or guidelines therefore often originate from centralized regional or national agencies. It should however be acknowledged that describing stormwater regulation for water quality as a strictly “top-down” process (e.g. from government and regional entities to local communities) may not always be accurate. Some pioneer communities may actually develop their own guidance



and management or design criteria, going beyond national standards, like in Maryland where aquatic habitat restoration in the Anacostia river became a key driver for the adoption of innovative and more stringent local stormwater regulations (ARWRP, 2010).

On the other hand, although management criteria intended to prevent flooding (e.g. quantity control criteria) or downstream erosion may be encountered in most national or regional guidelines, discharges to sewer systems are often regulated on the basis of criteria emanating from local communities (or sewer networks operators). In the perspective of pollution control, these are therefore mostly subsidiary criteria usually assumed to ensure water quality improvement through combined sewers overflow (CSO) prevention. Philadelphia Stormwater Management Guidance Manual' (PWD, 2011) is for example very similar to "Pennsylvania Stormwater Best Management Practices Manual" (PDEP, 2006) but additionally requires 17 l/s/ha flow rate control for discharge to city's combined sewers (PWD, 2011). Similarly, "Metro Vancouver Source Control Design Guidelines" (GV-SDD, 2012) are based on British Columbia's Guidebook (BC-MWLAP, 2002), but additionally requires discharge rate to city's drainage network not to exceed 0.25 l/s/ha. There are however exceptions to this rule; in the UK, national guidelines indicate that discharges to both the environment and sewer systems should not exceed 2 l/s/ha (DEFRA, 2011).

From French experience, such local "drainage systems-based" criteria may outshine regional or national water quality guidelines, either because assumed to be suitable for pollution control, or because local codes that apply to developers are not totally consistent with national standards given to drainage network operators. Indeed, although recent national or regional guidelines stress the importance of on-site pollution control (AESN, 2013; CERTU, 2003), flow-rate limitations often remain, in France, the only discharge criteria given to developers by local communities (Petrucci et al., 2013) and treatment devices are usually only required for highly polluted urban areas (e.g. car-parks or fuel transfer stations). Similar situations could be reported elsewhere in Europe or Northern America. In the US, centralized conveyance to detention facilities (which are assumed to provide some pollutant removal) remained the preferred approach in many US communities (Roy et al., 2008) which focus on flow-rate control rather than water quality (Rittenhouse et al., 2006). Likewise, in Canada, Australia, Spain or Sweden, several Stormwater Master Plans or municipal guidelines were found to be mostly focused on

quantity rather than quality issues (AE, 2012; ISLE, 2009; Matschoss-Falck, 2013; Momparler and Andrés-Doménech, 2007; RCC, 2011). Although these documents generally mention regional water quality objectives and encourage on-site runoff and pollutant control, maximum allowable flow-rate or detention requirements (e.g. quantity control) often remains the only criteria for stormwater facilities sizing.

Fragmentation of responsibilities, as identified by Roy et al (2008), and more generally institutional framework can probably explain the lack of coordination or coherence between regional and local efforts for pollution control. Water quality governance has indeed traditionally consisted in a vertical approach to decision-making with local communities being “top-down recipient of State policies”, hindering their involvement in the implementation of non-traditional stormwater controls (Brown, 2005), and may thus contribute to the persistence of inappropriate management criteria. This resistance to change might also originate from perceived risk associated with adoption of holistic management strategies (Olorunkiya et al., 2012). In France, sewer systems operators rarely give developers specific criteria to prevent pollutants from entering drainage systems because they probably remain more receptive to quantity control issues like urban flooding, rather than surface water pollution (Aires and Cavailles, 2009; Martin et al., 2007; Petrucci et al., 2013) even if they are liable for environmental damage. More generally, the lack of institutional capacity and technical expertise are significant impediment to the adoption of innovative approaches at the local scale (Porse, 2013; Roy et al., 2008). One could therefore argue that these local criteria may sometimes be erroneously perceived as suitable for pollution control by practitioners, by requiring the use of stormwater BMP (this point is discussed in section 1.3.3.1).

### **1.3.3. Identification of different criteria for on-site pollution control**

#### ***1.3.3.1. Flow-rate limitations***

Peak-flow control is perhaps the most common approach to conventional stormwater management, and generally aims at preventing urban floods or combined sewer overflows during infrequent storms. In Europe and North America, allowable flow-rates are usually justified by (1) drainage network capacity, (2) preservation of downstream “pre-development runoff rate” or (3) maintenance of peak-flow rates in the receiving stream below pre-construction levels to prevent flood and stream channel erosion (Balascio and

Lucas, 2009; Brown et al., 2010; Vuathier et al., 2004). While generally not accepted as a water quality criterion, it often remains the only numerical target given to developers for on-site stormwater management. The following interpretations may then be put forward to explain this omission of water quality criteria: there seems to be a common belief that (1) pollution control is generally unnecessary unless runoff originates from highly contaminated surfaces (e.g. trafficked roads, metal roofs, gas station...) and (2) that peak-flow control can be a suitable solution for water quality management.

Several local ordinances (France), guidelines (Canada) or planning documents (Denmark) were found to require specific treatment solutions for car parks, trafficked roads or storage areas in addition to flow-rate limitation (CAA, 2010; KWL, 2012; NM, 2003), suggesting that peak-flow control (which generally does not aim at reducing pollutant discharge) would be “suitable” for other urban surfaces. Bressy et al (2011) however demonstrated that micro-pollutant concentrations in runoff could remain significant at an individual lot scale because of pollutant wash-off from building materials or atmospheric deposition. Despite low to moderate contamination levels, such surfaces thus contribute to non-point source pollution of surface waters. Furthermore, even if such runoff was “clean”, it should be outlined that simple peak flow control prior to discharge into sewer systems would probably not make much sense for on-site pollution control given the high cross contamination potential during transport in sewer networks (Bressy et al., 2012).

Claiming that peak-flow control does not provide any pollutant reduction would however be inaccurate as delaying runoff requires temporary storage and usually allows for some infiltration or evapotranspiration. Detention may additionally promote specific processes such as particle settling or adsorption of dissolved contaminants. As a consequence, many local ordinances or guidance documents today encourage the implementation of green infrastructures to provide volume or pollution control when a flow-rate criterion is adopted (HCC, 2014; Lehoucq et al., 2013; LSL, 2009). Similarly, the criterion itself may be envisaged as an instrument to promote more sustainable stormwater management approaches: as outlined by Petrucci (2012) various benefits are thus expected from the most stringent flow-rate limitations (e.g. 1 l/s/ha). Examples from France and Sweden indicate that flow-rate limitations can be intended to reduce runoff volumes entering sewer networks, as an alternative to total infiltration or evaporation (Lehoucq et al., 2013; LSL, 2009). Similarly, flow-rate limitation might be considered as relevant for pollution control

(DDT-36, 2013; LSL, 2009; MISEN-PL, 2008). Results from Bressy et al. (2014) however evidence that, although on-site solutions designed for peak-flow mitigation could achieve significant reduction of both runoff volumes and pollutant loads, their efficiency yet remained variable. Besides, the finding that flow-rate control could actually extend the duration of erosive flows cast doubt on their viability as pollution control strategy (Emerson et al., 2005; Petrucci et al., 2013; Tillinghast et al., 2011). Development and adoption of other management criteria, directly targeting pollution control or volume reduction, would therefore probably be advisable wherever stormwater management remains only based on peak flow reduction.

### 1.3.3.2. Volume based approaches

#### a. “Water quality volume” criteria

Definition of a “water quality volume” is probably the most common approach for pollution control. This criterion is widely adopted in Northern America (US and Canada), but also in New Zealand, England (see table 2.) or South Africa (Armitage et al., 2012).

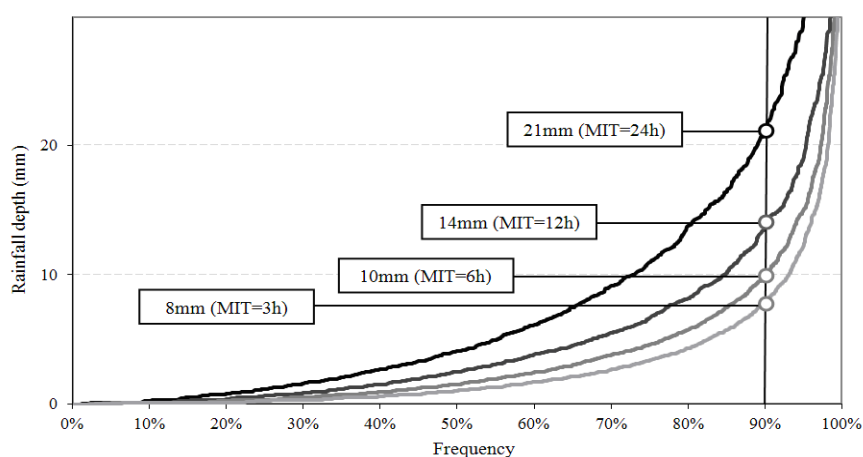
Country/Community	Volume targets	Details
<b>US</b>		
Georgia (AMEC and CWP, 2001)	31 mm	Storage volume = corresponding runoff depth
Maryland (MDE, 2009)	23 to 25 mm	Storage volume = corresponding runoff depth
New-Jersey (NJDEP, 2009)	32 mm	Design storm approach
<b>Canada</b>		
Québec (MDDEP, 2012)	25 mm	Design storm approach
Alberta (AEP, 1999)	25 mm	Storage volume = corresponding runoff depth
<b>England</b>		
National guidelines (CIRIA, 2007)	10 to 15 mm	Storage volume (stormwater ponds only)
<b>New Zealand</b>		
National guidelines (NZWERF, 2004)	15 to 43 mm	Storage volume or Design storm approach
Auckland Region (ARC, 2003)	25 mm	Storage volume or Design storm approach
Christchurch City (CCC, 2003)	25 mm	Storage volume = corresponding runoff depth
<b>Netherlands</b>		
Bloemendaal (GB, 2007)	7 mm	Storage volume (expressed as runoff depth)
Aa and Maas (WAM, 2011)	2 to 9 mm	Storage volume (expressed as runoff depth)

*Tableau 1.1 – Illustration of “water quality volume” criteria for various communities - Volume targets are expressed as rainfall depth unless specified.*

Contrary to peak-flow control strategies, such a criterion directly aims at reducing surface water impairment through detention and treatment of a given volume. Although water quality volume definition may vary from a country to another, it generally encompasses the following objectives (as summarized in British guidelines); “Capture and treat the runoff

from frequent small events and [...] a proportion of the initial runoff [...] from larger and rarer events” (CIRIA, 2007). As detailed in table 2., this criterion is often supposed to enable capture and treatment of 80 to 90% of annual runoff volumes (ARC, 2010; MDDEP, 2012; MDE, 2009) and is usually expressed as a rainfall depth, either associated with a design storm (for which runoff shall be treated), or simply representing a storage volume (corresponding runoff depth is then computed from rational or “curve number” methods). Few details are however given about the rationale underlying the determination of the amount of water to be captured and volume targets value may thus differ significantly from a community to another (cf. table 2.).

The water quality volume is generally established from the analysis of long-term rainfall records (although design storm approaches may as well be adopted). Many authorities such as Auckland Regional Council or Iowa Department of Natural Resources (ARC, 2010; IDNR, 2003; MDDEP, 2012) thus indicate that water quality volume can be computed by identifying a rainfall depth that include up to 80 or 90% of monitored events. In this case, captured volume is however not necessarily equal to 80 to 90% of annual runoff volumes (as depending on rainfall distribution). This statistical analysis proves to lead to very different values depending on rainfall event definition. As shown in Figure 1.2, using a 15 year long rainfall record (5-min time-step) from Paris urban area with different Minimum Inter-event Times (MIT) between non-zero precipitation records resulted in water quality volumes ranging from 8mm for a 3h MIT to 21mm for a 24h MIT (cf. Figure 1.2).



*Figure 1.2 – Calculated volume targets depending on rain event definition (MIT = Minimum Intra-event Time) for a 15 year rainfall record from Paris urban area using Auckland Regional Council procedure (ARC, 2010)*

More generally, guidance documents analysis indicates that water quality volume is often understood as a storage volume (cf. table 2.). The runoff volume intercepted during a given rain event may therefore strongly depend on antecedent weather conditions (Hatt et al., 2009), stormwater facility design and drawdown requirements. Determining the amount of water captured in a stormwater facility over a year would thus probably require continuous modeling.

Another issue may be that while infiltration, evapotranspiration or re-use are supposedly the preferred approaches to manage the water quality volume (AMEC and CWP, 2001; MPCA, 2005), treatment and release (e.g. without significant volume reduction) may also be accepted. In the US, although several states explicitly require a fraction of the water quality volume to be infiltrated, harvested or evapotranspired (MDEQ, 2010; PDEP, 2006), others simply specify that this volume should be “managed” or “treated” on-site (AMEC and CWP, 2001; MPCA, 2005). Without volume reduction requirements, the water quality volume approach implicitly suggests that treatment of captured runoff will necessarily result in an “acceptable” pollutant load reduction, regardless of BMP type and pollutant wash-off dynamics. Indeed, in Minnesota or Michigan an 80 to 90% load reduction of total suspended solids (TSS) is expected when meeting this volume criterion (MDEQ, 1999; MPCA, 2005), as long as design requirements are respected. BMPs treatment performance has however been shown to vary significantly from a facility to another (CWP, 2007) and the efficiency of treatment processes (such as settling, adsorption or filtration) in fact depend on pollutant and runoff characteristics. Particle size distribution can for instance noticeably affect the pollutant removal performance of detention ponds (Weiss et al., 2013). Expecting a level of performance from a BMP regardless of its design and site characteristics is thus probably inappropriate. Moreover, water quality volume criteria are often completed by drawdown requirements to provide (1) sufficient residence time for sediment to settle out and (2) sufficient capacity for the next event. As water residence times are generally expected not to exceed 24h to 72h hours, large outflow rates may be needed to empty stormwater facilities when high rainfall volumes are captured, which may impede their efficiency for smaller rain events.

Finally, while specific “de-pollution” processes (e.g. filtration, adsorption...) in BMPs can be significant for a highly polluted runoff, stormwater, treatment may not always be relevant for on-site management on residential watersheds where concentrations in runoff

often remain relatively moderate. Recent studies indicate that (1) the concentration decrease at the outlet of LID practices often depends on the concentration at the inlet (Barrett, 2005; Larm and Hallberg, 2008) and that load reduction does not always result from this concentration decrease (associated with treatment or “de-pollution” processes) but more systematically tallies with runoff volume reduction (Bressy et al., 2014; Davis, 2007; Hunt et al., 2008; Trowsdale and Simcock, 2011). One could therefore argue that a diffuse pollution mitigation criterion would probably better be expressed as runoff volume reduction targets rather than a “water quality volume” (to be treated).

Water quality volume requirements alone therefore do not necessarily guarantee a particular level of pollutant reduction, but they do provide at least some water quality benefits over requirements based solely on managing flow-rates. Such policies’ outcome probably depends on the guidance given to developers for BMP selection and conception which may promote volume reduction over “treatment and release” strategies. Besides, it should be acknowledged that “treatment and release” presumably remain consistent for more contaminated areas.

### **b. Volume reduction strategies**

“Volume reduction” or “permanent interception” implies that volumes captured in a facility will not later be discharged to sewer networks or surface waters. Although volume reduction is often specified as the best approach for stormwater management, “volume reduction criteria” do not systematically aim at providing pollution control and often address other environmental issues. In France, infiltration or “zero discharge” (total infiltration) regulations adopted by some sewer networks operators are essentially intended to prevent floods and CSO (HBCA, 2010; SyAGE, 2013), although national and regional agencies guidance documents indicate that infiltration should generally be preferred for on-site pollution control (CERTU, 2011; DRIEE, 2012). Likewise, some states in the US require a fraction of the water quality volume to be infiltrated to maintain pre-development groundwater recharge and to preserve water table elevation, but this strategy is not systematically associated with pollution control (NJDEP, 2009; VANR, 2002). Conversely, in Oregon, New-York State or British Columbia in Canada runoff volume reduction pertains to both stormwater quantity and quality management. Chilliwack policy and design criteria manual states that “reducing volume at the source – where the rain falls – is the key to protecting [...] water quality” (CH2MILL, 2002). Likewise, it can be found in Portland

Stormwater Management Manual that “infiltrating stormwater on site [...] is a multi-objective strategy that provides a number of benefits including [...] pollution reduction [...]” (PBES, 2008).

“Volume reduction” strategies probably provide less variable pollution control and could presumably be preferred over treatment criteria (e.g. “water quality volume”), as pollutant loads corresponding to infiltrated or evaporated volumes are entirely mitigated while additional pollution control may be obtained from treatment processes like filtration, adsorption or sedimentation. As for water quality volume criteria, the amount of water to be captured nevertheless significantly differs from a community to another (cf. table 2), and definition of performance targets, when justified, only relies on simple statistical rainfall analysis, similar to that described in 1.3.3.2.a (BC-MWLAP, 2002) or estimation of predevelopment infiltration volumes. Indeed, although British-Columbia guidelines indicate that such analysis is sufficient for setting performance targets (and continuous modeling is thus not always needed) (BC-MWLAP, 2002), definition of an optimal “volume reduction” criterion for pollution control is arguably complex, as pollutant loads and runoff volume abatements may not be equal (because of temporal variability of concentrations in runoff). Furthermore, volume reduction criteria are either accepted as daily performance targets or management objectives for a design storm (cf. table 3.); determination of corresponding storage volume is hence not straightforward and proper BMP design presumably requires providing sufficient guidance to practitioners to ensure that volume reduction objectives are met.

Country/Community	Volume targets	Details
<b>US</b>		
Iowa (IDNR, 2003)	2 to 25 mm	Depending on soil characteristics
Vermont (VANR, 2002)	0 to 10 mm	Depending on soil characteristics
Montana (MDEQ, 2010)	12.5 mm	Design storm approach
New York (NYDEC, 2015)	20 to 31 mm	90 <sup>th</sup> percentile storm
Portland (PBES, 2008)	Up to 86 mm	Design storm approach
<b>Canada</b>		
British-Columbia (BC-MWLAP, 2002)	Up to 30 mm	Daily volume reduction capacity
<b>France</b>		
Paris (Nezeys, 2013)	4 to 16 mm	Daily volume reduction capacity
Yerre Catchment (SyAGE, 2013)	“Zero discharge”	Daily volume reduction capacity

*Tableau 1.2 – Illustration of “volume reduction” criteria for various communities - Volume targets are expressed as rainfall depth unless specified*



Eventually, special attention should presumably be paid to the terms used for the definition of such management criteria. “Infiltration” may indeed either refer to temporary storage in upper soil layers prior to evapotranspiration or to water percolation down to aquifers. “Volume reduction” or “permanent interception” should therefore probably be preferred over “infiltration” since massive infiltration may not always be desired in highly pervious soils (which are more vulnerable to groundwater contamination), neither possible for low permeability substrates (which may however store non-negligible amounts of water and result in runoff volume reduction through evapotranspiration).

### ***1.3.3.3. Non-hydrologic criteria***

#### **a. Concentration thresholds**

Concentration thresholds in runoff or surface waters may sometimes be given for specific purposes, like direct discharge to surface waters regulation. In Europe, Environmental Quality Standards (immission standards) have been adopted under the Water Framework Directive 2000/60/EC for various contaminants. Nonetheless, assessing the impact of a stormwater management option on receiving water is generally complex and uncertain. As a consequence, regulations are often based on “emission criteria” which are much easier to handle, and may be adapted to the ecological status of receiving waters (Engelhard and Rauch, 2008).

Maximum effluent concentrations are typically emission control criteria. However, like environmental quality standards, they usually remain mostly informative as no simple methodology can presently guarantee that a BMP will produce the expected concentrations for a given contaminant. As stated in a 2006 report to the California State Water Resources Control Board (Currier et al., 2006), while the choice of BMP could be based on effluent concentrations or pollutant removal efficiencies from the literature, such approach may not be completely satisfactory as effluent concentrations and pollutant removal efficiencies usually depend on influent concentrations (Barrett, 2005; Larm and Hallberg, 2008) and are more generally highly variable (Park et al., 2010). Moreover, selection of stormwater management strategies in accordance with expected effluent concentrations pushes BMP design into the background as it implicitly assumes that for a given type of BMP design is unlikely to affect their performance. In the US, compliance with water quality standards is thus simply assumed to be met through the implementation of properly designed best

### 1.3 - Les critères de gestion à l'amont des eaux pluviales urbaines

management practices (US-EPA, 2014). Similarly, “Design effluent objectives” for copper and zinc delivered in Auckland regional council’s unitary plan are supposed to be achievable with most BMP as long as design standards are respected (ARC, 2013).

Both effluent and surface water concentration targets therefore remain uncommon as design criteria (or only apply to large development rather than on-site stormwater control), as a concentration can hardly be directly related to best management practices design. Furthermore, verification and enforcement of such limitations would believably be difficult provided the variability of concentrations at the outlet of a BMP (Currier et al., 2006). Besides, definition of admissible effluent concentrations may be somewhat subjective and thresholds can noticeably differ from a community to another (see table 4.), which indicates the lack of common agreement on what a “clean discharge” should be. It should additionally be outlined that concentration based criteria do not necessarily guarantee improvement of surface water quality. In the case of residential or relatively uncontaminated catchment, pollutant concentrations may remain low whereas runoff volumes are typically likely to increase as well as pollutant loads (MBWCP, 2006a).

	<b>Halifax (CA<sup>1</sup>)</b> (HRM, 2003)	<b>London (CA<sup>1</sup>)</b> (LCC, 2001)	<b>Auckland (NZ<sup>1</sup>)</b> (ARC, 2013)	<b>Yonne (FR<sup>1</sup>)</b> (MISEN-89, 2010)
TSS	15 mg/l	15 mg/l	25 mg/l	50 mg/l
COD	-	-	-	50 mg/l
P	0.5 mg/l	0.4 mg/l	0.2 mg/l	-
Oil, grease	15 mg/l	15 mg/l	10 mg/l	5 mg/l
Cd	15 µg/l	8 µg/l	-	10 µg/l
Cu	30 µg/l	40 µg/l	12 µg/l	4 µg/l
Pb	50 µg/l	120 µg/l	-	500 µg/l
Zn	300 µg/l	50 µg/l	40 µg/l	2000 µg/l

*Tableau 1.3 – Comparison of maximum effluent concentrations for various contaminant (<sup>1</sup>CA=Canada, FR=France, NZ=New Zealand) (regulatory water quality standards)*

In the context of on-site stormwater management, the definition of concentration thresholds for effluent or receiving water cannot totally be discarded, but these should probably remain informative and support the adoption of certain BMP solutions in the case of fairly contaminated urban runoff or sensitive receiving waters. However, rather than assuming a given level of performance from a BMP, stormwater management facilities should be selected and designed in accordance with (1) water quality standards (themselves consistent with the ecological status of receiving waters) and (2) the pollutant removal processes that are likely to address these requirements (Clark and Pitt, 2012).

**b. Load reduction approaches**

In few cases, stormwater management guidelines may directly be based on numerical targets related to minimum pollutant loads reductions, instead of hydrologic criteria such as interception volumes or flow rate control. In Northern America or New Zealand such targets can generally be found as objectives rather than design criteria (e.g. treatment of “water quality volume” expected to provide an 80 to 90% TSS load removal) and is therefore not directly used for BMP design (ARC, 2003; IDNR, 2003; MDDEP, 2012; MPCA, 2005).

In Australia, most authorities have on the contrary implemented annual load reduction objectives as a design criterion (MBWCP, 2006a; TCC, 2011). Targeted contaminants are usually total suspended solids, nitrogen, phosphorous and gross pollutants (see table 5.). Such an approach hence implicitly supposes that annual load reduction for these contaminants ensures removal of all other pollutants of concern. However, when considering highly contaminated urban surfaces, it is probably questionable whether loads associated with micro-pollutants will be “acceptable” (Strecker et al., 2004), especially if treatment only targets these four contaminants. Conversely, in the case of moderately contaminated areas, volume reduction is probably the only way to meet these load reduction objectives (as mentioned previously, BMPs are generally less likely to affect lower concentrations).

Authority	TSS	Phosphorous	Nitrogen	Gross pollutant
Parramatta Catchment (URSA, 2003)	50 to 80%	45%	45%	70%
South East Queensland <sup>1</sup> (MBWCP, 2006a)	80%	60%	45%	90%
State of Victoria (VSC, 2006)	80%	45%	45%	70%
City of Townsville (TCC, 2011)	80%	60%	45%	90%
City of Logan (LCC, 2013)	80%	55%	45%	90%
City of Melbourne (CM, 2006)	80%	45%	45%	70%

*Tableau 1.4 – Annual loads reduction targets in Australia (<sup>1</sup>Capture and management of the first 10mm of runoff may alternatively be expected for site with less than 25% impervious area)*

These annual performance targets might in fact simply originate from what is reasonably achievable with most conventional BMPs. In the US, the 80% TSS removal objective (supposed to be achievable when meeting volume based management criteria) specified in CZARA (Coastal Zone Act Reauthorization Amendment) guidance is “assumed to control

heavy metals, phosphorous and other pollutants” and is adopted because “analysis has shown constructed wetlands, wet ponds and infiltration basins can remove 80% of TSS” (US-EPA, 1993). Similarly, Australian TSS, TN or TP reduction targets are often similar to most BMP’s median efficiencies reported by Center for Watershed Protection (CWP, 2007).

In Germany and Switzerland, while guidance documents are also based on a load reduction approach (DWA, 2007; VSA, 2008), an indicator system was adopted, accounting for both pollutant loads produced on urban surfaces and receiving waters’ vulnerability to determine the level of treatment required. Although German standards were initially only addressing infiltration or direct discharge to the environment, they may be mentioned in local rules for treatment requirement before discharge to sewer networks (SW, 2013). In DWA’s guidelines (German association for water, wastewater and waste), dimensionless variables are introduced to quantify both air quality L (depending on traffic or land use) and surface contamination F (depending on cover type). A pollutant load indicator B ( $B=L+F$ ) or “emission value” can therefore be computed from catchment characteristics, and compared to an “admissible value” E depending on the sensitivity of receiving waters. A “reference value” D is eventually introduced so as to account for various BMP’s efficiency for pollution control (no elements are however provided for the calculation of D values). If “emission value” is higher than “admissible value” ( $E < B$ ), runoff treatment is required and ‘emission value’ may then be reduced to an admissible levels if BMP are implemented ( $E > B \times D$ ). This BMP selection procedure is summarized in Figure 1.3.

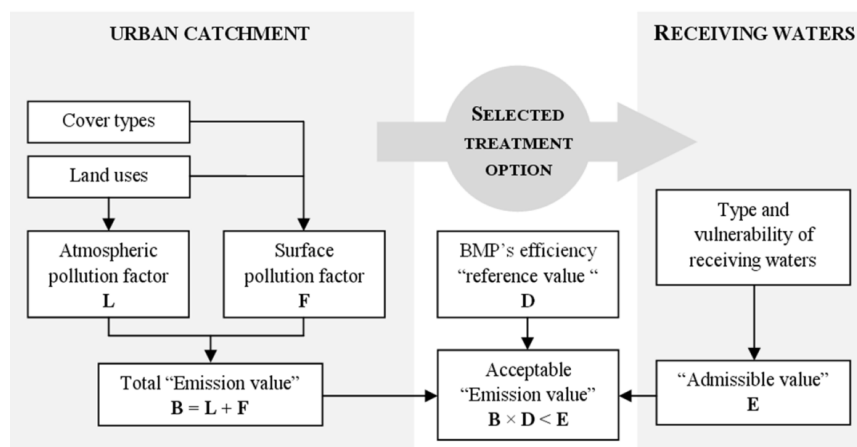


Figure 1.3 – BMP selection process for pollution control according to German standards DWA-M-153 (DWA, 2007)

While, somewhat equivalent to a load reduction approach, these metrics-based methods remain fundamentally different from Australian guidelines and can hardly be considered as “criterion-based”. Indeed, whereas difficulties would have arisen from the use of mass unit pollution control targets (cf. 1.3.3.3.b); loads calculation is here simplified and directly integrated to BMP design and selection tools. This example once more illustrates that, for a given management criterion, guidance documents given to developers might be a decisive factor in stormwater facilities design and LID implementation. Interestingly, DWA’s standardized approach furthermore allows for both emission and immission control as BMP selection is based on both the vulnerability of receiving waters and catchment characteristics, which is relatively uncommon in stormwater regulations. Nonetheless, such a method may be regarded as a “black-box” since it does not provide any scientific rationale for the determination of emission or BMP efficiency values.

### **1.3.4. From management criteria to LID implementation**

Several stormwater management criteria have been identified. While their relevance for pollution control has been discussed from a relatively theoretical standpoint, their relationship to low impact development implementation (through BMP selection and design) has to be investigated.

#### ***1.3.4.1. Preferring permanent interception over capture and release***

Flow-rate criteria and their relevance for on-site management strategies have been investigated by Petrucci (2012) who found that sizing methods often “do not guarantee [...] systematic implementation of LID solutions”. Indeed, flow-rate control necessarily requires temporary storage of runoff volumes; detention facilities are therefore the easiest way to comply with these criteria. In Hauts-de-Seine county (France), where stormwater management rules consist in 2 to 5 l/s/ha flow-rate limitation and sizing approach is mainly based on a storage volume calculation (CG92, 2010), underground or mineral detention facilities remain very widespread (Lehoucq et al., 2013), although probably not suitable for volume and pollutant loads reduction.

Unlike flow-rate limitation, “water quality volume” definition implies that captured volume should not only be detained but also treated, and should therefore probably promote practices that are more suitable for pollution control. These criteria are however often

completed with time-to-drain requirements. Expecting a 25mm runoff volume to drain within 24 hours would for instance be similar to a 3 l/s/ha outflow rate limitation (assuming constant outflow rate). While permanent interception would generally require large seepage surfaces to promote infiltration and evapotranspiration (so as to comply with volume drawdown requirements), developers may hence be more likely to adopt the most compact stormwater practices, based on treatment rather than infiltration.

Inversely, if volume reduction policies were adopted, runoff management in small and decentralized LID practices could presumably become a relevant and cost effective solution for both runoff and pollutant control. Indeed, green roof implementation, which is a typically distributed runoff reduction method, could probably be preferred to underground detention facilities, and become like in Philadelphia a “tool of choice” for space constrained developments (Horwitz-Bennett, 2013). However, demonstrating compliance with “volume reduction” criteria may remain difficult for practitioners and development of easy-to-use methods may be needed to guarantee optimal BMP design (PBES, 2008).

#### ***1.3.4.2. Uncertainties associated with BMP design from non-hydrologic criteria***

Assessing pollutant removal efficiency of LID practices is generally difficult and simplified methods are hence often given to developers for BMP design so as to demonstrate compliance with loads reduction criteria. While such approaches do not require extensive knowledge about processes associated with pollutant removal, these may however be questionable.

New Jersey guidelines assume that TSS removal rates can be calculated from median efficiencies given for various BMPs (Balascio and Lucas, 2009). Corresponding pollutant removal rates are hence supposed to be achieved as long as these practices are sized for “water quality volume” treatment (NJDEP, 2009). While such an approach recognizes that treatment of a given volume may not result in same TSS load reduction in every BMP, calculated rates remain approximate and arbitrary (Balascio and Lucas, 2009) (as they do not consider sediment characteristics or BMP design). Similarly, in Australia and Germany, average pollutant removal efficiencies associated with LID solutions are expected under specific design conditions. In Greater Brisbane, 1.5% of drainage area for bio-filtration filter media area is for example “deemed to comply” with water quality objectives for

smallest developments (SEQ-HWP, 2010). In other regions, stormwater management manuals integrate “performance curves”, linking BMP’s size parameters (e.g. length or area) to annual TSS or nutrient removal rates (NTDPI, 2009; TCC, 2011). In Germany, although an indicator-based system is used, design approach remains very similar to Australian “deemed to comply” solutions, with treatment values given for various practices and design options (DWA, 2007). As mentioned previously, many elements in treatment BMP design, like filter media composition in bio-retention systems, or vegetation in sedimentation devices, may influence their pollutant removal efficiency (Davis et al., 2009; Scholes et al., 2008a). Direct relationship between pollutant removal and BMP’s size assumption may therefore only be relevant under strict design conditions.

Alternative design approaches in Australia include use of modeling software MUSIC, for larger developments (SEQ-HWP, 2010). Nevertheless, although presumably more satisfactory, modeling may not systematically be used by practitioners and believably requires sufficient knowledge from users, as processes associated with runoff pollution remain poorly understood (Gromaire et al., 2007).

### ***1.3.4.3. A need for better guidance to promote LID practices***

The example of non-hydrologic criteria indicates that the existence of simplified methods is generally a fundamental prerequisite for successful stormwater practices implementation. More generally, lack of sufficient guidelines to determine if LID practices are consistent with existing rules and standards may therefore be a significant impediment to their implementation (Roy et al., 2008).

Precise flow-rate limitations may for example be somewhat rigid, as discharge rate is in any case expected not to exceed a given value. While green roofs have been demonstrated to provide flow-rate attenuation (Carter and Rasmussen, 2006; Stovin et al., 2012) they are for example not very likely to comply with such rules (unless they are equipped with flow-regulators) since their effect on peak flow rate remains variable from a rain event to another. Inversely, storage facilities equipped with flow-limiting devices would probably be preferred by practitioners, as flow regulator installation is the simplest way to ensure respect of design criterion. Similarly, although most conventional stormwater facilities can easily be sized from volume based criteria, it may remain difficult to account for volume reduction in non-infiltration BMP or non-structural practices. Indeed, while facilities such

as bioretention basins equipped with drains or impervious liners can nevertheless provide significant runoff volume abatement through evapotranspiration from soil surface layers (Daly et al., 2012; Hatt et al., 2009) and may be relevant for volume control under restrictive soils condition, their hydrologic functioning is not yet fully predictable.

In the US, several local authorities have therefore adopted or developed innovative methods so as to promote and account for the effect of sustainable on-site and non-structural stormwater management practices (Battiata et al., 2010; Gallo et al., 2012; MDE, 2010; PWD, 2011). In Philadelphia, roofs effective imperviousness, used for runoff volume computation, may indeed be reduced when disconnected (PWD, 2011). In Seattle, where both flow rate and volume control are required, a simplified “Pre-sized approach” based on a crediting system, representing the degree to which selected “pre-sized” solutions comply with management requirements, has been adopted for small developments (CS-SPU, 2016). An equivalent mitigated area can therefore be directly calculated for a various LID practices. Similarly, Pennsylvania, Georgia, Minnesota or Maryland guidelines allow for reduction of volume requirements if LID solutions are adopted (AMEC and CWP, 2001; MDE, 2010; PDEP, 2006) (cf. table 6.).

Authority	LID practice	Volume reduction approach
Pennsylvania (PDEP, 2006)	“Minimizing soil compaction”	$\Delta V = A \times 6.4 / 1000$ <i>Where: <math>\Delta V</math> = net volume reduction (<math>m^3</math>), <math>A</math> = Area of minimal soil compaction (<math>m^2</math>)</i>
Maryland (MDE, 2009)	“Grass swales”	$P_E = 254 \times SA / DA$ <i>Where: <math>P_E</math> = equivalent rainfall volume managed in the swale (mm), <math>A</math> = drainage area, <math>SA</math> = swale surface area</i>
Georgia (AMEC and CWP, 2001)	“Rooftop disconnection”	$\Delta V = 30.5 \times C \times (A-DIA)$ <i>Where: <math>\Delta V</math> = net volume reduction (<math>m^3</math>), <math>C</math> = runoff coefficient, <math>A</math> = site area (<math>m^2</math>), <math>DIA</math> = disconnected impervious area(<math>m^2</math>)</i>

Tableau 1.5 – Illustration of volume reduction approaches for various LID practices

While such crediting systems will obviously facilitate and promote LID implementation, they often rely on several simplifying hypotheses regarding BMP efficiency for runoff and pollution control (Battiata et al., 2010). Definition of management criteria and guidance, balancing scientific validity and ease of use, could therefore be a real challenge for regulators and environmental agencies.



### 1.3.5. Conclusions and perspectives

Four categories of criteria for on-site runoff pollution control, namely flow-rate limitations, “water quality volumes”, volume reduction and non-hydrologic targets have been identified and analyzed based on a review of management practices adopted in different countries. Regarding the relevance of these stormwater management criteria for on-site pollution control, this study suggests that:

- “Treatment and release” strategies may not be relevant for moderately contaminated runoff. As a consequence, volume reduction (through infiltration, evapotranspiration or re-use) should generally be (e.g. where feasible) the preferred approach for on-site pollution control.
- Determination of an “optimal” permanent interception volume remains an open question and further investigations are required to better understand the relation between targeted volume and long-term pollutant load removal and find out whether standardized sizing approaches based on a single criterion are relevant for on-site pollution control.
- While volume reduction can be expected to assure minimum pollution control, the benefits associated with pollutant removal processes should still be considered for increased BMP efficiency. A better understanding of these “de-pollution” processes is thus needed to correctly address requirements such as maximum effluent concentrations which may arise from environmental standards or to provide acceptable pollution control for more contaminated urban surfaces.
- Volume reduction is typically an emission control strategy which does not account for the vulnerability of receiving waters. While recommendation about volume reduction targets may be provided, it is essential to acknowledge that design criteria should be adapted to site-specific requirements to meet environmental quality objectives.

Besides, Low Impact Development implementation and proper BMP design not solely depend on stormwater management criteria, but also on guidance documents provided to practitioners. The lack of technical expertise is indeed the major factor in the persistence of traditional management and design approaches at the local scale. Diffuse pollution control is a relatively recent stormwater management objective for local communities that have

traditionally focused on flood or CSO control. Demonstrating that volume reduction is compatible with existing flow-rate based requirements and provide benefits for both peak-flow and pollutant control is thus crucial for a wide implementation of LID practices. Finally, suitable design methods should be believably developed so as to deal with site specific constraints and to overcome difficulties arising from demonstration of compliance with stormwater management requirements.

---

FIN DE L'ARTICLE

---

#### 1.3.6. Résumé et principales conclusions de l'article

L'analyse précédente a permis d'identifier quatre catégories de critères pour la gestion à la source des eaux pluviales urbaines: les critères de régulation des débits (du type « limiter les rejets vers l'aval à  $x$  l/s/ha »), les approches basées sur le traitement d'un volume donné (« traiter  $x$  mm de ruissellement »), la réduction des volumes (« infiltrer ou abattre  $x$  mm de ruissellement ») et les objectifs non-hydrologiques (« abattre  $x$  % de la masse annuelle d'un contaminant donné »). Les principales conclusions quant à la pertinence des différents critères de gestion identifiés sont présentées ci-dessous.

- Les approches de « stockage-restitution » ou « traitement et restitution » ne sont pas nécessairement adaptées aux niveaux de contamination modérés susceptibles d'être rencontrés à l'amont. Les stratégies d'abattement (ou de réduction) des volumes ruisselés (basées sur l'infiltration ou l'évapotranspiration) devraient donc probablement être privilégiées, lorsque les conditions locales le permettent, pour une maîtrise à la source des flux de polluants.
- La détermination d'un objectif « de réduction des volumes » optimal pour la maîtrise des flux de polluants demeure néanmoins une question à part entière car nécessitant à la fois de tenir compte de la distribution des événements pluvieux et de la dynamique d'émission des polluants. Une analyse plus approfondie est donc vraisemblablement nécessaire pour comprendre le lien entre les objectifs hydrologiques et l'efficacité des techniques alternatives et déterminer si des approches de dimensionnement standardisées, basées sur un unique critère de gestion, sont bien pertinentes pour une maîtrise à la source de la contamination des eaux pluviales urbaines.

- Si les approches de réduction des volumes permettent a priori d'assurer un niveau minimum d'efficacité pour la maîtrise des flux, il convient probablement de ne pas négliger les bénéfices associés à la mise en œuvre de solutions combinant traitement et abattement volumique. Une meilleure compréhension des processus de traitement se produisant dans les techniques alternatives est toutefois nécessaire pour espérer prendre en compte lors de la conception des critères tels que les limites de concentrations dans les rejets d'eaux pluviales et garantir des niveaux de traitement acceptables pour les surfaces urbaines les plus contaminées.
- La réduction des volumes ruisselés en tant que telle constitue typiquement une stratégie de contrôle des émissions qui ne tient a priori pas compte des enjeux en aval (notamment de la vulnérabilité du milieu récepteur). Si le recours à des recommandations basées sur la réduction des volumes semble bien pertinent, il semble important de préciser que les critères de gestion doivent également tenir compte des conditions locales pour limiter l'incidence du rejet d'eaux urbaines sur le milieu récepteur.

La mise en œuvre d'une gestion « intégrée » ou « à faible impact » des eaux de ruissellement et la conception de techniques alternatives efficaces ne dépendent par ailleurs pas uniquement de la définition de critères de gestion chiffrés, mais suppose également que des outils adaptés puissent être mis à la disposition des concepteurs ou des gestionnaires. Au niveau local, le manque d'expertise technique pourrait en effet en grande partie expliquer la persistance de modes de gestion ou de conception des techniques alternatives ne répondant plus aux exigences actuelles en matière de maîtrise des flux de polluants et d'intégration urbaine.

La maîtrise de la pollution diffuse est un objectif assez récent pour des collectivités dont la principale préoccupation a longtemps été de limiter la fréquence des inondations ou des déversements des réseaux unitaires. Démontrer que les principes de réduction des volumes sont compatibles avec les exigences liées à la maîtrise des débits en réseau semble donc essentiel pour une meilleure diffusion des techniques alternatives et la mise en œuvre d'une gestion « intégrée » ou « durable » des eaux pluviales urbaines. Enfin, des méthodes de dimensionnement adaptées aux besoins des aménageurs devront probablement être développées afin de faciliter la prise en compte des objectifs de gestion lors de la conception des techniques alternatives.

## 1.4. Les principes de conception des techniques alternatives

### 1.4.1. Introduction

L'analyse précédente a permis de mieux comprendre la façon dont l'objectif de maîtrise des flux de polluants pouvait être traduit dans les critères de gestion à la source des eaux pluviales urbaines. Si cette étude apporte un éclairage sur les pratiques actuelles et la manière dont une gestion hydrologique du ruissellement peut être envisagée (ou non) pour limiter l'incidence du rejet d'eaux pluviales, elle ne renseigne que partiellement sur la nature des ouvrages mis en œuvre.

Dans la suite, une étude plus approfondie de la conception des techniques alternatives est donc réalisée sur la base d'une synthèse de différents guides techniques et d'entretiens menés auprès d'acteurs opérationnels afin de mieux appréhender la variété des solutions de gestion du ruissellement pouvant être adoptée à l'amont. L'objectif est ici non seulement d'obtenir une vision représentative des ouvrages destinés à la maîtrise des flux de polluants, mais également d'identifier les éventuelles contraintes opérationnelles en termes de conception ou de fonctionnement hydrologique. L'analyse porte principalement sur des solutions structurelles renvoyant aux principes de « gestion intégrée » des eaux pluviales urbaines, c'est-à-dire des techniques à la source, à ciel ouvert et de préférence végétalisées. Les ouvrages enterrés, dont l'entretien se révèle souvent problématique (Aires and Cavailles, 2009), sont donc délibérément laissés de côté dans la suite.

### 1.4.2. Méthodologie

Bien que différentes typologies aient été proposées pour classer les techniques de gestion à la source des eaux pluviales, la terminologie actuelle s'avère parfois ambiguë, avec l'emploi de termes variés pour désigner une même catégorie de solutions, à laquelle peuvent cependant correspondre des modes de conception (et donc de fonctionnement hydrologique) assez différents. Dans les pays anglo-saxons, les notions de « bioretention », « biofiltration », « bio-infiltration », « rain gardens » ou « bioswales » font par exemple référence à un même type d'ouvrage pour lesquels différents modes d'évacuation peuvent être envisagés (Ambrose and Winfrey, 2015; Davis et al., 2009).

## 1 - La gestion à la source des eaux pluviales urbaines : Etat de l'art et analyse des pratiques

Ici, l'analyse des principes de conception des techniques alternatives ne s'appuie pas sur la terminologie usuelle mais repose sur une typologie permettant de distinguer différents modes d'alimentation, de stockage et d'évacuation :

<b>Mode d'alimentation</b>	Localisé	
	Diffus	En surface En sous-terrain
<b>Mode de stockage</b>	En surface	
	Dans un matériau poreux	
<b>Mode d'évacuation</b>	Rejet vers l'aval	Par surverse A débit régulé en surface Via un drain
		Abattement

*Tableau 1.6 – Typologie adoptée pour l'étude des pratiques de conception (adaptée de AESN, 2013) (l'exfiltration désigne ici un flux d'infiltration du volume de stockage de surface ou souterrain vers le sol « naturel »).*

La construction de cette typologie est en premier lieu basée sur une synthèse bibliographique d'une vingtaine de guides techniques français ou anglo-saxons (cf. Tableau 1.7), ayant permis d'identifier les différentes variantes de conception présentées dans le Tableau 1.6. L'objectif de cette analyse est de préciser dans quel contexte ces modes d'alimentation, de stockage et d'évacuation, pourraient ou non être privilégiés, et de déterminer pour chacun d'entre eux d'éventuelles contraintes de conception ou des gammes de valeurs liées à certains éléments de dimensionnement.

<b>Pays</b>	<b>Références</b>	<b>Total</b>
France	(ADOPTA, 2008; AESN, 2013; CUB, 2014; CUGT, 2009; GLCU, 2014, 2008; LM, 2012; MISEN-PL, 2013; SIBA, 2013)	9
Royaume-Uni	(CIRIA, 2007; GCC, 2013)	2
Etats-Unis	(CS-SPU, 2016; MDE, 2009; MPCA, 2005; NYCDEP, 2012; NYDEC, 2015; PBES, 2008; PDEP, 2006)	7
Australie	(BCC, 2005; GSA, 2010; MBWCP, 2006a; TCC, 2011)	4
Nouvelle-Zélande	(ARC, 2003; CCC, 2003)	2
Canada	(MDDEP, 2012; OMOE, 2003)	2

*Tableau 1.7 – Synthèse des références techniques utilisées pour l'analyse des principes de conception des techniques alternatives*

L'approche bibliographique n'offre qu'une vision très théorique des principes de conception des techniques alternatives et ne permet pas nécessairement d'identifier

d'éventuelles réticences de la part des aménageurs ou la persistance de pratiques peu compatibles avec une gestion « intégrée » ou « durable » des eaux pluviales urbaines. Par ailleurs, si les guides techniques présentent généralement un large éventail de solutions, il est a priori difficile de déterminer si ces dernières correspondent effectivement aux pratiques opérationnelles.

Afin de confronter les principes de conception identifiés à travers l'analyse des différentes références techniques aux pratiques des acteurs opérationnels, l'approche précédente est complétée par des entretiens semi-directifs réalisés auprès d'une dizaine de représentants de bureaux d'étude ou de collectivités (cf. Tableau 1.8). Le terrain d'étude est ici restreint à la France. Les entretiens sont construits autour des trois axes de la typologie présentée précédemment à savoir, le mode d'alimentation, de stockage et d'évacuation des ouvrages.

L'objectif des entretiens est d'amener les interlocuteurs à se prononcer dans un premier temps librement sur chacun de ces aspects de la conception des techniques alternatives (alimentation, stockage et évacuation). En fonction des réponses, des informations complémentaires quant à la fréquence de mise en œuvre ou la conception des solutions mentionnées peuvent ensuite être demandées de manière explicite. Enfin, les interlocuteurs sont conduits à se prononcer sur les modes d'alimentation, de stockage ou d'évacuation n'ayant pas été discutés. Afin d'éviter l'omission de certains éléments importants, un guide d'entretien (présenté à l'Annexe A) permet à l'interviewer de suivre au fil de la conversation les thématiques abordées et de recentrer si nécessaire la discussion autour de questions particulières.

Nom	Collectivité, service ou bureau d'étude
C. Bertrand	Conseil Général des Hauts de Seine
S. Youinou et N. Floch	Direction Ecologie Urbaine Brest Métropole
E. Sibeud	Direction de l'eau du Grand Lyon
L. Pruvost-Bouvattier	Service communal d'assainissement de Nanterre
J-J.J. Herin	ADOPTA
A. Rabier, V. Desloges, E. Pellicoli	DSEA du Val de Marne
R. Quillien	DEA de Seine Saint-Denis
G. Péruisset	CUBE <sup>2</sup>
C. Piel	Urban Water
P. Cusenier	SEPIA conseil
D. Pierlot	SEPIA conseil
T. Maytraud	Agence Thierry Maytraud

Tableau 1.8 – Professionnels sollicités lors la phase d'entretien

Il est important de souligner ici qu'étant donné le nombre limité d'interlocuteurs sollicités (lesquels étant par ailleurs tous français), les réponses obtenues au cours des entretiens ne peuvent en aucun cas être considérées comme parfaitement représentatives des pratiques actuelles. Cette approche permet cependant d'identifier les contraintes liées à l'adoption ou à la conception des certaines solutions et de mettre en évidence un possible écart entre les principes de gestion figurant dans les guides techniques et les pratiques des aménageurs.

### 1.4.3. Résultats

#### 1.4.3.1. Mode d'alimentation

Deux catégories de modes d'alimentation ont été identifiées : l'alimentation localisée (correspondant par exemple à l'arrivée d'eau en surface via une canalisation) et l'alimentation diffuse, pouvant se faire en surface, par ruissellement direct depuis les voiries ou les bâtiments ou par l'intermédiaire d'une bande enherbée, ou bien en souterrain via un drain.

##### a. Alimentation localisée

Une part importante des guides de gestion étudiés indique explicitement qu'une alimentation localisée des techniques alternatives ne constitue pas une solution idéale, et qu'une alimentation diffuse devrait dans la mesure du possible être privilégiée afin d'atténuer les vitesses d'écoulement ou de fournir un minimum de traitement (par filtration) en entrée d'ouvrage (AESN, 2013; CCC, 2003; CIRIA, 2007; GSA, 2010; MBWCP, 2006a; MPCA, 2005; NYDEC, 2015; PDEP, 2006; SIBA, 2013; TCC, 2011). Une alimentation diffuse étant fréquemment assimilée dans les guides anglo-saxons à une forme de « prétraitement » (ce point est abordé plus en détail par la suite), la mise en œuvre de dispositifs de décantation sera ainsi considérée comme nécessaire dans le cas d'une arrivée d'eau concentrée en un point de l'ouvrage (CIRIA, 2007; MBWCP, 2006a; NYDEC, 2015). Le recours à une alimentation localisée suppose par ailleurs l'installation d'éléments maçonnés ou d'enrochements destinés à limiter l'érosion au niveau de l'arrivée d'eau. La présence de tels dispositifs peut alors être mal acceptée par les personnes en charges de l'entretien des ouvrages (car rendant impossible une mécanisation de l'entretien) (S. Youinou et N. Floch). Une alimentation localisée via une canalisation placée au fond du volume de stockage peut enfin être à l'origine de dysfonctionnements tels que l'obstruction de l'arrivée d'eau (accumulation de débris ou de sédiments au niveau de cette dernière) ou

la mise en charge du réseau en amont par temps de pluie (du fait de l'accumulation d'une hauteur d'eau importante au dessus de l'arrivée d'eau) : il peut par conséquent être préconisé que celle-ci se trouve surélevée par rapport au niveau du radier de l'ouvrage (CIRIA, 2007; MDDEP, 2012; MPCA, 2005).

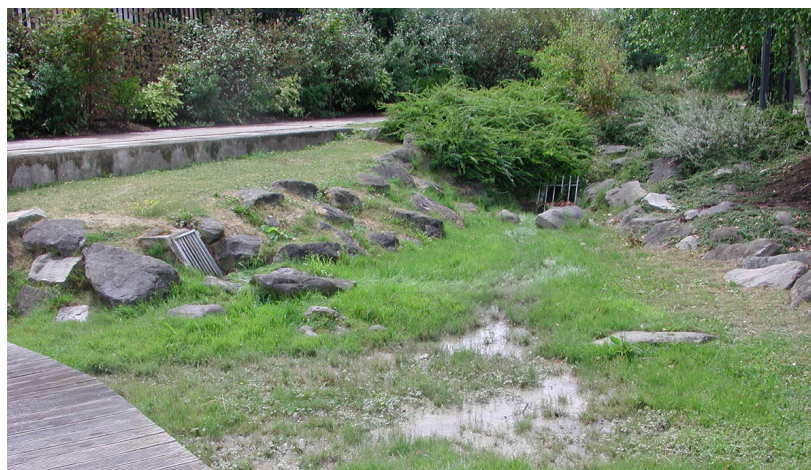


*Figure 1.4 – Exemple (à Bussy St-Georges) d'une alimentation localisée depuis la surface d'une chaussée (Source: M-C. Gromaire)*

Une alimentation localisée au niveau du radier peut néanmoins être envisagée comme une façon d'assurer une meilleure répartition de l'eau dans l'ouvrage lorsque celle-ci est effectuée par mise en charge d'un avaloir situé en fond de bassin (CUGT, 2009; Kanso et al., 2006; MBWCP, 2006a; TCC, 2011). En France, si cette pratique est bien mentionnée par les guides de gestion ou les acteurs opérationnels, celle-ci semble souvent réservée à des ouvrages de gestion relativement centralisés dont la vocation principale n'est pas nécessairement la maîtrise des pluies courantes (CUB, 2014; GLCU, 2013; LM, 2012; S. Youinou et N. Floch ; E. Sibeud). Néanmoins, le recours à ce mode d'alimentation peut aussi s'expliquer par un manque de concertation avec la maîtrise d'œuvre : les pratiques « traditionnelles » en matière d'évacuation des eaux pluviales consistant en effet à enterrer les canalisations à une profondeur d'environ 80cm, une arrivée d'eau par le fond de l'ouvrage s'avère parfois être la seule solution compatible avec une gestion en surface du ruissellement (P. Cusenier) (l'objectif n'est alors pas d'assurer une répartition de l'eau dans l'ouvrage). Dans certains guides anglo-saxons, la volonté de privilégier des solutions se rapprochant d'une alimentation diffuse se traduit également par des règles de conception encourageant une arrivée d'eau en plusieurs points de l'ouvrage (CIRIA, 2007; NYDEC, 2015). Ainsi, dans le guide de l'état de New York, une alimentation « localisée » en des points multiples peut par exemple dispenser l'aménageur de la mise en œuvre de solutions



de prétraitement (NYDEC, 2015). Une fois encore, si les entretiens indiquent que ce type de solution est parfois adopté en France, cette pratique ne semble en revanche pas destinée à assurer une meilleure répartition de l'eau dans les techniques alternatives, mais répond plus simplement aux contraintes des projets aménagement (E. Sibeud ; C. Bertrand ; L. Pruvost-Bouvattier).



*Figure 1.5 – Exemple (à Noisy le Grand) d'une alimentation localisée d'une noue en différents point du volume de stockage (Source: M-C. Gromaire)*

Plus généralement, les entretiens révèlent que, bien que n'étant pas encouragée par les bureaux d'étude ou les collectivités et en principe plus coûteuse qu'un acheminement de l'eau en surface, l'alimentation par des canalisations demeure une pratique très fréquente en milieu urbain dense (P. Cusenier ; R. Quillien ; T. Maytraud ; E. Sibeud ; A. Rabier, V. Desloges et E. Pelliccioli). Si le recours à ce mode d'alimentation peut correspondre à la nécessité de prétraitement dans un avaloir pour des surfaces fortement émettrices telles que des chaussées (C. Bertrand, CUB, 2014), la persistance des canalisations semble également s'expliquer par des habitudes d'une maîtrise d'œuvre prudente voire réticente vis-à-vis d'une alimentation des ouvrages en surface (R. Quillien ; P. Cusenier ; A. Rabier, V. Desloges et E. Pelliccioli ; C. Piel). Enfin, cette pratique pourrait fréquemment être rendue nécessaire par des choix architecturaux visant à éliminer les systèmes d'évacuation de l'eau des façades. Les eaux pluviales étant alors évacuées « à l'intérieur » du bâtiment et stockées sous ce-dernier, leur rejet vers des techniques alternatives suppose nécessairement un acheminement par des canalisations voire l'utilisation de pompes (G. Péruisset ; L. Pruvost-Bouvattier ; D. Pierlot).

### **b. Alimentation diffuse en surface ou en profondeur**

Lorsque réalisée en surface, une alimentation diffuse peut être obtenue par ruissellement direct d'une surface urbaine vers l'ouvrage ou par l'intermédiaire d'une surface végétalisée telle qu'une bande enherbée.

Comme évoqué précédemment, les bandes enherbées (ou bandes filtrantes) sont fréquemment perçues comme des solutions de prétraitement. Le ruissellement en lame mince sur une surface végétalisée permet en effet de limiter les vitesses d'écoulement, donnant ainsi lieu à une décantation des polluants particulaires et l'infiltration d'une partie des volumes capturés (Deletic, 2005; Dillaha et al., 1989; Muñoz-Carpena et al., 1999). Ces dernières sont par conséquent particulièrement recommandées (voire rendues obligatoires) en amont d'ouvrages de filtration ou d'infiltration pour limiter les risques de colmatage par des sédiments (GLCU, 2014; GSA, 2010; MDE, 2000; MPCA, 2005; NYDEC, 2015). Bien souvent, les bandes enherbées ne sont néanmoins pas envisagées comme un simple aspect de la conception des techniques alternatives mais plutôt comme des « ouvrages » à part entière dont les dimensions peuvent s'avérer considérables, avec des longueurs minimales d'écoulement situées entre 3 et 10 m (CIRIA, 2007; MDDEP, 2012; MPCA, 2005; OMOE, 2003; PDEP, 2006). Le guide de gestion de la Province de Québec indique ainsi que la surface d'une bande enherbée doit être de l'ordre d'un sixième de celle du bassin versant d'apport. Bien que les longueurs d'écoulement préconisées paraissent cohérentes avec les résultats de la littérature qui mettent en évidence un abattement important de la pollution particulaire après quelques mètres de ruissellement (Deletic, 2005, 1999), ces dimensions conduisent à s'interroger sur la pertinence de telles solutions en milieu urbain.

Les entretiens suggèrent ainsi que les possibilités de mise en œuvre d'une alimentation par bande enherbée sont bien souvent limitées par le manque d'espace en milieu urbain (P. Cusenier ; L. Pruvost-Bouvattier ; R. Quillien). Si le recours à ce type de solution demeure parfois envisagé en France (notamment parce qu'encouragée par les Agences de l'Eau), les longueurs d'écoulement mentionnées par les répondants (plusieurs dizaines de centimètres à 1m) se révèlent cependant très largement inférieures à celles des guides de gestion anglo-saxons (R. Quillien ; P. Cusenier ; G. Péruisset ; D. Pierlot). Dans ce contexte, l'intérêt même d'un acheminement des eaux pluviales sur des bandes enherbées semble parfois remis en cause (J.J. Herin ; P. Cusenier), le volume infiltré sur ces dernières étant perçu comme négligeable (du fait de leurs dimensions) et les techniques alternatives vers

lesquelles le ruissellement est dirigé étant elle-même supposées assurer la gestion du ruissellement (P. Cusenier ; D. Pierlot). Dans le cas de longueurs d'écoulement réduites, de telles interrogations sont probablement pertinentes étant donnée la variabilité de l'efficacité des bandes enherbées rapportée dans certaines études (s'agissant de la réduction des volumes comme de la décantation), y compris pour des dimensions importantes (Davis et al., 2012; Line and Hunt, 2009; Stagge et al., 2012).



*Figure 1.6 – Exemple (à Douai) d'une alimentation diffuse d'une noue par ruissellement direct depuis l'accotement d'une chaussée (Source: M-C. Gromaire)*

De manière générale, une alimentation par ruissellement direct depuis les surfaces imperméables est donc privilégiée en milieu urbain car jugée moins contraignante qu'un acheminement des eaux pluviales via une bande enherbée (E. Sibeud ; P. Cusenier ; L. Pruvost-Bouvattier ; D. Pierlot, G. Pérusset ; T. Maytraud). Dans les guides de gestion, ce mode d'alimentation est particulièrement encouragé pour des ouvrages longitudinaux (tels que des noues) présentant des pentes latérales douces (GCC, 2013; GLCU, 2008; LM, 2012; MISEN-PL, 2013; PBES, 2008; PDEP, 2006) et peut alors être assimilé à une forme de prétraitement, les berges de l'ouvrage étant en effet supposées assurer les mêmes fonctions qu'une bande enherbée (BCC, 2005; CIRIA, 2007; NYDEC, 2015; TCC, 2011).

En revanche, le ruissellement direct des eaux pluviales vers une surface destinée à l'infiltration ou la filtration, sans écoulement préalable sur une surface végétalisée (cas de techniques alternatives « sans berges » ou à berges verticales), n'est bien souvent pas recommandé en raison du risque de colmatage. Ce mode de conception peut néanmoins

être envisagé dans le cas de surfaces peu émettrices telles que des toitures ou des allées piétonnes (CS-SPU, 2016; GLCU, 2008; NYDEC, 2015), même si les entretiens suggèrent qu'un ruissellement direct sur le sol naturel depuis les toitures vers un ouvrage peut être perçu comme un risque en milieu urbain dense du fait de la présence de parking sous-terrain (G. Péruisset).

En surface, la distinction entre ruissellement direct dans l'ouvrage et alimentation localisée s'avère parfois délicate, notamment dans le cas de techniques alternatives situées en bordure de chaussées ou de parkings. Pour ces surfaces urbaines, la mise en œuvre d'une séparation physique (chasse-roues, murets ou bordures) peut ainsi être préconisée afin de mieux délimiter des espaces d'usages différents et empêcher une détérioration des ouvrages par le stationnement ou le passage de véhicules sur les berges de l'ouvrage (CS-SPU, 2016; GSA, 2010; MBWCP, 2006a; PBES, 2008; TCC, 2011). L'apport en eaux pluviales ne s'effectue alors plus qu'à travers des ouvertures de dimension réduite (typiquement inférieures à 1m) et se rapproche donc d'une alimentation localisée en différents points de l'ouvrage (R. Quillien ; E. Sibeud ; T. Maytraud ; D. Pierlot).



*Figure 1.7 – Exemple (à Vitry sur Seine) d'alimentation diffuse d'une noue par ruissellement direct depuis l'accotement d'une chaussée avec une bordure ajourée (Source: M-C. Gromaire)*

Les entretiens révèlent enfin que, bien qu'encouragé, le recours à une alimentation diffuse et à l'air libre des techniques alternatives est parfois abandonné au profit d'une alimentation sous-terraine visant à faire disparaître des espaces publics des eaux de ruissellement particulièrement chargées en sédiments (A. Rabier, V. Desloges et E. Pellicoli, D. Pierlot, J.J. Herin). Une alimentation par une grille située au niveau du radier de l'ouvrage (tel que

mentionné en 1.4.3.1.b) ou par un drain installé au sein d'un massif drainant (galets, pierres sèches...) ou d'un milieu filtrant peut ainsi être préférée à une arrivée de l'eau en surface. L'alimentation par un drain, mentionnée dans plusieurs guides de gestion, est alors envisagée comme une solution permettant de distribuer les volumes collectés dans l'ouvrage lorsque l'arrivée d'eau ne s'effectue qu'en un point ou qu'un dispositif de prétraitement est installé dans un avaloir (CIRIA, 2007; LM, 2012; MISEN-PL, 2013; OMOE, 2003; PDEP, 2006).

### **1.4.3.2. Mode de stockage**

Le stockage des volumes de ruissellement capturés par les techniques alternatives peut s'effectuer en surface ou en souterrain. Bien que fréquemment employés (C. Bertrand ; S. Youinou et N. Floch ; C. Piel ; Aires and Cavailles, 2009), les ouvrages correspondant à des structures totalement enterrées sont délibérément laissés de côté dans cette analyse ; le stockage souterrain désigne donc ici une accumulation de l'eau dans un massif drainant ou filtrant dont la nature diffère de celle du sol naturel. Pour les ouvrages étudiés, le stockage en surface comme souterrain se traduit donc nécessairement par une certaine emprise au sol dont les valeurs mentionnées dans les guides techniques se situent généralement entre 2 et 15% de la surface du bassin versant d'apport (CIRIA, 2007; CS-SPU, 2016; MBWCP, 2006a; MDDEP, 2012; PBES, 2008), bien que des ratios nettement supérieurs puissent également être envisagés à l'échelle de la parcelle (GLCU, 2014). Si l'emprise des techniques alternatives reste le plus souvent déterminée par des contraintes d'aménagement, certains résultats suggèrent néanmoins que le recours à des ratios entre surface d'ouvrage et surface drainée trop réduits pourrait conduire à des dysfonctionnements, avec un colmatage des surfaces d'infiltration (Le Coustumer et al., 2012) ou une remontée locale du niveau des nappes superficielles (Maimone et al., 2011), et favoriser la migration des polluants en profondeur dans le sol (Tedoldi et al., 2015).

Le dimensionnement et la nature du volume de stockage sont en grande partie déterminés par l'objectif de gestion qu'est supposé assurer l'ouvrage. Si la gestion conjointe des événements rares et des pluies courantes (ou de la contamination) est généralement exigée de l'aménageur (cf. 1.3), rien n'impose en revanche à ce dernier le recours d'un ouvrage unique pour remplir ces deux fonctions. Les techniques alternatives présentées dans les guides de conception peuvent ainsi (1) être exclusivement destinées à la maîtrise des débits de pointe, (2) ne répondre qu'à un objectif de gestion à la source des pluies courantes et des

flux de polluants ou (3) assurer simultanément ces deux niveaux de service. L'analyse des recommandations techniques comme les entretiens ne permettent pas réellement d'établir de préférence entre le recours à des ouvrages plurifonctionnels ou une gestion différenciée des pluies courantes et des débits de pointe.

Dans les guides de gestion nord-américains, bon nombre des solutions présentées comme pertinentes pour la maîtrise de la pollution ou la réduction des volumes ruisselés (bioretention, noues...) ne sont ainsi pas toujours jugées adéquates pour le contrôle des débits de pointe, lequel nécessite alors la mise en œuvre d'ouvrages de rétention relativement centralisés (MDE, 2000; MPCA, 2005; NYDEC, 2015) ou de structures enterrées exclusivement destinées au stockage (MDDEP, 2012; NYCDEP, 2012). Certaines collectivités semblent toutefois mettre en avant la capacité de ces techniques alternatives à assurer à la fois la maîtrise des pluies courantes et des événements de plus grande période de retour (CS-SPU, 2016; PBES, 2008). Dans le cas de la France, les entretiens, comme l'analyse présentée en 1.3, révèlent que l'objectif de maîtrise des pluies courantes n'est pas toujours très bien établi et que de nombreuses réalisations demeurent en premier lieu dimensionnées pour une exceptionnelle (décennale, par exemple) (C. Bertrand ; Youinou et Floch ; Pruvost-Bouvattier ; P. Cusenier ; D. Pierlot). Si la mise en œuvre de solutions assurant la maîtrise des débits de pointe et permettant éventuellement un abattement des pluies courantes semble demeurer une pratique fréquente, certains répondants mentionnent cependant la possibilité d'une gestion séparée, avec le recours à des techniques de taille réduite (voire des pratiques de réduction des surfaces imperméables) pour la maîtrise des pluies courantes associé à un stockage dans des ouvrages de rétention (enterrés ou non) pour la gestion des événements rares (G. Péruisset ; R. Quillien ; C. Piel).

Enfin, outre la distinction entre ouvrages de rétention des événements exceptionnels et solutions de gestion des pluies courantes (ou de la contamination), certaines techniques alternatives telles que les noues peuvent être en premier lieu envisagées comme des ouvrages de transfert (notamment dans les pays anglo-saxons) (CCC, 2003; CIRIA, 2007; GSA, 2010; MDDEP, 2012; PBES, 2008; PDEP, 2006; TCC, 2011). Néanmoins, ce qualificatif semble surtout faire référence au caractère linéaire de ces techniques, permettant ainsi de les substituer aux canalisations pour acheminer les eaux pluviales vers un exutoire (réseau, milieu récepteur ou ouvrage de gestion). Il est ainsi le plus souvent considéré que ces ouvrages permettent au même titre que d'autres techniques alternatives la gestion des



pluies courantes et la maîtrise des débits de pointe. Les noues ne sont d'ailleurs pas réellement différenciées des autres techniques de stockage dans les guides de gestion français, bien que la possibilité de les substituer au réseau soit évoquée (CUB, 2014; CUGT, 2009; GLCU, 2008; LM, 2012; SIBA, 2013).

### a. Stockage en surface

Lorsque le stockage des eaux pluviales est effectué en surface, les techniques alternatives consistent le plus souvent en des espaces végétalisés intégrés au milieu urbain, faiblement décaissés et présentant des berges en pente douce (noues, jardins de pluies ou bassins paysagés...). Pour des raisons de sécurité et dans une moindre mesure d'intégration paysagère, la hauteur d'eau maximale pouvant être accumulée en surface est un élément important de la conception des techniques alternatives. Pour la plupart des ouvrages, les valeurs maximales recommandées dans les guides de gestion anglo-saxons se situent entre 15 et 30 cm (CIRIA, 2007; GCC, 2013; GSA, 2010; MBWCP, 2006a; MDDEP, 2012; PBES, 2008), bien que des hauteurs d'eau plus importantes (40 à 60cm) ou dépendantes des vitesses d'écoulement dans l'ouvrage puissent parfois être évoquées pour les noues (CIRIA, 2007; MBWCP, 2006a; PDEP, 2006; TCC, 2011). Outre la question de la sécurité des riverains, la limitation des hauteurs d'eau dans certaines techniques alternatives pourrait également être destinée à réduire les risques de colmatage liés au maintien en eau de l'ouvrage pour des durées trop importantes (Davis et al., 2009). Les hauteurs d'eau maximales préconisées dans les guides de gestion français s'avèrent dans l'ensemble supérieures à celles des guides anglo-saxons, avec des valeurs situées entre 30 et 50 cm (CUB, 2014; GLCU, 2008; LM, 2012; SIBA, 2013). Au cours des entretiens, la valeur 40 cm est à plusieurs reprises apparue comme un maximum pour des raisons de sécurité (L. Pruvost-Bouvattier ; D. Pierlot ; G. Péruisset ; T. Maytraud). Concernant les pentes en bordure d'ouvrage, les valeurs maximales fournies dans les guides de gestion se situent autour de 1 pour 3, pour des raisons de sécurité ou d'intégration paysagère mais aussi afin de faciliter l'entretien des techniques alternatives (ADOPTA, 2008; CIRIA, 2007; CUB, 2014; LM, 2012; MISEN-PL, 2013; MPCA, 2005; OMOE, 2003; PBES, 2008). Une telle règle ne s'applique toutefois pas toujours aux solutions mises en œuvre à très petite échelle, telles que les « planter boxes », qui correspondent à des bacs en béton ou maçonnés dont l'arase peut se situer au niveau des surfaces d'apport, et pour lesquels des berges verticales voire une absence de berges demeure une possibilité (NYDEC, 2015; PBES, 2008).

Dans la majorité des guides techniques, la mise place de végétation dans les ouvrages de surface est fortement encouragée voire rendue obligatoire. Au-delà d'un intérêt paysager évident, la présence de végétation peut avoir une influence positive sur les performances hydrologiques et épuratoires des techniques alternatives, en limitant notamment l'incidence du colmatage, permettant ainsi de maintenir durablement les capacités d'infiltration du sol (Gonzalez-Merchan et al., 2014; Le Coustumer et al., 2012), mais également en facilitant la décantation des polluants particulaires (Bäckström, 2003, 2002; Deletic and Fletcher, 2006). Le plus souvent, l'utilisation d'espèces natives, supportant les alternances entre périodes humides et sèches ou une submersion temporaire, peu sensibles à la pollution ou aux sels de déneigement, et suffisamment robustes pour ne pas être arrachées par les débits entrants est préconisée (CIRIA, 2007; CUB, 2014; MBWCP, 2006a; MDDEP, 2012; PDEP, 2006; TCC, 2011). Les performances hydrologiques et notamment l'importance des pertes par évapotranspiration pouvant être accrues par des systèmes racinaires plus profonds que celui du gazon (Hunt and Davis, 2012), la mise en œuvre d'arbustes voire d'arbres peut également être recommandée (CS-SPU, 2016; GSA, 2010; LM, 2012; NYDEC, 2015; PBES, 2008; PDEP, 2006). Bien que l'influence de la végétation sur l'efficacité des techniques alternatives soit identifiée par la majorité des acteurs interrogés, leurs réponses révèlent cependant que les choix des aménageurs demeurent essentiellement liés à des considérations esthétiques (R. Quillien ; S. Youinou et N. Floch) ou à l'entretien des ouvrages (L. Pruvost-Bouvattier, G. Pérusset).



*Figure 1.8 – Exemples (à Noisy le Grand) de stockage à l'air libre dans des espaces paysagés  
(Source: Bressy, 2010)*

Le stockage en surface des eaux pluviales dans des ouvrages plurifonctionnels, intégrés au milieu urbain, réputés moins coûteux et plus faciles d'entretien que les solutions traditionnelles correspond largement aux principes de gestion portés par les pouvoirs



publics ou la communauté scientifique (AESN, 2013; Ahiablame et al., 2012; Fletcher et al., 2013; Lehoucq et al., 2013). Si ce discours est largement repris au cours des entretiens, il convient néanmoins de remarquer que, pour des ouvrages combinant stockage en surface et stockage souterrain, la notion de stockage doit être mise en parallèle avec celle de « niveau de service » (CERTU, 2003) définissant la fréquence de mise en eau des différents compartiments de l'ouvrage. Ainsi, même si le stockage en surface est envisagé, l'aménageur pourra préférer ne pas rendre visible trop fréquemment les volumes d'eaux capturés et privilégier un stockage en souterrain des pluies courantes (J.J. Herin ; D. Pierlot ; P. Cusenier; A. Rabier, V. Desloges, E. Pelliciolì, S. Youinou, N. Floch).

### **b. Stockage dans un matériau drainant ou filtrant**

Pour les ouvrages étudiés, un volume de stockage souterrain peut correspondre à la présence d'un décaissé rempli d'un matériau drainant minéral ou d'un massif filtrant, dont la composition se rapproche de celle de la terre végétale, destiné à assurer non seulement le stockage mais aussi la filtration des eaux pluviales urbaines.

Le stockage dans un matériau drainant tel que du sable, du gravier, des graves ou des enrochements est en premier lieu envisagé comme une solution de stockage avant exfiltration ou rejet vers l'aval. Plus rarement, ce type de stockage peut être envisagé comme une solution de « dépollution », permettant la filtration des polluants particuliers lorsque du sable est utilisé ou, leur sédimentation dans le cas de matériaux de diamètre plus important (CIRIA, 2007; MPCA, 2005). Les indices des vides des matériaux utilisés étant généralement situés entre 0.3 et 0.4, le stockage des eaux pluviales dans un massif drainant suppose une excavation du sol sur des profondeurs importantes et des valeurs comprises entre 1 et 2 m sont donc mentionnées dans la plupart des guides de gestion (CIRIA, 2007; CUB, 2014; CUGT, 2009; MDDEP, 2012; MDE, 2009; MPCA, 2005; OMOE, 2003). Le risque de colmatage des techniques reposant sur le stockage d'une partie des volumes capturés dans un matériau drainant autre que du sable est le plus souvent jugé considérable. Le recours à ce mode de stockage suppose donc généralement la mise en œuvre de solutions de prétraitement (ADOPTA, 2008; GCC, 2013; MDE, 2009) ou d'une couche de terre végétale de 10 à 30 cm en surface afin d'assurer la filtration des volumes capturés (BCC, 2005; CUGT, 2009; GLCU, 2008; GSA, 2010). Pour les professionnels interrogés, le risque de colmatage ne constitue pas l'unique inconvénient de ces solutions également jugées trop onéreuses (C. Bertrand ; P. Cusenier ; D. Pierlot).



*Figure 1.9 – Exemple (à Pérenchies) de tranchée d’infiltration avec stockage dans des graves (Source: LM, 2012)*

Les techniques alternatives intégrant un massif filtrant, correspondant aux pratiques de « bioretention » ou « biofiltration » (cf. Figure 1.10) dans les pays anglo-saxons, ne sont la plupart du temps pas mentionnées dans les guides de gestion français (CUB, 2014; CUGT, 2009; LM, 2012; SIBA, 2013) ou alors de manière très allusive, sans que des règles précises de conception ne soient fournies (AESN, 2013; GLCU, 2014). Les entretiens indiquent cependant que la couche de sol amendé, de quelques dizaines de centimètres, mise en place à la surface des techniques alternatives peut être envisagée de manière plus un moins explicite comme un volume de stockage supplémentaire (i.e. supposé « plus drainant »), bien que répondant pour l’essentiel à des préoccupations paysagères (P. Cusenier ; C. Bertrand, L. Pruvost-Bouvattier ; G. Péruisset ; T. Maytraud).



*Figure 1.10 – Exemples (en Caroline du Nord) de système de « bioretention » avec stockage dans une couche de sol amendé (Source: Li et al., 2009)*

Dans les guides techniques anglo-saxons, la mise en œuvre d'un sol amendé, se composant à parts égales de sable, de terre et de matière organique (les proportions pouvant néanmoins légèrement varier d'un guide à l'autre) (Davis et al., 2009; MPCA, 2005; NYDEC, 2015; PBES, 2008), est à l'inverse destinée à assurer à la fois la croissance des végétaux, la filtration et le stockage des volumes capturés dans les ouvrages. Bien que les recommandations portent le plus souvent sur la composition de ce mélange, des vitesses d'infiltration indicatives peuvent également être mentionnées, mais s'avèrent assez variables d'un guide à l'autre avec des valeurs minimales comprises entre 12.5 et 150 mm/h pour des maximales situées entre 200 et 500 mm/h (BCC, 2005; CIRIA, 2007; GSA, 2010; MBWCP, 2006a; TCC, 2011). Comme dans le cas de matériaux drainants, un stockage sur des épaisseurs importantes, allant de 40 cm à 2 m, peut ici être préconisé (ARC, 2003; CS-SPU, 2016; GCC, 2013; MDDEP, 2012; MPCA, 2005; NYCDEP, 2012; NYDEC, 2015).

### **1.4.3.3. Mode d'évacuation**

L'évacuation des eaux pluviales depuis le volume de stockage peut s'effectuer en surface ou en souterrain. Dans les deux cas, il sera possible de distinguer les modes d'évacuation donnant lieu à un abattement (exfiltration et évapotranspiration) de ceux qui ne constituent qu'un rejet vers l'aval. Le mode d'évacuation renvoie donc au mode de fonctionnement de l'ouvrage (stockage-restitution et/ou abattement, cf. 1.2.2) et dépend essentiellement de la fonction qu'il est supposé assurer. Très fréquemment, les techniques alternatives ne possèdent cependant pas un mais plusieurs modes d'évacuation et des options différentes peuvent ainsi être envisagées en fonction de la fréquence des événements pluvieux (ou des « niveaux de services ») ciblés. Par ailleurs, les ouvrages n'étant généralement pas imperméabilisés à moins que des contraintes particulières ne l'exigent (ce point sera abordé plus en détail dans la suite) la plupart des techniques destinées au traitement ou à la gestion des événements rares peuvent donner lieu à des pertes par exfiltration ou évapotranspiration.

Le choix ou la conception de l'évacuation des techniques alternatives est de manière générale conditionné par l'exigence d'une vidange complète du volume de stockage sous 24 à 48h (CIRIA, 2007; CUB, 2014; CUGT, 2009; GCC, 2013; MDDEP, 2012; MDE, 2009; MPCA, 2005; NYDEC, 2015; OMOE, 2003), le plus souvent justifiée par l'éventualité d'une succession d'événements pluvieux mais également destinée à limiter les nuisances liées à la stagnation de l'eau dans l'ouvrage (odeurs, prolifération d'insectes...). Les

entretiens révèlent cependant que si la durée de 24h constitue le plus souvent un maximum, le temps de vidange « acceptable » dépend en pratique aussi de la façon dont est envisagé l'ouvrage et en particulier des contraintes liées à l'usage de ce dernier (R. Quillien ; L. Pruvost-Bouvattier). Des temps de vidanges inférieurs à 24h pourront donc potentiellement être souhaités dans le cas d'espaces plurifonctionnels.

### a. L'exfiltration et l'évapotranspiration

Le terme d'exfiltration désigne ici un flux d'infiltration du volume de stockage de surface ou souterrain vers le sol « naturel ». Ce dernier se distingue donc de l'infiltration en surface qui peut également correspondre au passage des volumes capturés dans un massif drainant ou filtrant (avant une restitution vers l'aval ou l'exfiltration vers le sol naturel).

Bien que l'exfiltration ne constitue pas toujours le principal mode d'évacuation des techniques alternatives, le recours à des solutions permettant de rediriger une partie des volumes capturés vers le sol naturel apparaît comme une solution privilégiée dans la majorité des guides de gestion. Les valeurs de conductivité hydraulique considérées comme « propices » à l'infiltration se situent généralement entre  $10^{-6}$  m.s<sup>-1</sup> et  $10^{-5}$  m.s<sup>-1</sup> (CIRIA, 2007; CS-SPU, 2016; CUB, 2014; GSA, 2010; MBWCP, 2006; MDDEP, 2012; MISEN-PL, 2013; MPCA, 2005; OMOE, 2003). Si la plupart des documents techniques n'indiquent pas de façon explicite à quel objectif de gestion cette limite est associée, des valeurs de conductivité hydraulique plus élevées (supérieures à  $5 \times 10^{-5}$  m.s<sup>-1</sup>) sont parfois spécifiquement mentionnées pour la maîtrise des événements rares (CS-SPU, 2016; NYDEC, 2015). De la même manière, une infiltration sur des sols dont la conductivité hydraulique se situerait bien en deçà des seuils usuels (de l'ordre de  $10^{-8}$  m.s<sup>-1</sup>) peut être considérée comme pertinente pour la maîtrise des pluies courantes (GLCU, 2014; LM, 2012). Cette exception correspond dans le cas de la communauté urbaine de Lille, au fait que « l'infiltration [doit] être la première solution recherchée » (LM, 2012) et pour celle de Lyon, au fait que pour une surface d'ouvrage suffisante par rapport à celle du bassin drainé « l'infiltration [pourrait] être pratiquée quelle que soit la perméabilité du sol » (GLCU, 2014). L'idée qu'un abattement non-négligeable des pluies courantes pouvait être obtenu sur des sols présentant de faibles vitesses d'infiltration (inférieures à  $10^{-7}$  m.s<sup>-1</sup>) est également apparue à plusieurs reprises au cours des entretiens (P. Cusenier, J.J. Herin, T. Maytraud, L. Pruvost-Bouvattier).

Les possibilités de recours à l'exfiltration peuvent être limitées par de nombreux facteurs. Une évacuation des volumes capturés vers des sols de conductivité hydraulique supérieure à  $10^{-4}$  m.s<sup>-1</sup> peut ainsi être considérée comme indésirable en absence de prétraitement suffisant voire conduire à l'imperméabilisation de l'ouvrage, les sols ne présentant alors pas de capacités épuratoires suffisantes (CUB, 2014; GLCU, 2014; LM, 2012; MBWCP, 2006a; NYDEC, 2015). Des niveaux de contamination du ruissellement importants, des contraintes topographiques, une distance à la nappe phréatique inférieure à 1 m (CIRIA, 2007; CUB, 2014; GCC, 2013; GSA, 2010; MDDEP, 2012; MISEN-PL, 2013), la présence de sols argileux (sujets au phénomène de retrait-gonflement) ou une distance trop réduite au bâti (inférieure à 3m) sont également susceptibles d'imposer la mise en place d'une géomembrane empêchant l'exfiltration des volumes capturés vers le sol naturel (CIRIA, 2007; GSA, 2010; MDE, 2009; NYDEC, 2015; PBES, 2008).

D'un point de vue plus pratique, la difficulté à tenir compte de l'infiltration dans le dimensionnement des techniques alternatives pourrait par ailleurs conduire à négliger (ou du moins sous-estimer) l'éventualité d'une exfiltration des volumes capturés. L'incertitude quant à la mesure des vitesses d'infiltration nécessite par exemple dans certains guides de gestion l'introduction de facteurs de sécurité importants (de 2 à 10) pour le dimensionnement des ouvrages et pourrait ainsi conduire l'aménageur à envisager d'autres modes d'évacuation (G. Péruisset). De la même manière, plusieurs des professionnels interrogés considèrent que le dimensionnement s'effectue encore fréquemment à partir de méthodes anciennes, basées sur la gestion d'une pluie décennale (C. Bertrand ; P. Cusenier ; S. Youinou et N. Floch) ou ne tiennent compte que de façon empirique de l'objectif d'infiltration des pluies courantes (D. Pierlot). Néanmoins, les réponses obtenues au cours des entretiens semblent également indiquer que la prise en compte progressive de l'objectif d'abattement des pluies courantes, sous l'effet de contraintes réglementaires ou d'incitations (notamment les subventions des agences de l'Eau), amène à considérer de façon explicite l'exfiltration comme un mode d'évacuation pour ces événements (P. Cusenier ; C. Piel ; E. Sibeud ; Pruvost-Bouvattier ; R. Quillien).

Enfin, si une évacuation des pluies courantes (voire de volumes plus importants) par exfiltration peut assez fréquemment être retenue lors de la conception des techniques alternatives, les pertes par évapotranspiration sont en revanche le plus souvent envisagées de façon anecdotique comme un bénéfice secondaire ou « collatéral », permettant une

réduction des volumes supplémentaire mais incertaine dans les ouvrages végétalisés (CIRIA, 2007; LM, 2012; MDDEP, 2012; MPCA, 2005; OMOE, 2003; PDEP, 2006). Bien que des travaux récents suggèrent que cette perte hydrologique pourrait contribuer de manière non négligeable à la réduction des volumes dans les techniques alternatives, y compris pour des ouvrages imperméabilisés (Hatt et al., 2009; Li et al., 2009), la prise en compte de l'évapotranspiration lors de la conception demeure difficile et suppose vraisemblablement le recours à une modélisation en continu des ouvrages (CS-SPU, 2016; GSA, 2010; NYDEC, 2015). Les entretiens confirment ainsi que l'évapotranspiration n'est en règle générale pas considérée de manière explicite lors la conception (J.J. Herin ; L. Pruvost-Bouvattier ; S. Youinou et N. Floch), faute d'outil adapté ou de retour d'expérience suffisant (G. Péruisset ; T. Maytraud). Sa prise en compte se limite donc la plupart du temps au choix d'espèces végétales supposées permettre d'observer des pertes importantes (R. Quillien ; T. Maytraud ; A. Rabier, V. Desloges, E. Pellicoli).

### **b. Le rejet vers l'aval**

Le rejet vers l'aval des volumes n'ayant pas été évacués par exfiltration dans le sol ou évapotranspiration peut s'effectuer depuis la surface, par surverse ou via un dispositif de régulation des débits, ou en souterrain, à travers un drain équipé ou non d'un organe de régulation.

La surverse correspond à l'évacuation des volumes capturés pour les évènements dont la période de retour dépasse celle pour laquelle le volume de stockage de l'ouvrage a été dimensionné. En France, les techniques alternatives étant pour l'essentiel destinées à assurer la maîtrise d'évènements rares (en intégrant ou non l'objectif d'abattement des pluies courantes), l'évacuation par surverse ne correspond généralement pas à un fonctionnement « normal » de l'ouvrage et ne s'applique donc qu'à des évènements de période de retour élevée (de 10 ans ou plus) (CUB, 2014; CUGT, 2009; GLCU, 2014; LM, 2012). Le trop plein d'eau peut alors être dirigé en surface ou vers les réseaux (dont, paradoxalement, la capacité ne permet souvent pas d'accepter ce surplus). Une surverse pour des pluies de période de retour inférieures peut néanmoins être envisagée dans le cas de solutions spécifiquement dédiées à la gestion des pluies courantes (R. Quillien). Dans les pays anglo-saxons où la gestion dans des ouvrages distincts des pluies courantes et des évènements exceptionnels est une pratique fréquente, la surverse vers des dispositifs de stockage en aval ne s'effectue en règle générale pas par « débordement » mais plutôt via des

canalisations (MBWCP, 2006a; MDDEP, 2012; MDE, 2009; MPCA, 2005). Pour ce type de techniques alternatives, la mise en œuvre d'un « bypass », permettant de diriger les volumes entrant directement en aval de l'ouvrage, peut par ailleurs être préconisée afin d'éviter que ces dernières ne soient endommagées au cours d'évènements dont la période de retour dépasse celle de conception (ARC, 2003; GSA, 2010; MBWCP, 2006a; MDDEP, 2012; MDE, 2009; MPCA, 2005).



*Figure 1.11 – Exemples de rejet via un dispositif de régulation (à gauche) (à Neuilly-sur-Marne) et d'évacuation au réseau en dessous du niveau du radier de l'ouvrage (à droite) (à Vitry-sur-Seine) (Source: M-C. Gromaire)*

Le rejet à débit régulé vers les réseaux ou les milieux récepteurs constitue le principal mode d'évacuation des ouvrages destinés à la maîtrise des débits de pointe, une vidange par exfiltration de la totalité des volumes associés aux pluies de périodes de retour élevées étant souvent impossible. La régulation des débits peut être effectuée grâce à un simple ajutage, un seuil déversant ou des dispositifs manufacturés permettant d'atteindre plus rapidement les débits de consignes. Si l'ajutage semble en France privilégié pour les faibles valeurs de débit de fuite (i.e. de l'ordre de quelques litres par seconde) (CUGT, 2009; GLCU, 2008), l'utilisation de dispositifs particuliers (régulateurs de type vortex ou tuyaux perforés) peut à l'inverse être préconisée dans certains guides de gestion étrangers lorsqu'un simple ajutage conduirait à des diamètres d'orifice trop réduits et risquant alors de s'obstruer (CIRIA, 2007; MDDEP, 2012). De telles solutions ne sont cependant pas systématiquement mentionnées dans les guides de conception (CS-SPU, 2016; MBWCP, 2006a; PBES, 2008; PDEP, 2006), et la contrainte liée au colmatage des organes de régulation pourrait dans certains cas être envisagée comme une opportunité de privilégier une évacuation par exfiltration. Le guide de la ville de Portland introduit ainsi un diamètre minimum d'ajutage



de 2.5 à 5 cm explicitement destiné à limiter les possibilités de mise en œuvre de solutions de stockage-restitution et encourager l'évacuation par exfiltration pour les ouvrages de petite taille (PBES, 2008). Pour le cas français, les entretiens ne permettent pas de dégager de tendance claire dans les pratiques opérationnelles : bien que l'ajutage soit généralement considéré comme idéal car peu coûteux (P. Cusenier ; S. Youinou et N. Floch ; R. Quillien), d'autres solutions peuvent également être utilisées (C. Bertrand ; L. Pruvost-Bouvattier) non seulement pour des raisons pratiques (diamètre d'ajutage trop réduits) mais aussi parce que la maîtrise d'œuvre pourrait y trouver un intérêt financier au même titre que le fournisseur (dans le cas d'une rémunération « au pourcentage ») (D. Pierlot).

Comme évoqué en 1.3, l'articulation entre maîtrise des débits de pointe et gestion des pluies courantes n'est, en France, pas toujours clairement explicitée dans les guides de gestion. Ainsi, bien que fréquemment évoquée au cours des entretiens (P. Cusenier ; R. Quillien ; J.J. Herin ; D. Pierlot ; T. Maytraud), la mise en place d'un volume mort en dessous du niveau des dispositifs de régulation, de manière à favoriser l'infiltration des pluies courantes, n'est par exemple mentionnée dans aucun des guides de gestion analysés (CUB, 2014; CUGT, 2009; GLCU, 2014, 2008; LM, 2012; MISEN-PL, 2013; SIBA, 2013). A l'inverse, des mesures destinées à assurer une évacuation rapide des volumes capturés à travers le dispositif de régulation, comme l'aménagement d'une cunette imperméable (CUB, 2014; CUGT, 2009; LM, 2012) (cf. Figure 1.12) ou l'installation du régulateur en dessous du niveau du radier de l'ouvrage (CUB, 2014), limitant probablement l'efficacité des techniques alternatives vis-à-vis des pluies courantes, peuvent parfois être recommandées.



*Figure 1.12 – Exemples d'ouvrages de type noues équipés de cunettes: à gauche à Chenevieux, (source : M-C. Gromaire), à droite, à Bruges (d'après CUB, 2014)*



Cette volonté d'une évacuation rapide de l'eau stockée dans les techniques alternatives peut justifier la mise en place de drains (1) en France, au sein d'ouvrages de stockage-restitution (C. Bertrand ; P. Cusenier ; L. Pruvost-Bouvattier ; G. Péruisset ; CUB, 2014) ou (2) à l'étranger, sur des solutions telles que les noues dont la fonction première est l'acheminement des eaux pluviales (CIRIA, 2007; CUB, 2014; GSA, 2010; MBWCP, 2006a; MPCA, 2005). Néanmoins, l'évacuation par un drain est en premier lieu associée au stockage en souterrain, dans un massif drainant ou filtrant, lorsque l'exfiltration seule se révèle impossible.



*Figure 1.13 – Exemple de noue drainée (à Rouen). A gauche vue générale de l'ouvrage. A droite : arrivée des drains au niveau d'un regard (Source: M-C. Gromaire)*

La position du drain d'évacuation est un élément important de la conception. Ce dernier doit en effet se trouver suffisamment loin de l'arrivée d'eau si celle-ci s'effectue en souterrain, et, idéalement, être surélevé par rapport au niveau du sol naturel (constituant ainsi une sorte de volume mort au sein du massif drainant ou filtrant) de manière à maximiser les pertes par infiltration ou évapotranspiration (ARC, 2003; CIRIA, 2007; CS-SPU, 2016; GCC, 2013; MPCA, 2005; PBES, 2008). Dans le cas d'ouvrages de filtration, l'élévation du drain par rapport au fond du volume de stockage peut également avoir pour objectif l'établissement de cycles aérobie-anaérobie favorisant la dénitrification (MDDEP, 2012). Ce drain pourra alors être équipé ou non d'un dispositif de régulation, en fonction de l'objectif de gestion assuré par l'ouvrage. Bien que le passage à travers un massif filtrant permette d'observer une atténuation des débits ruisselés (Davis et al., 2009; Fletcher et al., 2013), les ouvrages de filtration ne sont dans le cas général pas envisagés comme des solutions de maîtrise des débits de pointe (CIRIA, 2007; Davis et al., 2009; GSA, 2010; MBWCP, 2006a; MPCA, 2005; PDEP, 2006) et le recours à un ajustage n'est donc pas

nécessairement préconisé. Dès lors que l'ouvrage n'est pas uniquement destiné à la gestion des pluies courantes, un ajustement de la taille du drain ou l'installation d'un dispositif de régulation (simple ajustage ou régulateur) peut en revanche être envisagé de manière à limiter les débits en sortie d'ouvrage (CS-SPU, 2016)(C. Bertrand ; J.J. Herin ; D. Pierlot ; G. Péruisset).

### 1.4.4. Conclusion de l'analyse

L'analyse précédente permet en premier lieu de mettre en évidence la grande diversité des techniques alternatives, dont la conception dépend à la fois de l'objectif de gestion auquel elles sont associées (abattement des pluies courantes, traitement, ou maîtrise des débits de pointe), mais également de contraintes d'aménagement liées à leur intégration au milieu urbain. Certaines tendances peuvent néanmoins être dégagées à partir de l'étude des guides de gestion et des entretiens menés auprès des acteurs opérationnels. Concernant l'alimentation des ouvrages, si une répartition diffuse de l'eau dans les techniques alternatives semble généralement considérée comme idéale, le manque d'espace en milieu urbain et la nécessité de prétraitement pourrait fréquemment conduire à préférer une arrivée d'eau en souterrain ou via une canalisation située au-dessus du radier de l'ouvrage. La nature du stockage est en partie déterminée par la fonction qu'est supposée assurer l'ouvrage : la présence d'une épaisseur importante de sol amendé est ainsi spécifiquement destinée à assurer le traitement des volumes capturés alors que le stockage des pluies exceptionnelles est le plus souvent effectué à l'air libre ou dans un massif drainant (graviers ou galets). Néanmoins, le choix d'un stockage en souterrain (dans une couche de sol amendé ou un matériau drainant) pourrait également correspondre à une volonté de « dissimuler » les eaux pluviales ou de ne pas inonder de façon trop fréquente certains espaces plurifonctionnels. Enfin, le mode d'évacuation est quant à lui essentiellement déterminé par l'objectif de gestion assigné à l'ouvrage mais aussi par le mode de stockage utilisé.

Plus généralement, bien que les règles de conception formalisées dans les guides techniques ou mentionnées par les acteurs interrogés renvoient aux principes d'une gestion « intégrée » ou « durable » des eaux pluviales urbaines, les entretiens suggèrent que, souvent, l'absence de prise en compte suffisamment en amont de la gestion du ruissellement dans les projets d'aménagement conditionne fortement la conception des techniques alternatives et

constitue parfois un frein à leur mise en œuvre (R. Quillien ; D. Pierlot ; L. Pruvost-Bouvattier ; T. Maytraud ; S. Youinou ; N. Floch). De la même manière, la réticence à rendre visible l'eau en milieu urbain pourrait largement orienter les choix des aménageurs (G. Péruisset ; J.J. Herin ; D. Pierlot ; P. Cusenier ; A. Rabier, V. Desloges, E. Pellicioli) et conduire à l'adoption de solutions moins pertinentes en termes de conception. Si les techniques alternatives ne sont dans la suite envisagées que sous un angle technique (celui de la maîtrise à la source des flux de polluant), il convient de reconnaître que leur mise en œuvre relève de problématiques d'aménagement dépassant largement celle de leur « efficacité » et qu'il sera par conséquent nécessaire de tenir compte de certaines contraintes de conception dans l'analyse de leur fonctionnement hydrologique.

### 1.5. Conclusions et perspectives de recherche

Face aux limites des systèmes d'assainissement traditionnels, la gestion à la source des eaux pluviales urbaines s'est progressivement imposée pour limiter la fréquence des débordements des réseaux et, plus récemment, les rejets de contaminants vers les milieux récepteurs. Ces nouvelles logiques d'aménagement, parfois qualifiées de gestion « intégrée » ou « durable » des eaux pluviales urbaines (trouvant de nombreux équivalents dans les pays anglo-saxons) reposent principalement sur la mise en œuvre d'une gestion distribuée et à l'amont des volumes ruisselés, dans des ouvrages végétalisés et intégrés à l'urbanisme (les techniques alternatives), dans un objectif de maintien de conditions hydrologiques « naturelles ». Bien qu'initialement conçues dans un objectif de réduction des débits dirigés vers l'aval, ces techniques alternatives apparaissent aujourd'hui particulièrement pertinentes pour la maîtrise des flux de polluants, évitant les contaminations croisées lors du transfert dans les réseaux, favorisant certains processus de dépollution et surtout, permettant une réduction des volumes ruisselés grâce à l'infiltration ou l'évapotranspiration.

Si la gestion à la source est aujourd'hui largement encouragée par les pouvoirs publics et, plus généralement considérée comme une condition nécessaire à la maîtrise des flux de polluants dirigés vers les milieux récepteurs, les critères de gestion fournis aux aménageurs demeurent cependant assez variables d'un pays ou d'une collectivité à l'autre et pourraient ne pas toujours traduire de façon satisfaisante l'objectif de maîtrise de la contamination des eaux pluviales urbaines. L'analyse de ces critères a permis d'identifier deux stratégies de gestion hydrologique du ruissellement : la « régulation des débits », désignant le stockage

temporaire des eaux pluviales suivi de leur restitution vers l'aval à débit limité et la « réduction des volumes ruisselés », supposant l'abattement (infiltration ou évapotranspiration) d'une fraction des volumes ruisselés.

Bien que les approches de « réduction des volumes », permettant d'explicitier le lien entre abattement des pluies courantes et maîtrise des flux de polluants, semblent à plusieurs égards être le meilleur moyen de limiter à la source la contribution des eaux de ruissellement à la pollution diffuse des milieux aquatiques superficiels, la définition d'un objectif volumique optimal demeure une question à part entière. Par ailleurs, si les stratégies de régulation des débits pourraient ne pas toujours garantir une gestion adéquate des pluies courantes, peu d'éléments permettent réellement de quantifier leur effet en termes de réduction des rejets de polluants. En outre, les stratégies de régulation des débits étant en premier lieu destinées à la maîtrise des débits de pointe, il convient probablement de s'interroger sur l'articulation de cet objectif avec celui d'abattement des pluies courantes. Enfin, l'analyse des pratiques de gestion mettant en évidence différentes contraintes liées à l'intégration des techniques alternatives, tant du point de leur conception (emprise au sol, hauteur d'eau maximale...) que de leur fonctionnement hydrologique (temps de vidange, interactions avec le sol...), il sera dans la suite nécessaire de ne pas considérer uniquement la capacité de ces dernières à limiter les rejets de contaminants vers l'aval mais également de tenir compte de l'acceptabilité des différents scénarios de gestion.

Une analyse plus approfondie, rendant à la fois compte de l'incidence de la succession des évènements pluvieux et de la dynamique de production des flux d'eau et de polluants en amont des dispositifs de gestion, est donc vraisemblablement nécessaire pour mieux comprendre le lien entre le fonctionnement hydrologique et l'efficacité des techniques alternatives et espérer orienter leur dimensionnement pour une maîtrise optimale de la contamination des eaux pluviales urbaines.



# Partie 2.

## Cadre méthodologique pour la modélisation de la gestion à la source des eaux pluviales urbaines

### 2.1. Introduction

L'objectif principal de ce travail de thèse est d'analyser l'incidence du fonctionnement hydrologique des dispositifs de gestion à la parcelle du ruissellement sur les flux d'eau et de polluants rejetés vers les milieux récepteurs. L'étude des pratiques présentée dans le chapitre précédent a permis de distinguer deux approches pour la gestion à la source des eaux pluviales urbaines : les stratégies de « régulation des débits », consistant à stocker de manière temporaire les volumes ruisselés pour les restituer à débit limité vers l'aval, et celles de « réduction des volumes », supposant l'infiltration ou l'évapo(transpi)ration d'une fraction des précipitations. L'abattement volumique auquel peuvent donner lieu les techniques alternatives de gestion des eaux pluviales urbaines apparaît comme un élément clé pour limiter à la source les rejets de contaminants vers les milieux récepteurs superficiels. Bien que la mise en œuvre des stratégies de régulation des débits dans des ouvrages perméables et à ciel ouvert puisse donner lieu à des pertes par infiltration ou évapo(transpi)ration, les approches de réduction des volumes semblent a priori préférables pour la maîtrise des flux de polluants car explicitement destinées à l'abattement d'une fraction des volumes ruisselés. Il convient cependant de s'interroger sur l'incidence de ces stratégies sur les masses et la fréquence de rejets de contaminants vers l'aval en tenant compte de la diversité des scénarios de gestion pouvant être rencontrés, tant du point de vue des surfaces de production que du dimensionnement des techniques alternatives.

Préciser la relation entre l'objectif de gestion hydrologique et la réduction des rejets de contaminant suppose une analyse approfondie de la distribution des flux d'eau et de polluants dirigés vers les techniques alternatives, et nécessite vraisemblablement de rendre compte de la variabilité des pertes hydrologiques sur les surfaces d'apport ou dans les dispositifs de gestion. L'étude des recommandations ou réglementations présentées au chapitre précédent semble indiquer que la détermination des critères de gestion repose le plus souvent sur des approches relativement simples (voire simplistes) ne permettant pas d'évaluer l'incidence de la succession des événements pluvieux, des conditions d'infiltration ou d'évapo(transpi)ration et des caractéristiques des dispositifs de gestion sur la disponibilité des volumes de stockage.

Dans la suite, l'analyse des stratégies de réduction des volumes et de régulation des débits s'appuie donc sur la simulation en continu de différents scénarios de gestion du ruissellement, pour des chroniques longues de précipitations, en considérant différentes dynamiques de production des flux d'eau et de polluants au niveau des surfaces urbaines. Ce travail vise en particulier à préciser, pour chacune de ces stratégies, dans quelle mesure l'abattement des premiers millimètres de ruissellement permettrait de réduire, en masse comme en fréquence, les rejets de contaminants vers l'aval. La comparaison de différents scénarios quant à la nature des surfaces d'apport ou à la conception des techniques alternatives permettra par ailleurs de déterminer si des approches standardisées, ne reposant que sur la définition d'un unique critère de gestion hydrologique, sont bien pertinentes pour la maîtrise des flux de contaminants ou si, à l'inverse, la mise en œuvre de solutions efficaces de gestion du ruissellement suppose le développement d'outils de dimensionnement plus complets.

Deux approches peuvent a priori être envisagées pour évaluer l'incidence du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives pour la maîtrise des flux de polluants : une modélisation basée sur des bassins versants réels ou le recours à des cas de figures totalement théoriques. Bien que la première solution soit fréquemment employée en hydrologie urbaine pour la comparaison de différents scénarios de gestion du ruissellement (Burns et al., 2012; Göbel et al., 2004; Petrucci et al., 2013; Vezzaro et al., 2015), une analyse basée sur des bassins versants totalement théoriques est ici privilégiée. Cette étude se limitant à une analyse « locale », « à l'amont » de l'effet du contrôle à la source, c'est-à-dire pour des bassins versant dont la superficie n'excède pas quelques hectares, l'utilisation de cas de figure réels, permettant de rendre compte de l'agencement des surfaces urbaines

et du transfert dans les réseaux d'assainissement, n'est en effet pas nécessairement justifiée et une description relativement simple des surfaces d'apport peut dans un premier temps être envisagée. Le recours à une approche théorique reposant sur des bassins versants pouvant être caractérisés par un nombre limité de paramètres, permet par ailleurs d'évaluer conjointement l'effet des différents scénarios de gestion du ruissellement et la sensibilité des résultats aux caractéristiques des surfaces d'apports. Dans la suite, les modèles retenus pour la construction d'une chaîne de modélisation « bassin versant + ouvrage de gestion » devront donc être adaptés en termes de complexité à cette démarche essentiellement théorique tout en rendant compte de façon suffisamment réaliste des processus ayant lieu dans les techniques alternatives et au niveau des surfaces urbaines.

## 2.2. Synthèse bibliographique

Les modèles hydrologiques sont généralement caractérisés par (1) la façon dont ils intègrent l'information spatiale quant aux caractéristiques des bassins versants, (2) la nature des équations mathématiques employées pour la description des processus physiques ou chimiques et enfin (3) leur capacité à rendre compte de l'incidence d'une succession d'évènements pluvieux, c'est-à-dire leur aptitude à simuler en continu ou non le fonctionnement des surfaces d'apports ou des ouvrages de gestion (Elliott and Trowsdale, 2007; Hamel and Fletcher, 2013; Singh and Woolhiser, 2002; Zoppou, 2001).

La représentation d'un bassin versant comme une entité spatiale homogène, supposée rendre compte du comportement moyen des surfaces urbaines, correspond à une approche dite « globale » tandis que les modèles pour lesquels un découpage en plusieurs unités ou sous-bassins versants de caractéristiques distinctes est effectué sont qualifiés de « distribués ». La notion de modèle distribué demeure cependant assez floue car pouvant aussi bien faire référence à une discrétisation spatiale selon un maillage régulier qu'à un assemblage de sous bassins-versants connectés entre eux et localement décrits par un modèle global (on parle alors de modèles semi-distribués). La manière dont les modèles intègrent les informations relatives à l'occupation des sols ou aux systèmes d'écoulement (réseaux enterrés ou superficiels) conditionne en grande partie la nature des équations employées pour la description des différents processus physiques se produisant sur le bassin versant. Les modèles distribués correspondent ainsi fréquemment à des modèles « physiques » ou « à base physique », pour lesquels la représentation des phénomènes hydrologiques repose sur des « lois » physiques, valables localement, mais dont une



## **2 - Cadre méthodologique pour la modélisation de la gestion à la source des eaux pluviales urbaines**

application à des unités spatiales correspondant à une agrégation de différentes unités spatiales n'est en revanche pas toujours possible. Le recours à un modèle distribué peut non seulement être justifié par la nécessité de rendre compte de l'incidence de l'hétérogénéité des surfaces urbaines et de la façon dont celles-ci sont connectées entre elles (Fletcher et al., 2013; Petrucci and Bonhomme, 2014), mais aussi par la volonté d'une description plus précise ou plus réaliste de certains processus hydrologiques (présentant eux mêmes une variabilité spatiale) (Beven, 2001; Cuo et al., 2008; Rodriguez et al., 2003).

Cette augmentation de la complexité dans la représentation du bassin versant n'est cependant pas toujours considérée comme souhaitable et la pertinence des modèles distribués fait depuis longtemps l'objet de vifs débats (Beven, 2001, 1996; Grayson et al., 1992; Kirchner, 2006; Perrin et al., 2001; Petrucci and Bonhomme, 2014; Refsgaard et al., 1996). La prise en compte de la variabilité spatiale des processus hydrologiques suppose en effet l'introduction d'un nombre considérable de paramètres pouvant être estimés à partir d'informations géographiques mais demeurant le plus souvent incertains car non-mesurables et ne caractérisant que de façon « moyenne » chaque maille (unité spatiale utilisée dans la discrétisation) ou sous bassin versant. L'utilisation d'équations physiques, valables « localement » (c'est-à-dire à l'échelle de l'observation), peut par ailleurs se révéler problématique à l'échelle d'une maille (unité spatiale utilisée dans la discrétisation) du fait de la non linéarité de certains phénomènes hydrologiques (Beven, 2001).

En pratique, il est clair qu'une étude fine ou locale de certains processus (formation du ruissellement, infiltration, interactions du sol avec la nappe phréatique ou les réseaux d'assainissement...) nécessite d'établir une différenciation entre les surfaces urbaines et de considérer des unités spatiales de dimension réduite (Kidmose et al., 2015; Ramier et al., 2011; Rodriguez et al., 2008). Le recours à des modèles distribués ne paraît cependant justifié « à l'échelle amont » que pour des applications bien spécifiques ou pour une prise en compte des arrangements spatiaux entre les différentes surfaces urbaines.

L'évaluation des différents scénarios de gestion du ruissellement est ici conduite pour des bassins versants extrêmement simples, supposés homogènes (surface revêtue d'un type donné). Dans la suite, des modèles conceptuels, à base physique, relativement simples (présentant des temps de calcul réduits) seront donc dans la mesure du possible privilégiés pour la modélisation en continu des surfaces urbaines et des techniques alternatives (l'intérêt d'une modélisation « en continu » sera discuté plus loin).

## 2.2.1. Les processus hydrologiques à l'amont

### 2.2.1.1. Formation du ruissellement et représentation des surfaces urbaines

L'augmentation de la part des surfaces revêtues a des conséquences importantes sur le cycle de l'eau en milieu urbain, et se traduit notamment par une augmentation des volumes et de la fréquence du ruissellement et une efficacité de transport vers l'aval (via les réseaux superficiels ou souterrains) accrue (Fletcher et al., 2013; Jacobson, 2011; Shuster et al., 2005). Bien qu'étant fréquemment qualifiées de surfaces « imperméables » car limitant fortement l'infiltration des eaux pluviales vers le sol naturel, les surfaces revêtues présentent un comportement hydrologique assez variable suivant leur nature et les caractéristiques des précipitations et peuvent donner lieu à des pertes hydrologiques non négligeables. De la même manière, les surfaces végétales, parfois désignées comme « perméables », peuvent également contribuer au ruissellement en milieu urbain, selon leur nature ou le type d'évènement pluvieux considéré.

La production du ruissellement et le transfert vers l'aval sont fréquemment envisagés de façon distincte pour la modélisation des surfaces urbaines. Pour l'essentiel des modèles continus, la formation du ruissellement est simulée à partir d'un schéma de type réservoir (cf. Figure 2.1) combinant pertes initiales et pertes continues (évaporation, infiltration et transpiration dans le cas de surfaces végétales), avec une prise en compte parfois limitée de ces dernières dans le cas des surfaces imperméables (Elliott and Trowsdale, 2007; Fletcher et al., 2013).

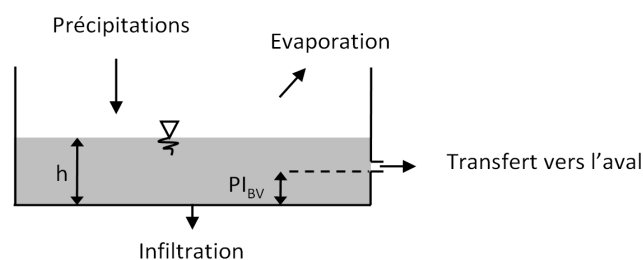


Figure 2.1 – Schéma générique de formation du ruissellement (d'après Rossman, 2010a) ( $PI_{BV}$  désignant les pertes initiales sur la surface de production)

Dans le cas des chaussées, plusieurs études suggèrent qu'une part importante des précipitations pourrait être infiltrée ou évaporée, avec des différences significatives selon les caractéristiques de la période pluvieuse ou de la voirie (pente, nature ou état du

## **2 - Cadre méthodologique pour la modélisation de la gestion à la source des eaux pluviales urbaines**

revêtement) (Hollis and Ovenden, 1988a; Ragab et al., 2003b; Ramier, 2004; Ramier et al., 2011). Les résultats expérimentaux de Ramier et al. (2011) et Ragab et al. (2003) indiquent par exemple que l'évaporation et l'infiltration pourraient respectivement représenter 20 à 25% et 5 à 20% des volumes de précipitations à l'échelle annuelle (avec des volumes de ruissellement correspondant à 60 à 90% des volumes précipités). Dans la littérature, les valeurs des vitesses d'infiltration mesurées sur des plaques d'enrobés ou des chaussées réelles se situent entre  $10^{-9}$  et  $10^{-7}$  m.s<sup>-1</sup> (Hollis and Ovenden, 1988b; Ramier, 2004; Ramier et al., 2011) avec des estimations de pertes initiales comprises entre 0.4 et 2.5mm (Hollis and Ovenden, 1988b; Ragab et al., 2003b; Ramier, 2004). Des pertes au ruissellement peuvent également être observées au niveau des toitures, pour lesquelles l'infiltration dans le matériau de couverture se révèle pourtant négligeable voire inexistante. Dans les travaux de Hollis et Ovenden (1988a) et Ragab et al. (2003a), le rapport entre volume ruisselé et précipité calculé pour des périodes longues de précipitations (supérieures ou égales à un 1 an) se situe ainsi entre 60 et 100% (avec des différences marquées selon l'inclinaison ou l'exposition des toits et le type de matériau utilisé) et sont donc assez comparables à ceux obtenus dans le cas des chaussées. Les valeurs de pertes initiales estimées par les auteurs pour ces mêmes toitures sont comprises entre 0.4 et 2mm.

De manière générale, si les volumes ruisselés au niveau des surfaces revêtues coïncident approximativement avec les volumes précipités dans le cas d'évènements importants (hauteurs d'eau supérieures à 5 mm par exemple), les pertes hydrologiques peuvent en revanche représenter une fraction conséquente des précipitations et s'avérer déterminantes dans le cas des évènements les plus fréquents (Hollis and Ovenden, 1988a; Ramier et al., 2011). Plusieurs travaux mettent par ailleurs en évidence la difficulté à prédire les volumes ruisselés associés à ce type de pluies et indiquent que les approches simplifiées, ne tenant pas explicitement compte de la variabilité des pertes initiales et continues, ne permettent vraisemblablement pas de reproduire avec précision la dynamique de formation du ruissellement (Berthier and Le Déliou, 2007; Fletcher et al., 2013; Ramier et al., 2011; Rodriguez et al., 2000).

Des éléments de modélisations consacrés à la description des pertes par infiltration et l'évaporation (ou évapotranspiration pour le cas des surfaces végétales), affectant à la fois les surfaces contributrices et les ouvrages de gestion des eaux pluviales, ainsi que les principaux modèles de transfert sont donc présentés dans les paragraphes suivants.

### 2.2.1.2. Le processus d'infiltration

L'infiltration désigne le passage de l'eau (précipitations ou ruissellement acheminé en un point donné) à travers un matériau poreux (le plus souvent le sol, mais pouvant également correspondre à certaines surfaces revêtues telles que des chaussées) depuis sa surface. La « capacité d'infiltration » du matériau, c'est-à-dire sa capacité à absorber et à permettre l'écoulement de l'eau, dépend à la fois de ses propriétés hydrodynamiques, de son état hydrique et du flux lui étant appliqué. Pour un matériau n'étant pas initialement à saturation, la capacité d'infiltration peut être décrite comme une fonction décroissante du temps ou du volume infiltré cumulé, tendant vers une valeur limite proche de la conductivité hydraulique à saturation du milieu (Hillel, 2012). Le rapport entre ce flux et la capacité d'infiltration du matériau est un aspect déterminant pour la formation du ruissellement, l'eau s'accumulant en effet en surface et pouvant éventuellement ruisseler vers l'aval lorsque le débit entrant dépasse cette capacité d'infiltration.

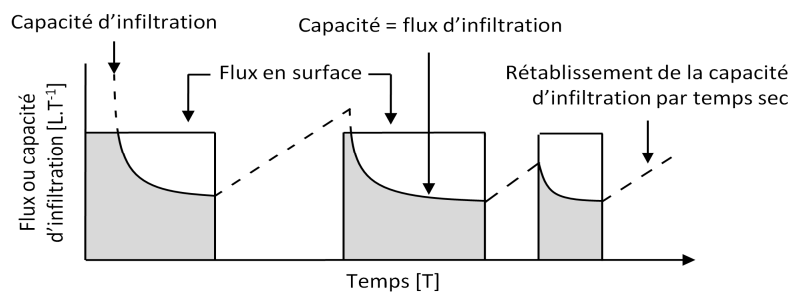


Figure 2.2 – Variabilité temporelle du flux d'infiltration et de la capacité d'infiltration (adapté de Musy et al., 2014 et Hillel, 2012) (trait plein : flux d'alimentation en eau en surface, trait plein autour de la surface grisée : flux infiltré et en pointillés : capacité d'infiltration)

En supposant que les conditions aux limites au niveau de l'extrémité inférieure du matériau ne font pas obstacle à l'écoulement, deux situations peuvent alors être envisagées : si le flux appliqué en surface est suffisamment important, ce dernier dépassera tôt ou tard la capacité d'infiltration du matériau, tandis que s'il est suffisamment faible ce dernier pourra dans certains cas ne jamais dépasser la valeur minimale de la capacité d'infiltration. Dans le cas des sols, la diminution de la capacité d'infiltration peut être le résultat d'une modification structurelle en surface sous l'effet du passage de l'eau (migration de particules fines avec l'infiltration, formation d'une couche plus dense en surface...), mais correspond avant tout à une diminution du potentiel matriciel au fur et à mesure que l'épaisseur de la couche de matériau totalement saturée progresse à la verticale (Hillel, 2012).

Lorsque le flux appliqué en surface s'interrompt, l'infiltration cesse mais le mouvement de l'eau dans le profil de sol ou de matériau peut se poursuivre sous l'effet des forces gravitationnelles, matricielles et de l'évaporation ou de la transpiration végétale lorsque ces dernières s'appliquent. Dans le cas des sols, ce processus, correspondant à un retour à l'équilibre du profil de teneur en eau, est désigné par le terme de « redistribution » et permet d'expliquer le « rétablissement » de la capacité d'infiltration par temps sec (Beven, 2012; Charbeneau, 2006). La prise en compte du phénomène de redistribution est par conséquent nécessaire pour espérer simuler la variabilité inter-événementielle de la capacité d'infiltration (cf. Figure 2.2).

Si des formulations de complexité variable ont été introduites pour la modélisation de l'infiltration (et éventuellement de la redistribution), l'approche mécaniste la plus complète pour décrire ces processus est la résolution de l'équation de Richards présentée dans le paragraphe suivant.

### a. Bases théoriques et équation de Richards

Les mouvements d'eau dans les milieux poreux (sols ou chaussées) correspondent à des variations de la charge hydraulique  $H$  au sein de ces derniers et peuvent être décrits par la loi de Darcy généralisée aux milieux non saturés ((2:1). En supposant l'axe vertical  $z$  orienté positivement de la surface vers le sol, la charge hydraulique  $H$  correspond à la somme des charges gravitaires  $-z$  et matricielles  $h$  et on a alors :

$$\vec{q} = -K(h) \times \vec{\nabla}(H) \quad (2:1)$$

Avec :  $H = h - z$ ,  $q$  = la vitesse d'écoulement [ $L.T^{-1}$ ],  $K(h)$  = la conductivité hydraulique du milieu poreux [ $L.T^{-1}$ ] pour la charge matricielle  $h$  [ $L$ ], laquelle dépend de l'état hydrique du milieu poreux et peut être reliée à la teneur en eau  $\theta$  par une relation appelée courbe de rétention.

Le principe de conservation de la masse permet par ailleurs d'écrire la variation de la teneur en eau dans le milieu comme la divergence du flux d'infiltration :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \vec{\nabla} \cdot \vec{q} \quad (2:2)$$

L'équation de Richards, dont une forme générale est présentée ci-dessous, peut alors être obtenue à partir de la combinaison des expressions précédentes :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\vec{\nabla} \cdot [K(h) \times \vec{\nabla}(H)] \quad (2:3)$$

### **b. Les modèles utilisés en hydrologie urbaine**

En absence d'hypothèses simplificatrices, l'équation de Richards est une équation non-linéaire aux dérivées partielles, ne possédant pas de solution analytique et dont la résolution suppose à minima une discrétisation verticale du milieu dans lequel l'eau s'infiltré. Cette équation est donc le plus souvent réservée à une analyse fine du processus d'infiltration au niveau des surfaces naturelles et est alors intégrée à des modèles distribués. Des modèles basés sur la résolution de cette équation ont ainsi été employés en hydrologie urbaine pour étudier la formation du ruissellement au niveau de surfaces végétalisées (Berthier et al., 2004) ou des chaussées (Ramier, 2004; Ramier et al., 2011). Dans ce domaine, l'essentiel des applications de l'équation de Richards concernent cependant la modélisation des techniques alternatives de gestion des eaux pluviales et leurs interactions avec les nappes phréatiques (Aravena and Dussailant, 2009; Dussailant et al., 2004; Göbel et al., 2004; Thompson et al., 2010).

Lorsque l'objectif des modèles hydrologiques est en premier lieu de simuler les volumes infiltrés au niveau des surfaces urbaines ou des ouvrages de gestion, des approches simplifiées, donnant lieu à des temps de calcul réduits et dont la convergence est assurée (contrairement aux solutions numériques de l'équation de Richards) sont en revanche privilégiées (Browne et al., 2008; Elliott and Trowsdale, 2007; Fletcher et al., 2013). Certains auteurs soulignent par ailleurs que l'équation de Richards ne permet de décrire l'infiltration que d'une manière très idéalisée (Beven and Germann, 2013; Hillel, 2012; Musy et al., 2014) et que son utilisation n'est donc pas nécessairement préférable à des modèles de moindre complexité (Beven, 2004, 1989) (en particulier parcequ nécessitant de considérer le milieu homogène sur les mailles auxquelles il est appliqué).

Un grand nombre de formulations ont été proposées pour décrire l'infiltration dans le cas unidimensionnel, et pour un milieu généralement supposé homogène. Il est alors possible de distinguer des modèles « à base physique » dérivés de la loi de Darcy ou de l'équation de Richards (modèles de Phillips, Green-Ampt, Smith-Parlange, Talsma-Parlange...) et des

formules empiriques (modèles de Horton, Holtan, Overton, Kostiaikov...) pouvant dans certains cas correspondre à des solutions particulières de l'équation de Richards (Beven, 2012; Mishra et al., 2003; Talsma and Parlange, 1972). De manière générale, la question du choix entre modèle à base physique et empirique renvoie largement à celle de leur paramétrisation. Ainsi, en l'absence d'observations pour le calage des modèles, les approches à base physique peuvent être perçues comme avantageuses (en particulier pour explorer différents scénarios quant à la nature des sols) puisque leur paramètres correspondent à des grandeurs mesurables dont le sens physique est a priori connu. Si un tel raisonnement peut sembler cohérent, il convient de garder à l'esprit que, tout comme l'équation de Richards, ces modèles ne fournissent qu'une représentation simplifiée de la réalité et que leur paramétrisation demeure le plus souvent incertaine (Beven, 1989). Bien que peu d'éléments scientifiques permettent de déterminer l'équation d'infiltration la plus adaptée, les formules de Horton et de Green-Ampt constituent à l'heure actuelle les solutions les plus fréquemment employées en hydrologie urbaine pour la modélisation des surfaces végétalisées et sont intégrées dans de nombreux logiciels (Elliott and Trowsdale, 2007). Dans le cas des surfaces revêtues, le processus d'infiltration n'est en règle générale pas pris en compte.

Contrairement à l'équation de Richards, qui permet à la fois de décrire les mouvements de l'eau en milieu saturé et non-saturé, les modèles précédents présentent l'inconvénient de ne pas être réellement adaptés à une modélisation en continu du fonctionnement des surfaces perméables puisque ne rendant pas compte du processus de redistribution (Musy et al., 2014). Cette limitation se révèle particulièrement problématique pour les modèles empiriques dont les paramètres dépendent en principe de l'état initial du milieu poreux. Dans le cas d'équations à base physique, telles que la formule de Green-Ampt, pour lesquelles la capacité d'infiltration dépend explicitement de la teneur en eau du milieu, le recours à des modèles de redistribution s'avère nécessaire pour rendre compte de la variabilité inter-événementielle de l'infiltration. Ces modèles seront abordés de façon plus détaillée en 3.2.

### ***2.2.1.3. L'évapotranspiration en milieu urbain***

L'évapotranspiration désigne un transfert hydrique depuis un sol ou une surface d'eau libre vers l'atmosphère via les processus d'évaporation et de transpiration végétale. Alors que l'évaporation ne correspond qu'à la vaporisation de l'eau stockée au niveau des surfaces

urbaines ou naturelles à l'interface avec l'atmosphère, la transpiration renvoie à l'évaporation de l'eau extraite par le système racinaire des végétaux au niveau des stomates et peut donc affecter le sol en profondeur au niveau des surfaces végétalisées. L'évapotranspiration est une composante importante du bilan hydrologique des bassins versants naturels ayant longtemps été ignorée en hydrologie urbaine (Berthier et al., 2006; Fletcher et al., 2013). Des travaux récents suggèrent pourtant que ce phénomène est probablement loin d'être négligeable en milieu urbain, notamment du fait de la forte contribution des surfaces végétales (Berthier et al., 2004; Hamel and Fletcher, 2013; Järvi et al., 2011; Mitchell et al., 2008). Sa prise en compte s'avère donc vraisemblablement nécessaire pour comprendre l'incidence de la gestion des eaux pluviales et des techniques alternatives sur le fonctionnement hydrologique des bassins versants urbains.

L'évapotranspiration réelle au niveau des surfaces revêtues ou végétales peut être estimée à partir d'une valeur d'évapotranspiration potentielle (*ETP*) calculée à partir de formules thermodynamiques ou aérodynamiques du type Penman-Monteith, Priestley-Taylor ou Thornthwaite (McMahon et al., 2013; Zhao et al., 2013). L'utilisation de ces formules demeure toutefois peu fréquente en hydrologie car supposant (1) de disposer de données météorologiques complètes (température, humidité, rayonnement net...) et (2) d'introduire des modèles complexes, intégrant un grand nombre de paramètres (Berthier et al., 2006; Ivanov et al., 2004) dont certains pourraient donner lieu à une forte incertitude sur la valeur de l'*ETP* (Boegh et al., 2009; Kay and Davies, 2008). Le plus souvent, l'évapotranspiration réelle est donc simplement calculée à partir de données régionales « de référence » de l'*ETP* fournies par des organismes de météorologie (Burns et al., 2012; Mitchell et al., 2001; Rodriguez et al., 2008).

Cette *ETP* « de référence » ne coïncide en principe pas exactement à la valeur d'*ETP* réelle s'appliquant aux surfaces urbaines, puisque correspondant en règle générale à une application de la formule de Penman-Monteith pour une surface engazonnée rase, en bon état, suffisamment étendue et bien irriguée (Allen et al., 1998). Dans le domaine de l'agronomie, l'*ETP* réelle au niveau des différents types de culture est habituellement supposée proportionnelle à la valeur « de référence » et est calculée par le biais de coefficients cultureux. En hydrologie urbaine, la prise en compte des variations de l'*ETP* d'un type de surface à l'autre semble en revanche inexistante lorsque cette dernière est estimée à partir de valeurs régionales de référence.



La quantité d'eau évaporée ou extraite par transpiration végétale au niveau des surfaces urbaines dépend non seulement des caractéristiques de ces dernières, mais également de leur état hydrique. Dans le cas d'un volume d'eau libre, présent en surface (dans des dépressions ou un ouvrage de stockage), il peut être considéré que l'évaporation s'effectue à la valeur potentielle de l'évapotranspiration (Berthier et al., 2006; Browne et al., 2008; Noilhan and Planton, 1989). A l'inverse, l'évapotranspiration réelle au niveau d'un sol (ou d'un autre matériau poreux) étant dépendante de sa capacité à acheminer l'eau vers la surface et de la capacité d'extraction du système racinaire des végétaux, son calcul nécessite d'introduire des fonctions d'atténuation permettant de moduler la valeur de référence en fonction de sa teneur en eau (Berthier et al., 2006; Feddes et al., 1988; Ramier, 2004; Rodriguez et al., 2008).

La modélisation de l'évapotranspiration depuis le sol, et en particulier de la transpiration végétale, peut rapidement devenir complexe (cf. Gardner, 1991) et conduit à s'interroger sur le couplage entre sol et atmosphère dans les modèles hydrologiques (Zhao et al., 2013). La prise en compte des échanges entre ces deux compartiments suppose en effet le plus souvent d'adopter une description mécaniste du sol peu compatible avec les modèles d'infiltration simplifiés habituellement utilisés en hydrologie urbaine. Si l'infiltration dépend a priori de la teneur en eau du sol et donc des échanges de ce dernier avec l'atmosphère, peu d'éléments permettent pour l'heure de déterminer si une représentation explicite de ces échanges est nécessaire pour évaluer l'efficacité des techniques alternatives.

### ***2.2.1.4. Les modèles de transfert***

Le transfert désigne de manière générale l'acheminement vers l'aval des volumes de ruissellement générés au niveau des surfaces urbaines ou naturelles ou collectés par un avaloir. Ce transfert peut donc à la fois correspondre au ruissellement sur les surfaces urbaines ou à un écoulement en réseau, et se traduit en principe par une déformation de l'hydrogramme amont. Dans l'étude de la formation du ruissellement, cette notion demeure essentiellement conceptuelle, un découplage entre la production du ruissellement et l'acheminement vers l'aval n'ayant pas de réel sens physique (Beven, 2012).

L'opportunité d'une prise en compte du phénomène de transfert, caractérisant la dynamique de réponse d'un bassin versant à un signal de précipitations, dépend non-seulement de l'échelle temporelle à laquelle les différents processus hydrologiques sont

étudiés ou modélisés, mais également de l'échelle spatiale considérée. En hydrologie urbaine, l'utilisation des modèles de transfert assez sophistiqués s'avère par exemple nécessaire pour simuler à pas de temps sub-horaire les débits à l'aval de bassins versants de taille importante dont la réponse peut être fortement conditionnée par l'acheminement via les réseaux (Berne et al., 2004; Rodriguez et al., 2003). Au niveau des surfaces urbaines, la représentation du transfert fait en revanche le plus souvent appel à des modèles relativement simples (Coutu et al., 2012; Elliott and Trowsdale, 2007; Gironás et al., 2009; Rodriguez et al., 2003) et peu d'études permettent de conclure quant à l'intérêt d'une prise en compte de ce phénomène à l'échelle amont. Celui-ci pourrait s'avérer négligeable dans le cas de surfaces urbaines de petite taille (quelques centaines de mètres carrés) telles que des portions de voirie (Deletic, 1998) mais donner lieu à un décalage plus important (plusieurs minutes) entre les maximums d'intensité de pluie et les débits de pointe à l'exutoire de bassins versants de quelques hectares (Bressy et al., 2014).

La modélisation du transfert peut être effectuée à partir de modèles nécessitant une discrétisation du bassin versant d'apport ou de méthodes globales (Gupta, 2010). Comme évoqué précédemment, le recours à des modèles distribués n'apparaît pas réellement pertinent dans le cadre de cette étude et seuls des modèles globaux conceptuels seront donc évoqués dans la suite.

Ces modèles peuvent être catégorisés comme linéaires ou non-linéaires. Les premières approches introduites en hydrologie pour rendre compte du phénomène de transfert (courbes isochrones, réservoir linéaire, cascade de Nash...) correspondent à des modèles linéaires, pouvant être envisagés à travers le formalisme de l'hydrogramme unitaire (Beven, 2012; Butler and Davies, 2004). La méthode de l'hydrogramme unitaire repose sur l'hypothèse d'une réponse linéaire du bassin versant à la pluie nette (excès de précipitation au-delà des pertes initiales, n'ayant pas été infiltré ou évapotranspiré). L'hydrogramme unitaire désigne alors l'hydrogramme de réponse du bassin versant à un signal de pluie nette (dit unitaire) pour une durée de référence (Musy et al., 2014). La réponse d'un bassin versant à un hyétogramme de pluie nette quelconque peut alors être obtenue en envisageant ce dernier comme une somme de « signaux de pluie nette unitaires ». L'hydrogramme de réponse correspond alors à la somme des réponses aux hyétogrammes unitaires constitutifs du hyétogramme de pluie nette. Le principe de linéarité de la transformation pluie débit est illustré Figure 2.3.

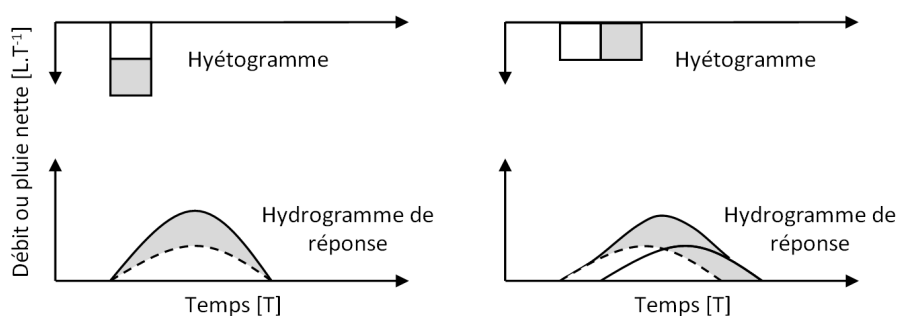


Figure 2.3 – Linéarité de la réponse du modèle de l'hydrogramme unitaire à la pluie nette (adapté de Musy et al., 2014) (Additivité des hydrogrammes de réponse correspondant à chaque signal de pluie nette)

La principale limite des modèles rattachés au concept de l'hydrogramme unitaire réside dans leur linéarité, le ruissellement (en réseau comme en surface) étant en effet un processus non-linéaire pour lequel les vitesses d'écoulement varient de manière non linéaire avec les débits ou les hauteurs d'eau. Beven (2012) note toutefois qu'en dépit de leur manque de réalisme les modèles de transfert linéaires pourraient fréquemment fournir des résultats satisfaisants, ce qui correspondrait au fait que le transfert serait finalement une composante nettement moins critique que la production du ruissellement (estimation de la pluie nette) dans les modèles hydrologiques.

La forme la plus répandue des modèles de transfert globaux et non-linéaires est celle du réservoir non-linéaire, dont les équations de continuité et de débit sont présentées ci-dessous :

$$\frac{dV}{dt} = Q_e - Q_r \quad (2:4)$$

$$Q_r = C \times V^a \quad (2:5)$$

Avec :  $V$  = stock correspondant à l'excès de ruissellement sur le bassin versant (au-delà des pertes initiales),  $Q_e$  = débit associé à la pluie nette [ $L.T^{-1}$ ],  $Q_r$  = débit ruisselé calculé à partir de la fonction de stockage  $C \times V^a$ ,  $C$  et  $a$  = coefficients du modèle (pour  $a = 1$ , le modèle correspond à celui du réservoir linéaire). La formule précédente est fréquemment appliquée pour  $a = 5/3$  et est alors assimilée à un modèle d'onde cinématique basé sur l'équation de Manning-Strickler (Musy et al., 2014).

## 2.2.2. L'émission des contaminants en milieu urbain

### 2.2.2.1. Sources de contamination et dynamiques d'émission

La pollution des eaux pluviales urbaines à l'exutoire des réseaux unitaires et séparatifs des bassins versants urbains a fait l'objet de nombreuses études (Bannerman, 1993; Davis et al., 2001; Ellis, 1986; Gasperi et al., 2012; Gromaire et al., 2001; Saget, 1994; Zgheib et al., 2012) ayant permis de mettre en évidence l'influence de l'occupation des sols sur le niveau et la nature de la contamination du ruissellement. Ces études, initialement focalisées sur des paramètres de qualité globaux ou quelques espèces métalliques, ont démontré l'importance du lessivage des contaminants particuliers accumulés sur les surfaces urbaines, de la corrosion de certains éléments métalliques au niveau du bâti, et de la mobilisation de polluants lors du transfert dans les réseaux. Plus récemment, l'analyse des sources de micropolluants dans les eaux pluviales urbaines a confirmé l'importance des apports endogènes (trafic automobile, matériaux du bâti, produits d'entretien...) à l'échelle amont, même si les retombées atmosphériques peuvent également représenter, pour quelques espèces chimiques, une part non négligeable de la contamination (Bressy et al., 2012, 2011; Gasperi et al., 2014; Sabin et al., 2005).

Si la caractérisation des sources de contamination a fait l'objet de nombreux travaux de recherche, les processus conditionnant la variabilité temporelle des concentrations dans le ruissellement demeurent en revanche mal compris. L'étude de la dynamique d'émission des polluants peut être envisagée à l'échelle (1) inter-événementielle, en cherchant notamment à relier des concentrations moyennes mesurées lors d'un événement aux caractéristiques des précipitations (Brezonik and Stadelmann, 2002; Brodie and Dunn, 2010; Charbeneau et al., 1998; Gnecco et al., 2005; Gromaire, 1998), ou (2) intra-événementielle, en analysant plus spécifiquement les fluctuations des concentrations au cours d'un événement pluvieux (Bertrand-Krajewski et al., 1998; Deletic and Maksimovic, 1998; Förster, 1996; Lee et al., 2002; Métadier and Bertrand-Krajewski, 2012; Sun et al., 2015).

L'analyse des résultats de la littérature fait de manière générale apparaître des conclusions contradictoires quant aux paramètres météorologiques susceptibles d'influencer la variabilité des concentrations dans le ruissellement et à la dynamique d'émission observée au cours d'un événement pluvieux (cet aspect sera abordé plus en détail dans la suite). A l'échelle inter-événementielle, les faibles corrélations observées entre les concentrations

moyennes et les principaux facteurs explicatifs (durée de la pluie, volume de ruissellement, intensité et durée de temps sec précédent un évènement pluvieux) suggèrent qu'une étude plus fine de la variabilité des concentrations est probablement nécessaire pour une meilleure compréhension des processus d'émission des contaminants (Métadier and Bertrand-Krajewski, 2012). Bien que la dynamique intra-évènementielle des concentrations ait également fait l'objet de nombreux travaux, son analyse a généralement été menée à l'aval de bassins versants de plusieurs dizaines d'hectares, pour des polluants le plus souvent particuliers (matière en suspension).

Sur la base des travaux de Sartor et al. (1974), le processus d'émission demeure largement envisagé comme le résultat d'une accumulation des polluants par temps sec au niveau des surfaces urbaines et de leur lessivage par temps de pluie, parfois supposé être influencé par l'intensité des précipitations contrôlant l'énergie cinétique des gouttes (Shaw et al., 2010, 2006). L'essentiel des modèles proposés pour décrire la variabilité temporelle des concentrations dans le ruissellement reposent donc sur cette description. Si une telle interprétation peut en principe sembler pertinente pour les polluants particuliers ou liés aux sédiments, cette dernière n'est en revanche pas nécessairement adaptée dans le cas d'espèces dissoutes. Les résultats de la littérature suggèrent ainsi que si la distribution temporelle des concentrations en polluants particuliers est généralement assez erratique (Métadier and Bertrand-Krajewski, 2012; Sun et al., 2015), une diminution nettement plus marquée des concentrations en début d'évènement pourrait être observée dans le cas d'espèces métalliques dissoutes, émises par dissolution de produits de corrosion, telles que le zinc (Förster, 1996; He et al., 2001; Schriewer et al., 2008). Si l'influence des processus d'émission est susceptible de s'estomper à l'aval des réseaux séparatifs (en raison du transfert et du mélange de volumes issus de différents types de surfaces urbaines), des dynamiques d'émission contrastées pourraient en revanche être observées à l'échelle amont et il semble donc important de chercher à tenir compte de ces différences par la suite.

### ***2.2.2.2. La modélisation des concentrations dans le ruissellement***

La modélisation des concentrations en polluants dans les eaux pluviales urbaines repose le plus souvent sur des modèles conceptuels, dits « d'accumulation-lessivage » (Obropta and Kardos, 2007; Zoppou, 2001), pour lesquels de nombreuses variantes peuvent être envisagées, mais dont le principe demeure assez similaire d'une formulation à l'autre (Bai and Li, 2013; Freni et al., 2009a; Shaw et al., 2010). Ces modèles supposent généralement

que la variabilité des concentrations dans le ruissellement résulte du lessivage d'un stock de polluant  $M_{ACC}$  accumulé par temps sec au niveau des surfaces urbaines. Le cas échéant, les concentrations en polluants peuvent alors être modélisées à partir d'une équation différentielle décrivant l'évolution de la masse accumulée disponible au cours de l'évènement pluvieux :

$$-\frac{dM_{ACC}(t)}{dt} = M_{ACC}(t) \times C_1 \times q(t)^{C_2} = C(t) \times q(t) \quad (2:6)$$

Avec :  $C(t)$  = concentration simulée à la date  $t$  [ $M.L^{-3}$ ],  $q(t)$  = débit ruisselé (parfois remplacé par l'intensité des précipitations) [ $M.L^{-1}$ ],  $M_{ACC}(t)$  = masse de polluant disponible en surface [ $M.L^{-2}$ ] et  $C_1$ ,  $C_2$  = paramètres du modèle.

De manière moins fréquente (Bai and Li, 2013), le lessivage peut également être modélisé à partir d'une formule reliant directement les concentrations aux précipitations ou au débit ruisselé :

$$C(t) = C_0 \times q(t)^{C_3} \quad (2:7)$$

Où  $C_0$  et  $C_3$  correspondent à des paramètres du modèle et le débit ruisselé  $q(t)$  peut éventuellement être remplacé par l'intensité des précipitations.

On notera également l'existence d'approches plus complexes, à base physique, combinant le modèle de Hairsine and Rose (1991) (qui permet de rendre compte de l'impact des gouttes de pluie sur les particules accumulées en surface) à des équations de transport sédimentaire empruntées à l'hydrologie fluviale (Deletic et al., 1997; Shaw et al., 2009, 2006). Ces dernières, excessivement complexes et supposant une discrétisation spatiale des surfaces urbaines ne seront pas détaillées dans la suite.

Dans le cas du premier modèle, le calcul des concentrations nécessite la connaissance de la masse de polluant accumulée disponible en début d'évènement pluvieux. Cette équation de lessivage est donc associée à un modèle d'accumulation, permettant le plus souvent de relier la masse de polluants disponible en début de pluie à la durée de temps sec précédent un évènement pluvieux. Différentes lois mathématiques (linéaire, puissance, exponentielle, Michaelis-Menten...) peuvent alors être employées pour décrire le processus d'accumulation. Bien que fréquemment justifiée par les travaux de Sartor et al. (1974),

l'hypothèse d'une accumulation uniquement déterminée par la durée de temps sec n'apparaît pas forcément pertinente (Deletic and Orr, 2005; Shaw et al., 2010). Le faible pouvoir prédictif des modèles d'accumulation peut dans certains cas conduire à supposer la masse accumulée sur les surfaces urbaines identique d'un évènement à l'autre (Kanso et al., 2005).

De manière plus générale, des travaux récents suggèrent que le pouvoir prédictif des modèles d'accumulation-lessivage pourrait avoir été fortement surévalué (Dotto et al., 2011; Freni et al., 2009b; Kanso et al., 2005; Shaw et al., 2010), ce qui pourrait alors conduire à envisager des approches de modélisation hybrides, combinant une composante déterministe et une composante stochastique (Daly et al., 2012; Obropta and Kardos, 2007). Ces modèles ayant par ailleurs exclusivement été appliqués à des contaminants particuliers et, le plus souvent à l'exutoire de bassins versants de taille conséquente (Dotto et al., 2011; Lindblom et al., 2011; Shaw et al., 2010; Vezzaro and Mikkelsen, 2012; Wang et al., 2011), il pourrait être nécessaire de s'interroger sur leur validité à l'échelle amont.

### **2.2.3. La représentation des ouvrages de gestion**

L'objectif de ce paragraphe n'est pas de présenter une liste exhaustive des modèles existants mais plutôt d'illustrer la diversité des approches pouvant être adoptées pour la modélisation des ouvrages de gestion à l'amont. Les processus d'infiltration et d'évapotranspiration ayant fait l'objet d'un développement en 2.2.1., cette partie s'intéressera pour l'essentiel aux différences dans le niveau de détail pouvant être apporté à la description des techniques alternatives, et en particulier à la façon dont les modèles usuels intègrent les caractéristiques de conception des ouvrages et permettent de rendre compte de leur incidence pour la maîtrise des flux.

#### ***2.2.3.1. Des modèles de complexité variable***

La majorité des logiciels d'hydrologie urbaine disponibles ont initialement été développés pour simuler la formation du ruissellement, le transfert en réseau ou éventuellement les émissions et le transport de polluants à l'échelle de bassins versants de taille importante (US-EPA, 2004b; Zoppou, 2001). Ces derniers reposent donc le plus souvent sur une description relativement simple des techniques de gestion à la source du ruissellement et ne permettaient jusqu'à récemment que de rendre compte de manière assez sommaire de la

conception des ouvrages (Elliott and Trowsdale, 2007). Ahiablame et al., (2012) identifient ainsi deux approches pour la modélisation des techniques alternatives: (1) celles basées sur une prise en compte explicite des différents processus hydrologiques ou de dépollution, et (2) les représentations plus globales visant à intégrer les phénomènes contribuant à l'efficacité des ouvrages dans des modèles conceptuels d'une grande simplicité basés sur des observations. Seules les approches correspondant au premier type de modèle seront discutées dans la suite, la seconde catégorie ne présentant pas de réel intérêt dans le cadre de ce travail puisque ne permettant pas de représenter de façon explicite le fonctionnement hydrologique des techniques alternatives.

Le niveau de détail apporté à la description des ouvrages et à la modélisation des différents processus dépend en grande partie des usages pour lesquels les modèles sont développés : recherche, aide à la conception, aide à la décision pour l'aménagement de bassins versants de taille importante... (Elliott and Trowsdale, 2007). Plusieurs modèles d'aide à la décision, tels que WinSLAM, P8 ou MUSIC, reposent ainsi sur des routines hydrologiques simples, supposant notamment l'infiltration constante ou n'intégrant pas de pertes par évapotranspiration, et font appel à des approches empiriques pour rendre compte de l'efficacité épuratoire des techniques alternatives (EWater, 2015; US-EPA, 2004b). A l'inverse, des logiciels tels que SWMM ou RECARGA (Atchison and Severson, 2004; Rossman, 2010a), plus spécifiquement destinés à l'étude de la conception des techniques alternatives (ou ayant trouvé, pour le premier, des applications dans le domaine de la recherche), permettent d'adopter une représentation plus détaillée des pertes hydrologiques, en laissant par exemple la possibilité de rendre compte de l'incidence de la variabilité de l'état hydrique de l'ouvrage sur les flux infiltrés.

Dans de nombreux exemples de la littérature, la prise en compte de la capacité de traitement des techniques alternatives semble associée à une description relativement simple des processus d'infiltration ou d'évapotranspiration (Daly et al., 2012; Vezzaro et al., 2012a; Wild and Davis, 2009), tandis que les travaux basés sur des approches plus fines de modélisation hydrologique ne tiennent le plus souvent pas compte de la capacité épuratoire des ouvrages (Brown et al., 2013; Heasom et al., 2006; Lucas, 2010; Palhegyi, 2009). La modélisation du traitement des eaux pluviales peut être envisagée à partir de méthodes de complexité variable (à base physique ou conceptuelle), mais toujours très dépendantes d'observations quant à l'efficacité des techniques alternatives (Deletic, 2001; Vezzaro et al.,



2012b, 2010; Wong et al., 2006). Dans les travaux récents, la prise en compte de cette capacité épuratoire des techniques alternatives semble fréquemment reposer sur une description analogue à celle introduite par Wong et al. (2006), pour laquelle l'ouvrage est modélisé comme une série de mélangeurs parfaits (supposés reproduire son comportement hydrodynamique) dans lesquels l'effet des différents processus de dépollution est simulé à partir d'une réaction de cinétique de premier ordre (EWater, 2015; Vezzaro et al., 2012b; Wild and Davis, 2009). Bien qu'offrant des perspectives pour des applications opérationnelles, l'utilisation de ces modèles essentiellement empiriques demeure problématique en absence de données régionales (leur paramétrisation étant a priori dépendante du contexte météorologique) (Imteaz et al., 2013) et pourrait donner lieu à des incertitudes importantes quant à l'efficacité des solutions de traitement-restitution (Vezzaro et al., 2012b).

### ***2.2.3.2. La prise en compte de la conception***

La nature des modèles employés, et en particulier le niveau de détail apporté à description des processus hydrologiques, conditionne fortement la manière dont les modèles permettent de rendre compte de la conception des ouvrages de gestion. Comme évoqué en 1.4, la conception peut être envisagée à partir d'une description des modes d'alimentation, de stockage et d'évacuation des techniques alternatives.

#### **a. Mode d'alimentation**

L'essentiel des modèles reposent sur l'hypothèse d'une alimentation superficielle des techniques alternatives. Le plus souvent, ces derniers ne permettent alors pas de tenir explicitement compte du transfert de l'eau dans l'ouvrage (éventualité d'une alimentation localisée) et supposent une répartition homogène des volumes entrant au fond de celui-ci (Atchison and Severson, 2004; Brown et al., 2013; Heasom et al., 2006; Lucas, 2010; Palhegyi, 2009; Rossman, 2010b). Une description physique du transfert supposerait une discrétisation spatiale du volume de stockage et semble par conséquent réservée à une modélisation détaillée de certains ouvrages longitudinaux (Deletic and Fletcher, 2006; Deletic, 2001). La représentation de l'ouvrage comme une série de réservoirs pourrait d'une certaine manière permettre de rendre compte de l'incidence hydrologique du transfert, mais celle-ci demeure essentiellement associée à l'utilisation des modèles de dépollution évoqués en 2.2.3.1 (EWater, 2015; Wild and Davis, 2009; Wong et al., 2006).

Le mode d'alimentation des techniques alternatives n'est donc de manière générale pas réellement pris en compte dans les modèles usuels, pour lesquels le comportement hydrologique simulé se rapprocherait de celui obtenu dans le cas d'une arrivée d'eau diffuse par le fond de l'ouvrage. Si une alimentation diffuse via une bande enherbée pourrait probablement être simulée par des modèles simples de production du ruissellement, la modélisation d'une alimentation depuis un accotement sur les berges (non verticales) d'un ouvrage semble plus délicate et ne peut par exemple pas être directement prise en compte dans SWMM (Rossman, 2010a) (en supposant que les berges de l'ouvrage soient représentées de la même manière qu'une bande enherbée, il ne serait en effet pas possible de tenir compte de l'incidence du niveau de remplissage de l'ouvrage sur la longueur effective de l'écoulement qui ne se produirait que sur la partie émergée des berges). De la même manière, la prise en compte d'une alimentation souterraine via un drain semble peu compatible avec le niveau de complexité des modèles usuels puisque supposant une modélisation détaillée des flux hydriques dans le sol ou le milieu stockant.

### **b. Mode de stockage**

La modélisation du stockage en surface repose fréquemment sur l'hypothèse d'un ouvrage à berges verticales, adoptée par souci de généralité ou de simplicité mais pouvant également s'avérer réaliste pour certaines catégories de techniques alternatives (Burns et al., 2012; Daly et al., 2012; Wild and Davis, 2009). L'incidence de la géométrie sur les flux infiltrés peut cependant aisément être prise en compte via l'introduction d'une loi reliant le volume de stockage (à l'air libre) disponible à la surface d'infiltration (Heasom et al., 2006; Lee et al., 2013; Palhegyi, 2009; Rossman, 2010a).

Si les logiciels d'hydrologie urbaine offrent depuis longtemps la possibilité de modéliser des techniques de stockage à l'air libre tels que des bassins de rétention (Zoppou, 2001), le développement de modèles permettant de simuler un stockage en souterrain dans un matériau filtrant, correspondant encore à des pratiques assez novatrices en termes de conception d'ouvrage, est en revanche nettement plus récent (Atchison and Severson, 2004; Elliott and Trowsdale, 2007; Rossman, 2010b). Ces modèles demeurent néanmoins relativement simples et ne permettent de représenter que de façon idéalisée les flux d'eau échangés entre le volume de stockage souterrain, le sol naturel et l'atmosphère (Browne et al., 2008). SWMM et RECARGA supposent par exemple que ce volume de stockage souterrain peut être représenté comme une zone de teneur en eau homogène dont la

vidange serait uniquement contrôlée par l'évaporation et un écoulement gravitaire vers le sol sous-jacent (Atchison and Severson, 2004; Rossman, 2010b).

On notera enfin que la géométrie de l'ouvrage peut dans le cas de techniques longitudinales et présentant des profondeurs importantes (telles que des tranchées d'infiltration) justifier de tenir compte d'une infiltration latérale, de part et d'autre du massif drainant (Freni et al., 2009a; Locatelli et al., 2015).

### **c. Mode d'évacuation**

Si la modélisation d'une évacuation superficielle (par surverse ou via un dispositif de régulation des débits) ne pose pas de problème particulier, la prise en compte des drains s'avère en revanche plus complexe puisque nécessitant une représentation explicite du stockage « en souterrain ». Les modèles permettant de représenter le stockage des volumes capturés dans un matériau filtrant offrent en règle générale la possibilité de simuler une évacuation via un drain (Atchison and Severson, 2004; EWater, 2015; Heasom et al., 2006; Rossman, 2010b). Néanmoins la description simplifiée de ce volume de stockage et l'absence de prise en compte des variations de l'état hydrique ou des hauteurs d'eau dans le volume de stockage souterrain pourrait limiter la validité de ces modèles, en particulier lorsque le drain se trouve surélevé par rapport au niveau du sol naturel (Brown et al., 2013).

## **2.3. Construction d'une chaîne de modélisation simplifiée**

L'approche retenue pour analyser l'incidence du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives sur les rejets d'eau et de polluants vers les réseaux ou les milieux récepteurs est la modélisation de différents scénarios de gestion du ruissellement, pour des chroniques longues de précipitations (ici, des mesures sur une durée de 15 ans, à un pas de temps de 5 minutes, en région Ile-de-France) et en considérant différents types de bassins versants d'apports, et donc de dynamique de production des flux d'eau et de contaminants. (Une présentation de la chronique de précipitations utilisée par la suite est fournie à l'Annexe B). Ce travail s'appuie sur la mise en place d'une chaîne de modélisation intégrant des modèles relativement simples, permettant d'effectuer avec des temps de calculs réduits un grand nombre de simulations afin d'étudier de manière aussi systématique que possible (et pour différents types de surfaces urbaines) l'influence de la conception des techniques alternatives sur les rejets d'eau et de contaminants.

Le principe général de cette chaîne de modélisation est exposé dans les paragraphes qui suivent, correspondant à l'article « *Modélisation des stratégies de régulation des débits et d'abattement des volumes ruisselés pour une maîtrise à la source des flux de polluants* » (2016, *Techniques Sciences Méthodes, accepté*). Une première version de cet outil, reposant sur une description générique des techniques alternatives et une prise en compte très simplifiée des processus hydrologiques (absence de transfert, hypothèse d'infiltration constante dans l'ouvrage...) est introduite et appliquée à la comparaison des stratégies de réduction des volumes et de régulation des débits (présentées en 1.3). Ce cas d'étude se limite, pour la production des flux de contaminants au niveau des surfaces d'apport aux matières en suspension lessivées sur des chaussées urbaines et s'appuie sur des modèles calés à partir de la base de données du Marais à Paris (Kanso, 2004). L'objectif de cette première application est alors (1) d'illustrer l'intérêt de la méthodologie proposée pour l'étude du fonctionnement et de la conception des techniques alternatives et (2) d'identifier les composantes de la chaîne de modélisation devant être approfondies ou consolidées pour les applications ultérieures.

### 2.3.1. Introduction

Au cours des dernières décennies, les limites des solutions « conventionnelles » de traitement et d'évacuation des eaux pluviales urbaines ont rendu nécessaire l'émergence de nouvelles logiques d'aménagement supposant une gestion décentralisée du ruissellement pour en limiter/réguler le rejet vers les réseaux d'assainissement ou les milieux superficiels. Le contrôle à la source s'est donc progressivement imposé, tant dans les milieux opérationnels que scientifiques, comme un élément incontournable pour une gestion à moindre impact des eaux pluviales urbaines (Low Impact Development ou Sustainable Urban Drainage Systems dans les pays anglo-saxons) (Ahiablame et al., 2012).

Néanmoins, bien que l'adoption de ces solutions de gestion « plus durables » ou « à moindre impact » du ruissellement soit aujourd'hui fortement encouragée par les pouvoirs publics et, plus généralement considérée comme une condition nécessaire à la maîtrise des flux de polluants dirigés vers les milieux récepteurs, les critères de conception des solutions de gestion des eaux pluviales donnés aux aménageurs demeurent assez variables d'un pays à l'autre et souvent peu précis. Ainsi, tandis que la définition d'objectifs d'interception volumiques est assez fréquente outre-Atlantique (MDE, 2009; MPCA, 2005; PDEP, 2006),

la donnée d'un débit maximal admissible vers les réseaux ou les milieux récepteurs demeure souvent, en France, l'unique critère de gestion des eaux pluviales fourni aux aménageurs (Petrucci, 2012). Si de récentes études semblent indiquer que ce type de critère pourrait ne pas toujours être le mieux adapté à la maîtrise à la source des flux d'eau et de contaminants (Bressy, 2010; Petrucci et al., 2013), très peu d'éléments permettent toutefois de réellement quantifier leur effet en matière de réduction des rejets de polluants.

Le travail suivant vise donc à préciser, en se basant sur une modélisation couplée des flux d'eau et de polluants, l'incidence des stratégies d'abattement des volumes ruisselés et de régulation des débits, lorsque le ruissellement est géré à l'échelle de la parcelle dans des ouvrages perméables et végétalisés, en considérant différents types de surfaces urbaines, de dynamiques d'émission des polluants, ou de configurations d'ouvrage (dimensions, caractéristiques des sols...).

### **2.3.2. Méthodologie**

#### ***2.3.2.1. Contexte et principes généraux***

Comme indiqué précédemment, la finalité de la démarche proposée est l'évaluation de différentes stratégies de gestion à la source des eaux pluviales, en distinguant notamment les approches de régulation des débits et de réduction des volumes ruisselés. Cette évaluation reposera alors principalement sur l'analyse de la distribution des masses évènementielles rejetées vers les milieux récepteurs et des abattements simulés sur des périodes longues pour les différentes solutions étudiées.

L'efficacité des techniques alternatives étant généralement assez variable d'un évènement à l'autre, l'analyse des différentes stratégies de gestion des eaux pluviales ne saurait être satisfaisante sans une simulation de leur fonctionnement pour une gamme représentative d'évènements pluvieux (Wild and Davis, 2009). De plus, l'abattement (en masse ou en volume) obtenu à l'échelle d'un évènement est fortement conditionné par l'état hydrique de l'ouvrage en début de pluie, et donc par la façon dont se succèdent les évènements pluvieux (Hatt et al., 2009). L'évaluation des approches de régulation des débits et de réduction des volumes ruisselés repose donc ici sur une modélisation en continu, pour une chronique de pluie suffisamment longue, du fonctionnement des techniques alternatives et des flux de polluants dirigés vers les milieux superficiels.

Différentes études ont par ailleurs mis en évidence une importante variabilité temporelle des concentrations dans les eaux de ruissellement. Généralement, les caractéristiques des pluies permettent d'expliquer au moins partiellement ces fluctuations des concentrations d'un évènement à l'autre ou au cours d'une pluie. Ainsi, les concentrations de matières en suspension (MES) lessivées au niveau des surfaces urbaines sont par exemple supposées dépendre directement de l'intensité des précipitations (Egodawatta et al., 2007; Gnecco et al., 2005). De la même manière, plusieurs résultats semblent indiquer que les durées de temps sec entre les pluies conditionnent en partie les concentrations métalliques observées dans les eaux de ruissellement (Gromaire et al., 2011; He et al., 2001). A l'échelle intra-évènementielle, une forte décroissance des concentrations en métaux dissous issus des surfaces métalliques est généralement observée en début de pluie (Förster, 1996; Schriewer et al., 2008) tandis que ce phénomène n'est pas nécessairement vérifié dans le cas de polluants particuliers mis en suspension sur les chaussées (Deletic, 1998). S'il est souvent considéré qu'il devrait être tenu compte de cette contamination plus importante des premiers millimètres de ruissellement pour la conception des techniques alternatives, peu d'études ont en réalité clairement mis en évidence l'incidence de la dynamique d'émission des polluants sur l'efficacité des techniques alternatives.

### ***2.3.2.2. Principe de la chaîne de modélisation***

Des modèles couplés de production des flux d'eau et de polluants ont été développés ou adaptés de travaux antérieurs afin de simuler l'effet des stratégies de régulation des débits et de réduction des volumes ruisselés pour le zinc issu de toitures métalliques et les MES des chaussées urbaines (ces deux situations correspondant à des dynamiques d'émission différentes).

Le comportement hydrologique des toitures et des voiries est bien documenté (Ragab et al., 2003a, 2003b; Ramier, 2004). Des modèles relativement simples peuvent être utilisés avec une paramétrisation reposant principalement sur des résultats de la littérature (coefficients de ruissellement calculés sur des périodes longues, ou mesures directes des pertes au ruissellement). Les processus associés aux émissions de contaminants par temps de pluie sont en revanche nettement plus complexes et encore mal connus. Différents modèles de la littérature, préalablement calés et validés à partir de données expérimentales, sont donc employés dans cette étude.

## 2 - Cadre méthodologique pour la modélisation de la gestion à la source des eaux pluviales urbaines

Les volumes de ruissellement et les flux de polluants associés générés pour une chronique de 15 années de pluie en région Ile-de-France sont alors utilisés comme données d'entrée d'un modèle conceptuel de technique alternative végétalisée et perméable (de type noue, jardin de pluie, bassin enherbé...) pour lequel des stratégies de régulation des débits ou de réduction des volumes ruisselés sont simulées et évaluées en se basant sur les flux de polluants calculés en sortie d'ouvrage (cf. Figure 2.4).

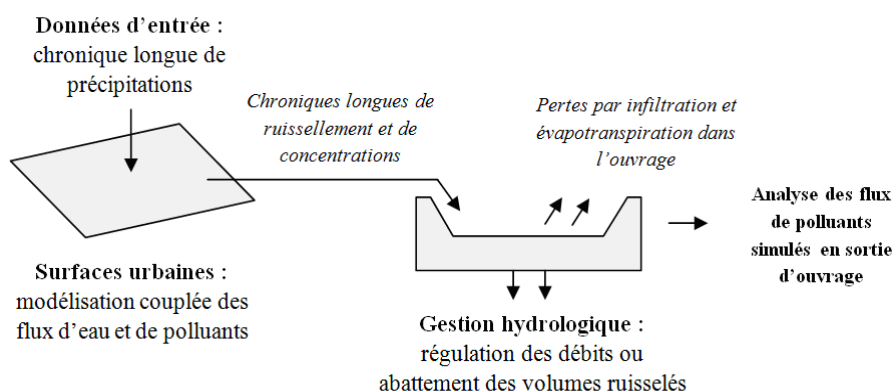


Figure 2.4 – Approche proposée pour l'évaluation des stratégies de régulation des débits et d'abattement des volumes ruisselés

### 2.3.2.3. Représentation de la gestion hydrologique

Une représentation très schématique de l'ouvrage a été ici retenue. Ce dernier est supposé rectangulaire, à berges verticales (cf. Figure 2.5) et peut être décrit par les paramètres suivants : sa taille  $b$  (ratio entre surface de l'ouvrage et surface d'apport), une hauteur d'eau  $h_P$  (exprimée en mm de ruissellement sur la surface d'apport) correspondant à un volume mort uniquement vidangé par infiltration ou évapotranspiration, et, dans le cas de la régulation des débits,  $h_{MAX}$ , la capacité maximale de stockage de l'ouvrage (également exprimée en mm de ruissellement sur la surface d'apport) et la loi de vidange  $Q(h)$ . Le rejet d'eau est donc supposé se produire par surverse de l'ouvrage ou à travers le dispositif de régulation des débits. Les flux de polluants sortant de l'ouvrage sont alors calculés en considérant ce dernier comme un réacteur parfait (mélange instantané des volumes entrants et stockés).

L'abattement des flux de polluants est ici uniquement expliqué par les volumes infiltrés ou évapotranspirés (les contaminants associés aux volumes perdus par évapotranspiration étant supposés se déposer au fond de l'ouvrage ou être filtré/adsorbé par le sol). L'efficacité de l'ouvrage dépendra donc directement de son fonctionnement hydrologique;

une analyse de sensibilité approfondie sera par conséquent nécessaire pour préciser l'incidence des différentes hypothèses de modélisation. On pourra par exemple chercher à comparer plusieurs modèles d'infiltration afin de déterminer si une description simplifiée du sol peut ou non fournir une estimation raisonnable des volumes infiltrés dans l'ouvrage.

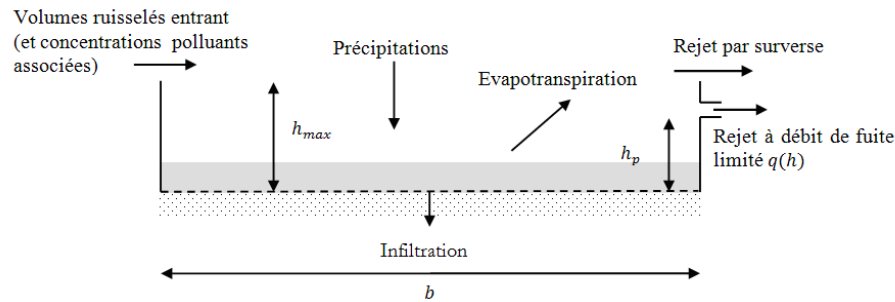


Figure 2.5 – Modèle conceptuel adopté pour la simulation des différentes stratégies de gestion des eaux pluviales

Il semble par ailleurs important de remarquer que la modélisation de l'ouvrage est ici strictement hydrologique et ne permet pas de rendre compte de processus spécifiques tels que la décantation ou l'adsorption. S'il est possible qu'une telle hypothèse conduise à sous-estimer l'efficacité des solutions de gestion des eaux pluviales, on pourra cependant noter que la gestion à la source est généralement envisagée comme une méthode reposant plus sur le rétablissement des conditions hydrologiques naturelles que sur des processus spécifiques de « dépollution » (Ahiablame et al., 2012). Par ailleurs, des travaux récents semblent également indiquer que les techniques alternatives n'ont parfois (et en particulier à l'amont) qu'un effet limité sur les concentrations en polluants (Davis et al., 2009; Trowsdale and Simcock, 2011): ainsi, l'abattement des flux de polluants pourrait donc être en grande partie expliqué par l'abattement des volumes ruisselés (Bressy et al., 2014).

#### 2.3.2.4. Cas d'étude : les chaussées du Marais à Paris

Afin d'illustrer la méthodologie proposée, des chroniques longues de ruissellement et de concentrations en MES sont ici simulées pour plusieurs chaussées du bassin versant du Marais (à Paris) en se basant notamment sur les résultats de Kanso (2004). L'effet des stratégies de réduction des volumes ruisselés et de régulation des débits est ainsi évalué pour différentes dynamiques d'émission des polluants au niveau des chaussées, en retenant dans un premier temps une approche simplifiée pour la modélisation des solutions de gestion des eaux pluviales mises en œuvre.



**a. Modélisation hydrologique des chaussées**

Les pertes au ruissellement sur les chaussées sont ici modélisées par un simple volume d'interception vidangé par évaporation (calculée à partir de données fournies par météo-France) et infiltration (bien que celle-ci soit en pratique très limitée). En se basant sur les résultats de la littérature (Lemonsu et al., 2007; Ragab et al., 2003b; Ramier, 2004), le volume d'interception et la vitesse d'infiltration sont respectivement prises égales à 1mm et  $10^{-8}$  m/s. Le coefficient de ruissellement moyen obtenu pour les 15 années de simulation est alors de 0.71 ce qui est comparable aux valeurs mesurées par Ramier (2004) ou Ragab et al., (2003b).

**b. Modélisation des flux de MES**

Dans sa thèse, (Kanso, 2004) a évalué le pouvoir prédictif des modèles usuels d'accumulation-lessivage des MES en se basant sur des mesures effectuées au niveau de 6 chaussées du Marais à Paris sur une période de 16 mois (Kanso, 2004). Des résultats satisfaisants ont été obtenus pour 5 de ces chaussées. Ces modèles sont donc employés, avec les valeurs de paramètres calés par Kanso, pour simuler les fluctuations des concentrations en MES dans les eaux de ruissellement au cours des pluies. La durée de temps sec séparant les évènements pluvieux n'est apparue avoir d'influence sur les flux de MES mesurés que pour une seule des cinq chaussées étudiées. Deux modèles d'accumulation ont donc été proposés, le premier supposant que le stock de polluants en surface augmente avec la durée de temps sec (chaussée 3), et le second, que la reconstitution de ce stock en fin de pluie est instantanée (chaussées 1, 2 4 et 5). Le modèle de lessivage retenu est quant à lui le même pour les 5 chaussées (mais avec des valeurs de paramètres propres à chacune d'entre elles, traduisant ainsi les différences de dynamique d'émission observées d'un site à l'autre).

**Accumulation :**  $M_{ACC}(t_0) = M_0$  ou  $M_{ACC}(t_0) = M_0 \times [1 - \exp(-D \times DTS)]$  (2:8)

**Lessivage :**  $M_{MES}(t) = M_{ACC}(t) \times [1 - \exp(-C_1 \times i(t)^{C_2})]$  (2:9)

Avec :  $M_{MES}(t)$  la masse de MES lessivée entre les dates  $t$  et  $t+dt$  (g/m<sup>2</sup>),  $M_{ACC}(t)$  le stock disponible à la date  $t$  (g/m<sup>2</sup>) et  $M_{ACC}(t+dt) = M_{ACC}(t) - M_{MES}(t)$ ,  $M_{ACC}(t_0)$  le stock disponible en début d'évènement (g/m<sup>2</sup>) (les évènements étant identifiés en retenant une durée

minimale de temps sec de 24h entre les pluies),  $DTS$  la durée de temps sec (en jours) précédent l'évènement pluvieux,  $i(t)$  l'intensité précipitée (mm/h),  $M_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  et  $D$  des paramètres des modèles (cf. Tableau 2.1)

	<b>Chaussée 1</b>	<b>Chaussée 2</b>	<b>Chaussée 3</b>	<b>Chaussée 4</b>	<b>Chaussée 5</b>
$C_1$	$3.7.10^{-2}$	$3.6.10^{-1}$	$4.2.10^{-2}$	$1.0.10^{-1}$	$2.7.10^{-2}$
$C_2$	1.3	0.9	1.3	1.0	1.4
$M_0$ (g/m <sup>2</sup> )	2.0	0.5	4.5	2.2	1.9
$D$ (j <sup>-1</sup> )	/	/	0.1	/	/

Tableau 2.1 – Paramètres des modèles d'accumulation et lessivage

### c. Modélisation de la gestion hydrologique

Une description simplifiée des pertes dans l'ouvrage est dans un premier temps adoptée en faisant l'hypothèse d'une infiltration à vitesse constante ( $K_{TA}$ ) et d'une perte initiale en surface de 5-mm au fond de l'ouvrage (Rodriguez et al., 2008). On supposera par ailleurs que la régulation des débits est effectuée à travers un simple orifice circulaire ; le débit rejeté  $Q(h)$  peut alors être calculé à partir de la loi suivante :

$$Q(h) = Q_{MAX} \times \sqrt{\frac{h}{h_{MAX}}} \quad (2:10)$$

Avec :  $Q(h)$  le débit de rejet pour une hauteur d'eau (normalisée)  $h$  dans l'ouvrage (l/s/ha),  $h$  la hauteur d'eau (normalisée) dans l'ouvrage (mm),  $Q_{MAX}$  le débit de consigne atteint lorsque l'ouvrage est plein.

## 2.3.3. Résultats et discussion

### 2.3.3.1. Approches volumiques

Une gestion des eaux pluviales basée sur des critères volumiques est dans un premier temps simulée pour des objectifs d'abattement ( $h_P = h_{MAX}$ ) de 2.5 à 20mm et différentes vitesses d'infiltration. La taille de l'ouvrage est ici fixée à 2.5% de la surface de chaussée drainée, ce qui correspond à une valeur relativement faible pour des solutions de gestion à la source tels que des jardins de pluie (Wild and Davis, 2009; Zhang and Guo, 2012). La figure 3 fait apparaître la moyenne des abattements calculés (pour les 15 années de précipitation) sur les 5 chaussées pour différentes configurations d'ouvrage en termes de vitesse d'infiltration et de hauteur d'eau ciblée :

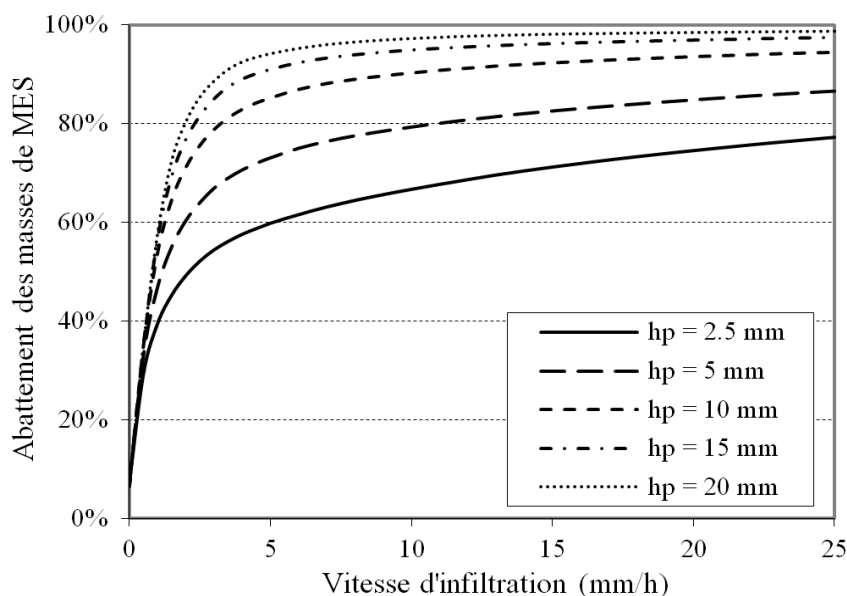


Figure 2.6 – Abattements moyens simulés pour différents objectifs d’abattement volumiques ( $b = 2.5\%$ )

Ces résultats semblent indiquer que l’abattement de hauteurs d’eau relativement modestes pourrait donner lieu, dans la plupart des situations, à une réduction significative des rejets de polluants vers les milieux. Ainsi, un abattement de 60% des flux de MES est par exemple aisément obtenu (y compris pour de faibles vitesses d’infiltration) en ciblant des volumes de ruissellement de l’ordre de 5 millimètres. On notera par ailleurs que les abattements calculés correspondent au cas d’un ouvrage de petite taille ( $b=2.5\%$ ). Cette performance pourrait donc être nettement améliorée en retenant une surface plus importante donnant lieu à des pertes par infiltration ou évapotranspiration plus élevées (voir Figure 2.6).

### 2.3.3.2. Comparaison aux stratégies de régulation

Afin de comparer de façon théorique la pertinence des critères de gestion volumiques à ceux de régulation des débits, les volumes d’ouvrage ( $h_{MAX}$ ) et vitesses d’infiltration ( $K_{TA}$ ) requises pour atteindre un abattement de 85% des flux de MES (en moyenne sur les 5 chaussées) sont calculées pour chacune des deux approches. La régulation des débits est ici supposée être effectuée dans un ouvrage sans volume mort pour un débit de consigne de 1 l/s/ha. Les résultats obtenus sont fournis Figure 2.7.

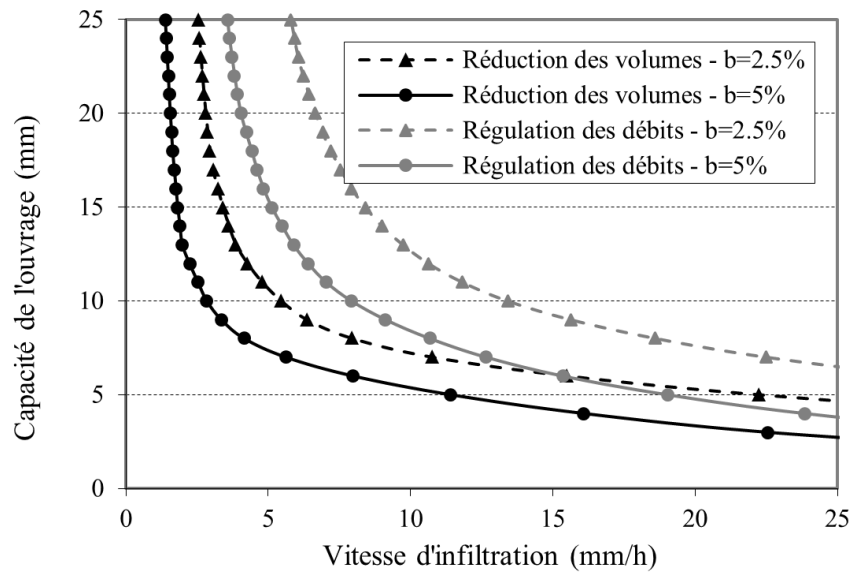


Figure 2.7 – Caractéristiques de l'ouvrage requises pour atteindre 85% d'abattement des MES ( $b = 2.5\%$ ,  $Q_{MAX} = 1$  l/s/ha)

Ces résultats indiquent en premier lieu qu'à taille d'ouvrage équivalente, les techniques alternatives conçues pour l'abattement des volumes ruisselés donnent lieu à un abattement des flux de MES nettement plus important que des ouvrages de régulation, y compris pour de faibles débits de fuite. Avec une vitesse d'infiltration de 5 mm/h et une surface correspondant à 2.5% de la surface drainée, l'objectif d'abattement de 85% des masses de MES ne peut par exemple être atteint pour la régulation des débits alors qu'il ne nécessiterait qu'un volume mort ( $h_p$ ) de 12mm dans le cas de la réduction des volumes ruisselés. Cette différence entre les deux approches tend cependant à diminuer lorsque les vitesses d'infiltration augmentent. L'abattement des flux de polluants est en effet principalement expliqué par les pertes continues dans l'ouvrage (infiltration et évapotranspiration) et sera donc d'autant plus important que le débit de fuite est faible devant ces dernières. Ainsi, pour un ratio de surface  $b$  de 2.5%, un débit de fuite de 1 l/s/ha correspond à un rejet de 14.4 mm/h. Cette valeur de 1 l/s/ha n'étant atteinte que lorsque l'ouvrage est plein, le débit de rejet effectif est alors nettement inférieur et peut donc rapidement devenir négligeable devant les pertes continues par infiltration et évapotranspiration.

Afin de mieux appréhender la différence entre les approches de régulation des débits et de réduction des volumes ruisselés, les distributions des masses événementielles de MES obtenues pour chacune de ces stratégies sont comparées pour deux configurations

correspondant à un abattement de 85% des flux de MES sur la période de simulation. En retenant une vitesse d'infiltration de 10 mm/h et un ratio surface d'ouvrage-surface d'apport ( $b$ ) de 2.5%, les résultats précédents indiquent que la régulation des débits à 1 l/s/ha dans un ouvrage de capacité  $h_{MAX}$  de 12mm (sans volume mort) équivaut, sur la période de simulation, à la mise en œuvre d'un ouvrage présentant un volume mort ( $h_P$ ) de 8mm. Comme le montre la Figure 2.8, si la régulation des débits permet d'obtenir une réduction importante des flux de MES pour les fréquences de dépassement inférieures à 0.1, elle donne en revanche lieu à un rejet quasi systématique de polluants pour toutes les pluies, y compris les plus courantes. L'efficacité réduite des stratégies de régulation des débits s'explique donc principalement par leur effet limité vis-à-vis des pluies faibles: la présence d'un volume mort dans les ouvrages de régulation est donc probablement souhaitable pour réduire plus efficacement la fréquence des rejets de polluants.

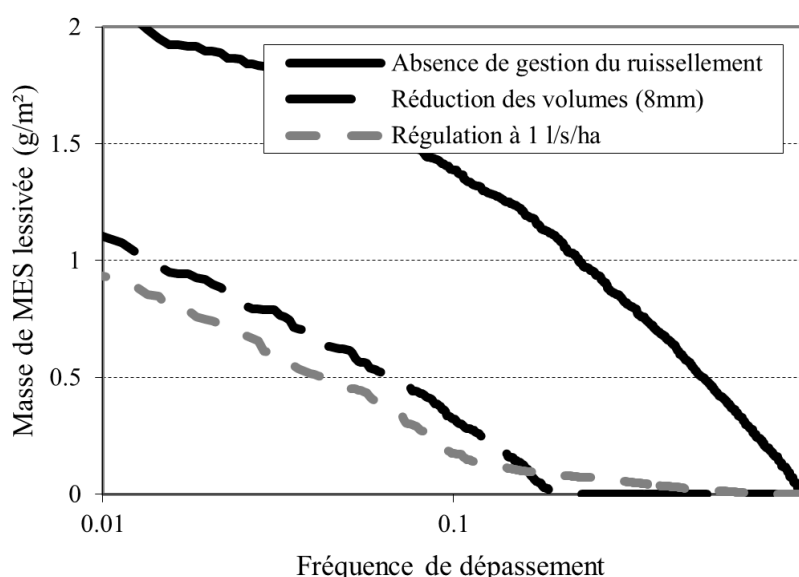


Figure 2.8 – Distribution des masses évènementielles de MES pour la régulation des débits et la réduction des volumes ruisselés dans des configurations équivalentes ( $b = 2.5\%$ ,  $K_{TA} = 10$  mm/h)

### 2.3.3.3. Effet de la dynamique d'émission

Alors que les résultats précédents ne font apparaître que la moyenne des abattements simulés sur les 5 chaussées du Marais, la Figure 2.9 permet de visualiser la variabilité induite par la paramétrisation du modèle de production des MES et de comparer les abattements en flux aux abattements volumiques (dans le cas d'une stratégie d'abattement des volumes ruisselés). Pour un volume cible ( $h_P$ ) de 5mm, on observe par exemple jusqu'à 23% d'écart

entre les abattements en masse de MES simulés pour les différentes chaussées et les abattements en volume de ruissellement. Ces différences, résultant directement de la paramétrisation des modèles d'A. Kanso, suggèrent donc que la dynamique d'émission des polluants pourrait avoir une incidence importante sur les efficacités simulées.

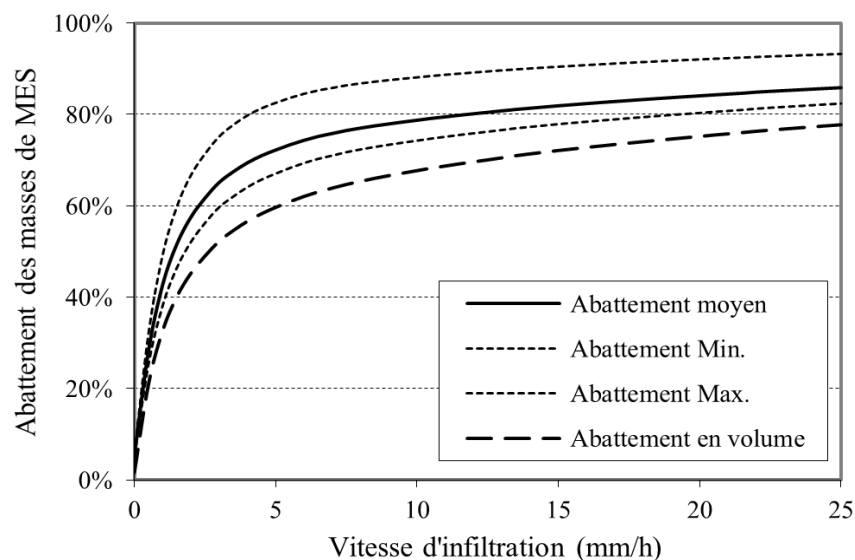


Figure 2.9 – Abattements simulés pour les différentes chaussées ( $h_p = 5\text{mm}$ ,  $b = 2.5\%$ )

La réduction des flux de MES la plus importante est obtenue sur la chaussée 2 alors que la moins bonne performance est simulée pour la chaussée 5 (bien que le même modèle soit employé). Afin de mieux comprendre l'écart important entre ces deux chaussées, une caractérisation sommaire de la dynamique d'émission simulée sur chacune d'entre elles est ici proposée.

Les « courbes-MV », représentant la masse de polluants cumulée (normalisée) en fonction du volume de ruissellement cumulé (normalisé) sont fréquemment employées pour visualiser la dynamique d'émission des polluants à l'échelle d'une pluie (Bertrand-Krajewski et al., 1998). Une simple fonction puissance ( $M=V^c$ ) est donc ici ajustée pour chaque évènement pluvieux afin de caractériser (à partir du paramètre  $c$ ) la répartition de la masse de contaminant en fonction du volume ruisselé. La distribution du paramètre  $c$  permet alors de comparer le comportement des deux modèles de production des MES sur les 15 années de simulation (Figure 2.10).

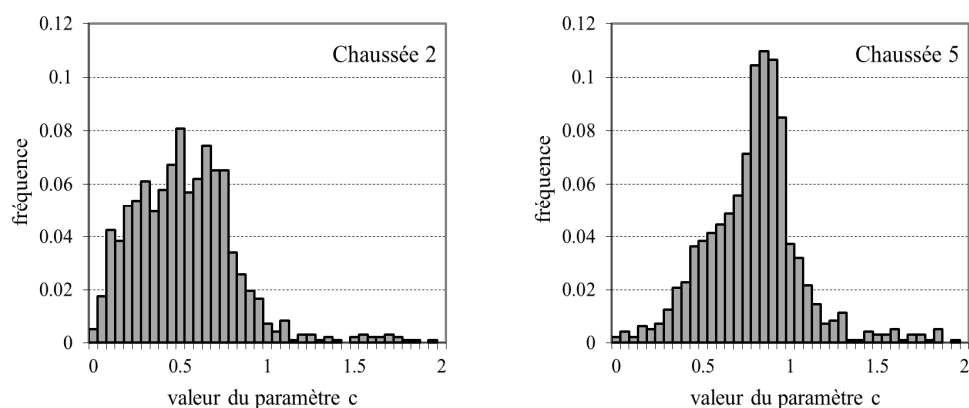


Figure 2.10 – Résultat de l’ajustement de courbes MV sur les chaussées 2 et 5 (Distribution du paramètre  $c$ )

Les valeurs du paramètre  $c$  ajustées pour la chaussée 2 sont globalement nettement inférieures à celles obtenues pour la chaussée 5. La proportion de la masse de MES associée à un évènement lessivée en début de pluie est donc généralement plus importante sur la chaussée 2 que sur la chaussée 5. Cette différence est en grande partie expliquée une valeur élevée du paramètre de lessivage  $C_l$  pour la première, donnant lieu à une mobilisation plus efficace du stock de polluant accumulé avec les premiers millimètres de ruissellement. L’abattement des premiers millimètres de ruissellement donne alors lieu à une réduction plus marquée des flux de polluants pour la chaussée 2, tandis qu’à l’inverse, les concentrations simulées pour la chaussée 5 étant plus constantes au cours de la pluie ( $c$  proche de 1), l’abattement des flux de MES demeure, sur la chaussée 5, assez comparable à celui des volumes ruisselés (cf. Figure 2.9).

Bien qu’une analyse approfondie de la validité et de la sensibilité de ces résultats aux différentes hypothèses de modélisation soit nécessaire, l’écart entre les abattements simulés d’une chaussée à l’autre indique donc que l’efficacité des ouvrages pourrait être assez dépendante de la dynamique d’émission des polluants.

### 2.3.4. Conclusions et perspectives

La méthodologie présentée dans cet article pourrait servir de support à l’analyse de diverses stratégies de gestion à la source des eaux pluviales pour différentes hypothèses de modélisation. Les premiers résultats obtenus, pour un cas relativement simple, indiquent que les approches d’abattement des volumes ruisselés sont probablement préférables à celles de régulation des débits pour la maîtrise des flux de polluants. Des abattements

importants semblent en effet pouvoir être atteints en ciblant des volumes relativement faibles lorsque l'infiltration et l'évaporation des volumes ruisselés sont privilégiées. À l'inverse, la régulation des débits imposerait, à performance équivalente, d'avoir recours à des ouvrages de taille plus importante, y compris lorsque les débits de fuite demeurent faibles. La simulation de ces deux modes de gestion des eaux pluviales pour 5 chaussées différentes permet par ailleurs de mettre en évidence l'importance de la dynamique d'émission des contaminants. L'efficacité des ouvrages à l'amont est ainsi en partie conditionnée par la variabilité temporelle des concentrations dans les eaux de ruissellement.

Ces résultats doivent cependant être interprétés avec prudence car reposant sur de nombreuses hypothèses de modélisation (hydrologiques ou non) dont il semble indispensable de préciser l'incidence à travers une analyse de sensibilité approfondie. Les travaux en cours visent en particulier à déterminer si des modèles d'infiltration simples permettent ou non d'estimer de façon satisfaisante les abattements volumiques dans l'ouvrage ou si, à l'inverse, la modélisation des techniques alternatives requiert une réelle prise en compte de l'état hydrique du sol. La sensibilité des abattements simulés aux modèles de production des flux de polluants impose par ailleurs de vérifier, pour les MES, la validité des formulations existantes, mais également de tester des dynamiques d'émission différentes, en distinguant notamment formes dissoutes et particulaires. Une étude complémentaire, reposant sur des mesures en continu des concentrations dans les eaux de ruissellement issues de toitures en zinc ou de chaussées urbaines devrait ainsi permettre d'évaluer plus précisément la pertinence des différentes solutions de gestion des eaux pluviales pour une maîtrise à la source des flux de polluants.

Il semble enfin important de préciser que les abattements simulés correspondent ici à une accumulation des contaminants interceptés dans le sol de l'ouvrage. Si le devenir de ces polluants n'est pas abordé dans le cadre cette étude, il conviendra nécessairement de s'interroger sur les implications d'une infiltration systématique des volumes ruisselés et en particulier sur la capacité du sol à retenir durablement ces contaminants.

---

**FIN DE L'ARTICLE**

---



## 2.4. Conclusions et perspectives

Le cadre méthodologique proposé pour la comparaison des stratégies de réduction des volumes et de régulation des débits, basé sur une modélisation en continu et pour des périodes longues de précipitations d'un ouvrage perméable et végétalisé, en considérant différentes dynamiques de production des flux d'eau et de contaminants, pourrait aisément servir de support à une analyse plus approfondie de l'incidence du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives. Si la chaîne de modélisation « surface urbaine + ouvrage », introduite pour illustrer l'intérêt de cette approche, ne repose que sur une description assez sommaire des surfaces de production et des dispositifs de gestion du ruissellement, cette dernière pourrait vraisemblablement être adaptée afin d'intégrer d'autres schémas de modélisation.

Les résultats obtenus à partir de cette première chaîne de modélisation mettent en évidence une forte sensibilité des abattements simulés (en flux) à la variabilité temporelle des concentrations dans le ruissellement. La dynamique d'émission des contaminants au niveau des surfaces urbaines pourrait ainsi être un élément déterminant pour l'analyse des différents scénarios de gestion des eaux pluviales urbaines puisque conditionnant en partie leur efficacité. Il semble par conséquent nécessaire de considérer plus attentivement cet aspect de la modélisation et en particulier d'envisager une plus grande variété de dynamiques d'émission, en distinguant notamment polluants dissous et particulaires. Il conviendra également de s'interroger sur la validité des modèles usuels de production des flux de polluants, dont la capacité à reproduire la variabilité des concentrations dans les eaux de ruissellement pourrait avoir été surestimée.

La méthodologie adoptée suppose par ailleurs que la maîtrise des rejets de contaminants résulte directement d'un abattement hydrologique lié aux pertes par infiltration ou évapotranspiration dans l'ouvrage. Si une représentation excessivement simple de ces pertes, et en particulier de l'infiltration (supposée constante), a dans un premier temps pu être retenue, rien ne garantit réellement qu'une telle approche permette d'estimer de façon satisfaisante les abattements volumiques dans les techniques alternatives. Il semble donc essentiel de déterminer si l'analyse des différents scénarios de gestion du ruissellement nécessitera ou non une prise en compte de la variabilité des flux d'infiltration et de l'état hydrique du sol.

Si un approfondissement des processus d'infiltration et de production des flux de contaminants apparaît comme une étape indispensable à la construction d'une chaîne de modélisation consolidée, il conviendra plus largement d'analyser la sensibilité des résultats obtenus aux différents choix de modélisation. En effet, bien que la valeur de certains paramètres des modèles puisse par exemple être sélectionnée à partir d'observations issues d'études antérieures (comme dans l'application présentée en 2.3), une telle approche demeure le plus souvent subjective. De la même manière, il semble important de s'assurer que le recours à une description générique des techniques alternatives, telle qu'adoptée en première approche, ne permettant pas de tenir compte de certains aspects de leur conception (nature des dispositifs de régulation, géométrie des berges...) n'est pas susceptible d'introduire de biais dans l'analyse des différents scénarios de gestion du ruissellement.

Les premiers résultats de modélisation conduisent enfin à s'interroger, dans la perspective d'une déclinaison opérationnelle de ce travail, sur la formulation des objectifs de gestion et la prise en compte des contraintes liées à la conception des ouvrages. Le choix d'exprimer la capacité des dispositifs de gestion comme une lame d'eau équivalente sur le bassin versant d'apport, initialement justifié par la formulation des objectifs de « réduction des volumes ruisselés » (i.e. « abattre  $x$  mm de ruissellement »), ne semble par exemple pas réellement pertinent puisque ne permettant pas d'identifier directement les configurations correspondant à des solutions de profondeur excessive. Dans la suite, ces hauteurs d'eau seront donc uniquement exprimées comme des profondeurs réelles dans l'ouvrage. Par ailleurs, l'abattement volumique obtenu pour un ouvrage donné étant a priori différent de la capacité de son volume mort et susceptible de varier considérablement en fonction de la perméabilité du sol ou de la surface d'infiltration, le recours à des approches permettant de relier plus directement les caractéristiques des ouvrages à une efficacité (en volume ou en flux) seront privilégiées aux objectifs de « réduction des volumes ruisselés ».



# Partie 3.

## Développement d'une chaîne de modélisation consolidée

### 3.1. Introduction

La méthodologie retenue pour préciser l'incidence du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives s'appuie sur la construction d'une chaîne de modélisation « surface urbaine + ouvrage » destinée à simuler différents scénarios de gestion du ruissellement, pour des chroniques longues de précipitations, et en considérant différentes dynamiques de production des flux d'eau et de polluants au niveau des surfaces urbaines.

Dans ce contexte, la représentation des pertes hydrologiques dans les techniques alternatives, et plus spécifiquement de l'infiltration, apparaît comme un élément déterminant pour l'analyse de l'efficacité des différentes stratégies de gestion en termes de maîtrise des rejets d'eau et de contaminants. Si des modèles de complexité variable, permettant de tenir compte de façon plus ou moins détaillée de la variabilité temporelle des pertes par infiltration et de l'incidence de l'évaporation, ont pu jusqu'alors être adoptés pour la modélisation des dispositifs de gestion à la source des eaux pluviales, peu d'éléments permettent réellement d'identifier l'approche la plus adaptée dans le cadre de cette étude. Il semble en particulier nécessaire de s'interroger sur la nécessité d'une prise en compte des variations de l'état hydrique du sol dans les ouvrages de gestion d'un évènement pluvieux à l'autre. Une première étape du travail de consolidation de la chaîne de modélisation introduite dans la partie précédente est donc consacrée au développement d'un modèle permettant de simuler la variabilité temporelle des pertes par infiltration et de rendre compte de manière relativement simple du processus de redistribution des teneurs en eau dans le sol par temps sec (en intégrant notamment l'effet de l'évapotranspiration).

Une première application de la démarche de modélisation adoptée pour l'analyse du fonctionnement des techniques alternatives a par ailleurs permis de mettre en évidence une forte sensibilité des résultats à la variabilité temporelle des concentrations dans le ruissellement (cf. 2.3). Si la prise en compte de la dynamique d'émission des contaminants pourrait donc constituer un aspect important de la modélisation des surfaces urbaines, il convient probablement de s'interroger sur la nature et la validité des modèles existants. A l'inverse des processus hydrologiques contrôlant la formation du ruissellement sur les surfaces urbaines, les mécanismes associés aux émissions de contaminants par temps de pluie demeurent en effet mal connus. La capacité des modèles usuels à reproduire la variabilité temporelle des concentrations dans le ruissellement sur des périodes longues de précipitations pourrait ainsi avoir été longtemps surévaluée en raison d'un manque de données expérimentales. L'essentiel de ces modèles ont par ailleurs été développés pour des contaminants particuliers et il semble ici nécessaire de considérer des dynamiques d'émission différentes liées à des processus d'émission variés. Une analyse complémentaire, reposant sur (1) des mesures en continu de turbidité dans les eaux de ruissellement issues d'une chaussée urbaine et (2) une étude des concentrations en zinc au niveau d'éléments de toiture métalliques, est donc mise en œuvre afin de préciser la validité des modèles usuels et de permettre une prise en compte de différentes dynamiques d'émission des contaminants.

### **3.2. Développement d'un modèle d'infiltration-redistribution**

L'efficacité des dispositifs de gestion à la source du ruissellement pour la maîtrise des flux de polluants peut être en grande partie expliquée par l'abattement des volumes ruisselés (Bressy et al., 2014; Davis, 2007; Trowsdale and Simcock, 2011). Une représentation adéquate des processus d'infiltration et d'évapotranspiration pourrait donc s'avérer essentielle dans le cadre de ce travail pour évaluer l'incidence de ces ouvrages sur les rejets d'eau et de contaminants vers les réseaux ou les milieux récepteurs.

La nécessité d'une modélisation en continu des techniques alternatives, pour une gamme représentative d'évènements pluvieux et de manière à rendre compte de l'incidence de la succession des évènements pluvieux sur la disponibilité des volumes de stockage, est aujourd'hui largement acceptée (Elliott and Trowsdale, 2007; Fletcher et al., 2013; Hatt et al., 2009; Wild and Davis, 2009). La prise en compte des variations de l'état hydrique des sols demeure en revanche nettement moins fréquente, bien que ces dernières puissent en

principe influencer les conditions d'infiltration dans les ouvrages de gestion. Bien souvent des approches relativement simples sont en effet retenues pour décrire la variabilité temporelle des pertes par infiltration dans les ouvrages de gestion des eaux pluviales (Browne et al., 2008). Peu d'éléments permettent cependant d'affirmer que ces simplifications ne sont pas susceptibles d'introduire un biais dans l'analyse du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives.

L'équation de Green-Ampt est un modèle à base physique simplifié largement utilisé en hydrologie urbaine en raison de sa simplicité et de sa relative robustesse. Les capacités d'infiltration calculées à partir du modèle de Green-Ampt dépendent en principe d'une teneur en eau initiale dans le sol (en début de pluie), fréquemment supposée demeurer identique d'un évènement pluvieux à l'autre (Abi Aad et al., 2010; Heasom et al., 2006; Lee et al., 2013). Pour rendre compte de l'évolution des teneurs en eau dans le sol, une résolution directe de l'équation de Richards ne constitue pas nécessairement une solution souhaitable pour des applications telles que l'évaluation de l'efficacité des techniques alternatives. Une telle approche s'avèrerait par ailleurs peu compatible avec des applications nécessitant de réaliser un grand nombre de simulations (analyse de sensibilité ou une étude de l'influence des paramètres de dimensionnement). En pratique, différentes méthodes ont donc été développées pour la modélisation du processus de redistribution. La teneur en eau initiale du sol intervenant dans le modèle de Green-Ampt peut ainsi être estimée à partir d'équations empiriques (Huber et al., 1981) ou de modèles à base physiques négligeant fréquemment l'effet des forces matricielles (Dussaillant et al., 2003; Palhegyi, 2009). Ces approches présentent cependant certaines limites. Les modèles empiriques ne permettent par exemple pas de tenir compte de l'évapotranspiration et doivent en principe être calés à partir d'observations. De la même manière, quoique plus sophistiquée, la méthode adoptée par Palhegyi (2009) suppose que le processus de redistribution ne résulte que d'un écoulement gravitaire et nécessite par ailleurs une discrétisation du sol au même titre qu'une résolution de l'équation de Richards.

Des généralisations de l'équation de Green-Ampt aux écoulements non-saturés, tels que les modèles GAR (Green Ampt avec Redistribution) (Ogden and Saghafian, 1997) ou MGAR (Modified GAR) (Gowdish and Muñoz-Carpena, 2009) ont également été introduites. Ces modèles, affichant des résultats encourageants dans le cas d'applications relativement simples voire purement théoriques, n'ont cependant pas été évalués pour des périodes

longues de précipitations ou dans des conditions hydrologiques analogues à celles rencontrées dans les dispositifs de gestion des eaux pluviales urbaines (solicitation hydraulique importante, accumulation d'eau en surface, action de l'évapotranspiration...). Les équations de redistribution des modèles GAR et MGAR diffèrent par ailleurs de celles proposées dans d'autres études (Corradini et al., 1997; Lai et al., 2015) et pourraient donc être modifiées sur la base de schémas de redistributions différents, tels que ceux proposés par Corradini et al. (1997) ou Milly (1986).

Dans les paragraphes qui suivent, correspondant à l'article « *Implementation of a multi-front infiltration-redistribution scheme for on-site stormwater management practices modelling* » (*soumis*), un modèle d'infiltration-redistribution adapté de travaux antérieurs est donc introduit pour simuler l'évolution des teneurs en eau dans le sol sous l'effet des forces gravitaires et matricielles ainsi que de l'évapotranspiration.

#### 3.2.1. Introduction

In recognition of the need to minimize the adverse effects of urban stormwater discharges on the environment, implementation of on-site runoff and pollution control, in relatively simple facilities such as rain gardens has been widely encouraged over the last decades. In this context, hydrological modeling has received significant attention and appears to be a relevant tool for the design and performance assessment of stormwater management practices, as illustrated in several recent studies (Daly et al., 2012; Heasom et al., 2006; Lee et al., 2013; Palhegyi, 2009; Wild and Davis, 2009).

The efficiency of on-site stormwater management facilities has been found to be largely associated with runoff volume reduction, although settling, adsorption or filtration may also provide pollution control (Bressy et al., 2014; Davis, 2007; Trowsdale and Simcock, 2011). Adequate representation of hydrological processes associated with volume reduction, which often consists in infiltration and evapotranspiration from a storage unit, is thus essential for the development of efficient stormwater management strategies. Over the last years, significant efforts have already been made in this direction. The need for continuous modeling, over a wide range of rain events, to account for the variability of initial storage conditions in stormwater control facilities is, for instance, now well accepted (Elliott and Trowsdale, 2007; Fletcher et al., 2013; Hatt et al., 2009; Wild and Davis, 2009).

However, if continuous simulation has often been adopted for stormwater management practices modeling, accounting for variations in soil moisture from a storm to another remains unusual, although changes in water content supposedly affect the infiltration process. As indicated by Browne et al (2008), very simple conceptual models are usually applied to stormwater infiltration. Simulation of soil moisture redistribution, which generally involves complex unsaturated flow equations, is thus rarely implemented. Nonetheless, there is no evidence that such a simplification may not lead to erroneous evaluation of the performance of stormwater management systems.

The Green-Ampt equation is a conceptual and physically based model which has been widely adopted in urban hydrology because of its simplicity and its ability to provide reasonable infiltration rate estimates. In this model, infiltration rates depend upon the initial soil water content at the beginning of rain events which is often assumed to remain unchanged from a storm to another (Abi Aad et al., 2010; Heasom et al., 2006; Lee et al., 2013). Direct resolution of the unsaturated flow problem to evaluate the changes in soil moisture content (Richards equation) would generally be cumbersome for simple applications such as the evaluation of stormwater management practices and precludes the use of optimization and sensitivity analysis techniques involving a large number of simulations. Various strategies have therefore been developed to simulate redistribution, relying on empirical equations (Huber et al., 1981) or assuming gravity driven flow over soil column (Dussaillant et al., 2003; Palhegyi, 2009) to estimate the initial moisture deficit for the Green-Ampt model. However, both approaches have some limitations. As a matter of fact, the empirical redistribution equation implemented in the US-EPA SWMM model (Huber et al., 1981) does not account for evapotranspiration and presumably needs to be calibrated. While more sophisticated, the approach adopted by Palhegyi (2009) neglects the effect of capillary forces on water movement and requires discretization of the soil profile. Besides, the association of the Green-Ampt equation with a conceptually different redistribution model is not necessarily desirable (Gowdish and Muñoz-Carpena, 2009).

Extensions of the Green-Ampt infiltration equation, such as the GAR (Green Ampt with Redistribution) (Ogden and Saghafian, 1997) and the MGAR (Modified GAR) (Gowdish and Muñoz-Carpena, 2009) method have also been introduced. While these models have been shown to perform relatively well for simple case studies or theoretical applications, they have generally not been verified over long simulation periods. Furthermore, these



redistribution schemes have not been evaluated for specific purposes such as stormwater management modeling. Previous studies hence mostly focused on the ability of these models to simulate infiltration under non-ponded conditions or to predict soil water content, and did not incorporate evapotranspiration in the redistribution process. Finally, redistribution equations in both the GAR and the MGAR differ from those proposed elsewhere (Corradini et al., 1997; Lai et al., 2015) and may be modified on the basis of other conceptual redistribution models such as the one of Corradini *et al.* (1997) or Milly (1986).

In this study, a redistribution scheme adapted from previous studies is thus introduced to simulate the evolution of soil moisture content under the action of gravity, capillary forces and evapotranspiration. The ability of the model to replicate variations of water content in a soil profile, over long periods (typically one year) is checked against the numerical solution of Richard's equations. Comparison of simulated infiltration rates and cumulative infiltration volumes to those computed under the "traditional" Green-Ampt assumption of constant initial moisture content is performed to identify the benefits of modeling of soil water redistribution.

#### **3.2.2. Redistribution of the Green-Ampt saturated profile**

##### ***3.2.2.1. The Green-Ampt model***

Although initially proposed as an empirical relation, the Green-Ampt model can also be derived from Richard's equation (Morel-Seytoux and Khanji, 1974; Parlange et al., 2002), assuming a piston displacement of the saturated profile (e.g. saturated zone delimited by a sharp wetting front) and can be used to compute infiltration-rates under ponded conditions into an homogeneous soil with uniform water content. The validity of the Green-Ampt model relates to the shape the hydraulic conductivity function, which is assumed to vary as a step function of the pressure head (Parlange et al., 2002). While most soils do not actually exhibit such a behavior, the Green-Ampt model remains attractive because of its simplicity and can provide relatively good estimates of infiltration rates. Besides, the accuracy of the Green-Ampt model has been shown to increase for large water inflows (Corradini et al., 1997) or non-negligible ponding depth at soil surface (Philip, 1992), and thus appears to be particularly relevant for stormwater management practices modelling. Under ponded conditions, the infiltration rate  $f_{sup}$  at the soil surface can be computed as:

$$f_{\text{sup}} = K \left[ 1 + \frac{H_f + z_p}{Z_f} \right] = K \left[ 1 + \frac{\Delta\theta(H_f + z_p)}{F} \right] \quad (3:1)$$

Where:  $K$  = effective hydraulic conductivity often taken equal to saturated hydraulic conductivity  $K_s$  ( $[L.T^{-1}]$ ),  $z_p$  = ponding depth ( $[L]$ ),  $Z_f$  = vertical extension of the saturated profile ( $[L]$ ),  $\Delta\theta = \theta_s - \theta_0$ , water deficit where  $\theta_s$  = saturated water content and  $\theta_0$  = initial water content,  $F = \Delta\theta \times Z_f$  cumulative infiltration depth in the saturated profile ( $[L]$ ), and  $H_f$  = capillary pressure or suction head at the wetting front ( $[L]$ ), which theoretically depends on  $\theta_0$  (Stewart et al., 2013) and for which numerous expression have been proposed (Freyberg et al., 1980).

The Green-Ampt equation has originally been used as an event based model and direct application to complex rainfall patterns without redistribution of the saturated profile hence produces inaccurate estimates of infiltration rates and volumes (Corradini et al., 1997). Indeed, once surface saturation stops, the water content in the saturated zone theoretically decreases under the effect of gravity and capillary forces. However, in many applications the water content in the soil profile  $\theta_0$  and corresponding wetting front potential  $H_f$  are simply kept constant from an event to another. Various models have therefore been developed to simulate water redistribution from the saturated profile.

### 3.2.2.2. *Wetting profile redistribution models: State of the art*

The existence of a wetting front, as described by the Green-Ampt equation (although diffuse rather than sharp), during infiltration is supported by experimental and theoretical evidences. Interestingly, the redistribution process was found to be somehow similar to the infiltration process as this wetting front continues to move downward during redistribution, while the water content in the wetting profile decreases (Gardner et al., 1970) (cf. Figure 3.1).

Several conceptual models were thus developed to describe the movement of the wetting front from vertical averaging of Darcy's law (Dagan and Bresler, 1983), accounting for distortion of the wetting profile (Corradini et al., 1997, 1994; Smith et al., 1993), or under the simpler piston-flow assumption (Govindaraju and Levent Kavvas, 1993; Gowdish and Muñoz-Carpena, 2009; Milly, 1986; Ogden and Saghafian, 1997).

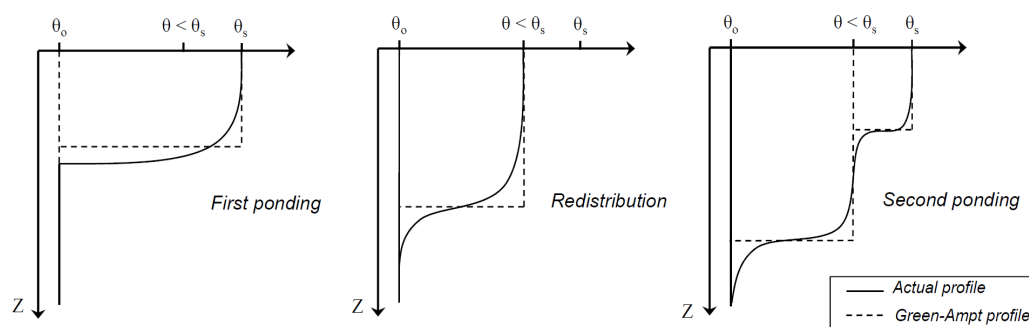


Figure 3.1 – Redistribution of the saturated profile and creation of second saturation profile after redistribution (adapted from Ogden and Saghafian, 1997)

While representation of more than two fronts simultaneously redistributing (first introduced by Milly, 1986) has initially rarely been considered, various multi-front methods have more recently been proposed (Gowdisha and Muñoz-Carpena, 2009; Lai et al., 2015; Struthers et al., 2006). In their extension of the GAR (Green-Ampt with Redistribution) model developed by Ogden and Saghafian (1997), Gowdisha and Muñoz-Carpena (2009) found that, although more consistent and better approximating the moisture profile, simulation of multiple profiles did not significantly improve the performance of the original GAR model. The ability of the model to simulate infiltration rates was however partially investigated and most of the discussion focused on the prediction of water content near soil surface which may be misleading as errors in surface water content are to be expected under the piston-flow assumption (cf. 3.2.2.1). Besides, comparison to previous literature results suggests that the redistribution equation introduced by Ogden and Saghafian (1997), can be modified and may not be directly applied to the multi-front redistribution problem. Finally, the process of evapotranspiration from the soil, which is essential in the context of on-site stormwater management practices modelling, was not incorporated in the original MGAR model.

A consolidated infiltration-redistribution (MGAR2) procedure, based on the work of Milly (1986) and other literature results, is thus developed in the following section.

#### 3.2.2.3. The modified Green-Ampt with redistribution model (MGAR2)

Our description of the soil profile is similar to the one of Milly (1986) and Struthers et al. (2006) who considered a homogeneous soil domain below the surface, consisting of  $n$  fronts delimitating  $n+1$  soil layers (subscript  $n$  being associated with the uppermost front). Each front  $i \in [1; n]$  is described by an homogeneous water content  $\theta_i$  and a depth of

penetration denoted as  $Z_i$  (cf. Figure 3.2). The soil layer located beneath the lowermost front is assumed to have a constant water content  $\theta_0$  and an infinite extension.

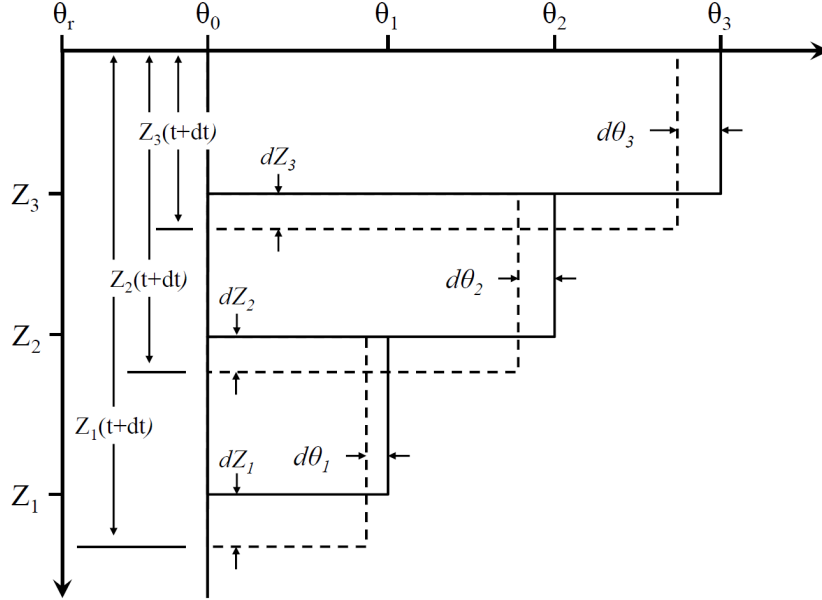


Figure 3.2 – Water profile redistribution as represented in the conceptual multi-front redistribution model ( $n=3$ )

In numerous studies, redistribution equations are based on the water balance analysis of a fictitious volume  $F_i = Z_i \times (\theta_i - \theta_0)$  associated with a single wetted profile, and the variation of this conceptual water storage is partitioned between profile elongation and water content decrease (Corradini et al., 1997; Dagan and Bresler, 1983; Govindaraju and Levent Kavvas, 1993; Ogden and Saghafian, 1997; Smith et al., 1993). While derivation of redistribution equations is relatively straightforward for a single-front problem, the situation tends to be more complex in the case of several profiles simultaneously redistributing, as the water content below each front is time dependent. In this study, a rather different approach is thus adopted to deal with the multi-front problem, considering actual regions of soil, instead of fictitious water volumes associated with each front.

As suggested by Milly (1986), an expression of the downward flux  $q_i$  in each uniform  $\theta_i$  region (e.g. between  $Z_{i+1}$  and  $Z_i$ ) may be derived from the continuity equation:

$$\frac{\partial \theta_i}{\partial t} = -\frac{\partial q_i}{\partial z} \Rightarrow \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\partial \theta_i}{\partial t} \right) = -\frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\partial q_i}{\partial z} \right) = 0 \quad (3:2)$$

### 3 - Développement d'une chaîne de modélisation consolidée

---

Because the water content  $\theta_i$  is assumed to be uniform between  $Z_{i+1}$  and  $Z_i$ , the second derivative of  $q_i$  with respect to  $z$  is zero, and the following expression is thus adopted for  $q_i(z)$ :

$$q_i(z) = q_{in,i} + \left( \frac{z - Z_{i+1}}{L_i} \right) \times \Delta q_i \quad (3:3)$$

Where:  $L_i = Z_i - Z_{i+1}$ ,  $q_{in,i}$  = water flux entering the uniform  $\theta_i$  region =  $q(Z_{i+1})$  and  $\Delta q_i$  = a function to be determined. Because the water content is assumed to be uniform below each front, capillary forces may be neglected at the upper end of each constant  $\theta_i$  region and:  $q_{in,n}$  = water inflow  $q_e$  (= surface infiltration  $f_{sup}$  during redistribution) for the uppermost front ( $i = n$ ) and  $q_{in,i \in [1,n-1]} = K(\theta_i)$  otherwise (Milly, 1986; Smith et al., 1993). It may immediately be noted that, unless  $\Delta q_i = 0$ , a contradiction arises between equation (3:3) and Darcy's law which predicts a uniform flux over a uniform  $\theta$  region. As stated by Milly (1986), this inconsistency however originates from our representation of the moisture profile, which is necessarily unrealistic and should only be interpreted in terms of averaged water contents.

An expression for the remaining term  $\Delta q_i$  may be obtained from a depth integration of Darcy's law and equation (3) between  $Z_{i+1}$  and  $Z_i$  (Milly, 1986) :

$$\frac{1}{L_i} \int_{Z_{i+1}}^{Z_i} q_i(z) dz = \frac{1}{L_i} \int_{Z_{i+1}}^{Z_i} \left( -D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} + K(\theta) \right) dz = K(\theta_i) - \frac{1}{L_i} \int_{Z_{i+1}}^{Z_i} D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} dz \quad (3:4)$$

Where  $D(\theta)$  is the soil water diffusivity =  $K(\theta) \times d\psi/d\theta$  ( $[L^2.T^{-1}]$ ). Again, because the model introduces discontinuities in the moisture profile  $\theta(z)$ , hypotheses regarding  $D(\theta)$  are needed to carry out the integration of the diffusive term in equation (3:4).

In the case of the Green-Ampt model ( $i = n$  and  $\theta_n = \theta_s$  in equation (3:4)(3:4)),  $D(\theta)$  follows a delta-Dirac distribution (Milly, 1985; Philip, 1957) and the diffusive term in equation (3:4) can be expressed as a function of the mean diffusivity  $\bar{D}$  estimated from sorptivity measurements.  $\bar{D}$  may be related to the integral of  $D(\theta)$  from  $\theta_s$  to  $\theta_{n-1}$  through a correction factor  $\beta \geq 1$  which accounts for the deviation from a sharp wetting front (Stewart et al., 2013; Triadis and Broadbridge, 2012; White and Sully, 1987). Adopting a similar approach to treat the multi-front redistribution problem, the contribution of capillary forces in equation (3:4) becomes:

$$-\frac{1}{L_i} \int_{z_{i+1}}^{z_i} D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} dz = \frac{\bar{D}}{L_i} = \frac{1}{L_i \beta} \int_{\theta_i}^{\theta_{i+1}} D(\theta) d\theta \quad (3:5)$$

Equation (3:4) may thus be rewritten as follow:

$$\frac{1}{L_i} \int_{z_{i+1}}^{z_i} q_i(z) dz = K(\theta_i) + K_s \frac{G(\theta_i, \theta_{i-1})}{\beta L_i} \quad (3:6)$$

Where  $G(\theta_i, \theta_{i-1})$  represents the capillary drive between two fronts (Corradini et al., 1997; Morel-Seytoux and Khanji, 1974; Smith et al., 1993) ([L]), which can be calculated from soil water retention curve  $\Psi(\theta)$  and unsaturated conductivity function  $K(\theta)$  :

$$G(\theta_i, \theta_{i-1}) = \frac{1}{K_s} \int_{\theta_i}^{\theta_{i+1}} D(\theta) d\theta = \frac{1}{K_s} \int_{\theta_i}^{\theta_{i+1}} K(\theta) \frac{\partial \Psi}{\partial \theta} d\theta \quad (3:7)$$

Combination of equation (3:6) and (3:7) with an integrate form of (3:3) therefore yields the following expression for  $\Delta q_i$ :

$$\frac{\Delta q_i}{2} = -q_{in,i} + K(\theta_i) + K_s \frac{G(\theta_i, \theta_{i-1})}{\beta L_i} \quad (3:8)$$

The net downward flux at the  $i^{\text{th}}$  front is partitioned between the elongation  $dZ_i/dt$  of the wetted profile and the flux  $q_{in,i-1}$  across the wetting front supplying the underlying uniform  $\theta_{i-1}$  region (Corradini et al., 1997; Lai et al., 2015; Milly, 1986). This net downward flux has generally been identified with the average flux calculated from (3:4) over the redistributing profile. Here, a different expression may however be obtained from equation (3:3) for  $z = Z_i$  (Milly, 1986). Hence:

$$(\theta_i - \theta_{i-1}) \frac{dZ_i}{dt} = q_{in,i} + \Delta q_i - q_{in,i-1} \quad (3:9)$$

The differential equation for the water content  $\theta_i$  associated with each front can then be obtained from a depth integration of the continuity equation using equation (3:3):

$$\frac{1}{L_i} \int_{z_{i+1}}^{z_i} \frac{\partial \theta_i}{\partial t} dz = -\frac{1}{L_i} \int_{z_{i+1}}^{z_i} \frac{\partial q_i}{\partial z} dz \Rightarrow \frac{d\theta_i}{dt} = -\frac{\Delta q_i}{L_i} \quad (3:10)$$

Redistribution equations associated with soil fronts n-1 to 1 are thus:

$$\frac{d\theta_i}{dt} = -2K_s \frac{G(\theta_i, \theta_{i-1})}{\beta L_i^2} \quad i < n \quad (3:11)$$

$$(\theta_i - \theta_{i-1}) \frac{dZ_i}{dt} = K(\theta_i) - K(\theta_{i-1}) + 2K_s \frac{G(\theta_i, \theta_{i-1})}{\beta L_i} \quad i < n \quad (3:12)$$

The model can finally be modified to account for the effect of evapotranspiration. Assuming that evapotranspiration preferentially affects the wettest uniform  $\theta$  region and considering  $q_{in,n}$  as the difference between surface infiltration  $f_{sup}$  and actual evapotranspiration  $E$  (Morbidelli et al., 2011), redistribution equations for the uppermost front may be rewritten as follow:

$$\frac{d\theta_n}{dt} = \frac{2}{Z_n} \left[ f_{sup} - K(\theta_n) - K_s \frac{G(\theta_n, \theta_{n-1})}{\beta Z_n} - E \right] \quad (3:13)$$

$$(\theta_n - \theta_{n-1}) \frac{dZ_n}{dt} = 2K(\theta_n) + 2K_s \frac{G(\theta_n, \theta_{n-1})}{\beta Z_n} - f_{sup} - K(\theta_{n-1}) + E \quad (3:14)$$

Because calculation of actual evapotranspiration from vegetated soil is generally complex and requires assumptions on roots distribution,  $E$  is here simply computed from the Penman-Monteith potential evapotranspiration  $E_p$  using the soil moisture index (Morbidelli et al., 2011):

$$E = \begin{cases} E_p & \text{if } \theta_n > \theta_{fc} \\ SMI \times E_p & \text{if } \theta_{fc} \geq \theta_n \geq \theta_{wp} \\ 0 & \text{if } \theta_{wp} > \theta_n \end{cases} \quad \text{with } SMI = \frac{\theta_n - \theta_{wp}}{\theta_{fc} - \theta_{wp}} \quad (3:15)$$

Where  $SMI$  = soil moisture index,  $\theta_n$  = water content associated with the uppermost front,  $\theta_{wp}$  = wilting point (bulk water content at -15 bar pressure) and  $\theta_{fc}$  = field capacity estimated from the relationship derived by Twarakavi et al. (2009).

#### 3.2.2.4. Implementation of the infiltration and redistribution model

Because equation (3:13) or (3:14) do not directly apply for the uppermost front under ponded conditions (as  $d\theta_n/dt = 0$ ) or when  $q_e > K_s$ , it is here, like in the Green-Ampt approach, necessary to separate redistribution (or “hiatus”) periods and potential saturation periods (Ogden and Saghafian, 1997; Smith et al., 1993). A “hiatus” period starts once  $q_e < K_s$  and ponded water is completely infiltrated and stops when water inflow  $q_e$  becomes greater than  $K_s$  (e.g. when saturation can potentially occur).

In the MGAR2 model, a new front  $n+1$  is generated at the end of each hiatus period (denoted here as  $t = 0$ ). While the other fronts are allowed to keep on redistributing, this new front is treated as the saturated profile of the Green-Ampt equation. Before saturation occurs  $f_{sup} = q_e$  and both the penetration depth  $Z_{n+1}$  and the water content  $\theta_{n+1}$  of the newly formed profile are undefined (Ogden and Saghafian, 1997). Once the soil is saturated,  $\theta_{n+1} = \theta_s$  and  $Z_{n+1}$  may be calculated from the cumulative infiltration volume in the saturated profile  $F_{n+1}$ . Given the condition  $q_{in,n-1} = K(\theta_n)$  at the lower end of the saturated profile (cf. 3.2.2.3):

$$F_{n+1} = \int_0^t [q_e - K(\theta_n)] dt = Z_{n+1} \times (\theta_s - \theta_{n+1}) \quad (3:16)$$

The approach of Corradini et al. (1997) can then be adopted to compute time to ponding  $t_p$  and corresponding infiltration volume  $F_{n+1}(t_p)$ , with  $d\theta_{n+1}/dt = 0$  in equation (3:13) (since  $\theta_{n+1} = \theta_s$ ). Corresponding equation (3:17) becomes very close to the one of Corradini et al. (1997) and may be solved for unsteady rainfall intensities by verifying at each simulation time step whether  $F_{n+1}(t_p)$  has been reached (Chow et al., 1988).

$$\int_0^{t_p} [q_e - K(\theta_i) - E] dt = Z_n \times (\theta_s - \theta_n) = \frac{K_s}{\beta} \frac{G(\theta_s, \theta_n)}{q_e - K_s} \quad (3:17)$$

Once saturation has occurred, equation (3:13) becomes similar to equation (3:1) and precisely reverts to the Green-Ampt formula for  $\beta = 1$  (because evaporation no longer applies to the soil profile under ponded conditions,  $E = 0$ ):

$$f_{sup} = K_s \left[ 1 + \frac{(\theta_s - \theta_n) G(\theta_s, \theta_n)}{\beta F_{n+1}} \right] \quad (3:18)$$

In this study,  $\beta$  appears in both redistribution and infiltration equations. This coefficient reflects the deviation from the Green-Ampt assumption of sharp rectangular moisture profile and theoretically depend on soil type, the magnitude of water fluxes at soil surface and moisture content below the wetting front (Corradini et al., 1997; White and Sully, 1987). In the case of the saturated profile,  $\beta$  may be expected to range between 1 and  $\pi/2$ . Results from the literature however suggest that using  $\beta = 1.1$  in the Green-Ampt equation would be a reasonable approximation for most soils (Morel-Seytoux et al., 1996; Warrick and Broadbridge, 1992; White and Sully, 1987). In this study,  $\beta$  is thus assumed to be



invariant and is set to 1.1. The relevance of this correction and its implications as compared to the traditional Green-Ampt assumption  $\beta = 1$  are discussed later on.

Regarding the capillary drive in equation (3:18), it can be noted that under ponded conditions, the surface water elevation  $z_p = \Psi(Z=0)$  is included in the capillary drive term  $G(\theta_s, \theta_n)$  and equation (3:7) becomes:

$$G(\theta_s, \theta_n) = -\frac{1}{K_s} \left( \int_{\psi(Z=0)}^0 K(\psi) d\psi + \int_0^{\psi(Z_{n+1})} K(\psi) d\psi \right) = z_p + \frac{1}{K_s} \int_{\theta_n}^{\theta_s} K(\theta) \frac{\partial \Psi}{\partial \theta} d\theta \quad (3:19)$$

If water inflow  $q_e$  falls below  $K_s$  before surface saturation occurs, water content and penetration depth associated with the uppermost front (which has no physical significance) cannot be evaluated (Ogden and Saghafian, 1997). In this study, the water content  $\theta_{n-1}$  associated with this “undefined” front is simply set to  $\theta_s$  at the beginning of a hiatus period (and  $Z_{n+1}$  can be computed from the cumulative infiltration volume). Because this newly formed saturated profile has no physical meaning, it appears to be very unstable and redistributes very quickly along the soil profile. The approximation adopted here is therefore assumed not to significantly affect the performance of the model.

During hiatus periods, all fronts are allowed to redistribute simultaneously, using equations (3:11) to (3:14), which are solved applying Euler’s method with adaptive step-size. Similarly to the work of Struthers et al (2006), a water content and a penetration depth “tolerance” were introduced to avoid computational errors. In the model, two profiles  $i$  and  $i-1$  are thus merged when their water content becomes similar ( $|\theta_i - \theta_{i-1}| < 10^{-5}$ ) or when a given front overlaps the underlying one ( $|Z_i - Z_{i-1}| < 10^{-2}$  mm).

For convenience and flexibility in the lower boundary condition description, a maximum wetting front penetration depth  $Z_{max}$  is finally introduced. In this study, the groundwater is supposed to lie far below the domain of interest and a “free drainage” boundary condition is thus implemented. When the extension of the lowermost front  $Z_1$  reaches  $Z_{max}$ , the flux across  $Z_{max}$  is therefore set to  $q_{in,0} = K(\theta_1)$  and equation (3:10) becomes:

$$\frac{d\theta_1}{dt} = \frac{2}{Z_1} [q_{in,1} - K(\theta_1)] \quad (3:20)$$

### 3.2.3. Methods

#### 3.2.3.1. Validation approach

Validation of redistribution models against numerical solution of Richards equation has generally been carried out for simple and theoretical case studies consisting in successions of rain pulses (Corradini et al., 1997; Ogden and Talbot, 2008; Ogden and Saghafian, 1997). In this paper, a similar approach is first adopted for model verification, while further evaluation is later conducted for long simulation periods under hydrologic conditions similar to those encountered in on-site stormwater management practices.

Model verification is performed for four USDA soil classes (sandy clay, silt loam, sandy loam and sand) for which four successive rainfall pulses (cf. Tableau 3.1) are applied to initially dry soils ( $\theta = \theta_r$ ) assuming that rainfall excess immediately turns into runoff. Selected rainfall intensities are similar to the one of Ogden and Saghafian (1997) and are deliberately set very high for some soil classes, so as to cause surface saturation (such inflow-rates nevertheless remain plausible in the case of stormwater management practices which may receive very large amounts of water).

Soil n°	Intensity (mm/h)	Pulse 1		Pulse 2		Pulse 3		Pulse 4	
		Date	Duration	Date	Duration	Date	Duration	Date	Duration
1	20	T = 0h	1h	T = 6h	30min	T = 7h	30min	T = 9h	1h
2	40	T = 0h	1h	T = 6h	30min	T = 7h	30min	T = 9h	1h
3	70	T = 0h	1h	T = 6h	30min	T = 7h	30min	T = 9h	1h
4	500	T = 0h	1h	T = 6h	30min	T = 7h	30min	T = 9h	1h

*Tableau 3.1 – Theoretical rainfall sequences used for model verification (adapted from Ogden and Saghafian, 1997)*

In the case of long-term simulations, only two soil types (“sandy loam” and “silt loam”) are considered. While the first one is highly pervious and would generally be viewed as suitable for infiltration, the second one exhibits a relatively low saturated hydraulic conductivity (4.5 mm/h) but remains acceptable for applications such as on-site runoff control (Dietz, 2007). Because a stormwater facility with a more pervious soil can accommodate larger runoff volumes, drainage of larger catchment is usually achieved for higher conductivity soil. A ratio between the surface area of the facility and drainage area is introduced and respectively set at 2% and 10% for sandy loam and silt loam. For both soils, maximum ponding depth over soil surface is limited to 10cm. Since cumulative infiltration volumes

tends to be less affected by the magnitude of infiltration when high storage capacity are used (Zhang and Guo, 2012), cumulative infiltration volumes are also likely to be less sensitive to the accuracy of infiltration rates prediction if maximum water elevation over soil surface is set too high. Besides, this value remains realistic for on-site stormwater management practices which are not necessarily intended to infiltrate the whole runoff volumes and for which ponding depth is often limited for better site integration.

Runoff time-series are generated from a 1 year rainfall record (5-min time-step) from Paris region under the assumption that rainfall is immediately and totally converted into runoff (e.g. no losses and instantaneous transfer on drainage area). Evapotranspiration is computed from daily Penman-Monteith potential evapotranspiration values calculated with the French meteorological service method (Choisnel, 1988). Because introduction of evapotranspiration in the redistribution process may bias the interpretation of results, a step by step approach is adopted, evaluating both the reliability of infiltration-redistribution model for long periods with and without evapotranspiration.

#### ***3.2.3.2. Selection of the hydraulic property model***

In previous studies, an analytical expression for the capillary drive term  $G(\theta_i, \theta_{i-1})$  was derived from the Brooks and Corey (1964) (BC) equations for  $\psi(\theta)$  and  $K(\theta)$  and the same relations were implemented for the resolution of Richard's equation. Following the approach of Morel Seytoux et al (1996) who formulated an expression of  $G$  over the whole capillary pressure range, and introducing the relative water content  $\Theta = (\theta - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r)$ , equation (3:7) may be rewritten as:

$$G(\Theta_i, \Theta_{i-1}) = \Psi_b \delta_I + \frac{\Psi_b}{\lambda} \left( \frac{\Theta_i^{3+1/\lambda} - \Theta_{i-1}^{3+1/\lambda}}{3+1/\lambda} \right) \quad (3:21)$$

Where  $\Psi_b$  = air entry-pressure ([L]) and  $\lambda$  = dimensionless pore size distribution index (parameters of the BC relationship). Corresponding values and additional hydraulic parameters for selected soil classes can be found in Tableau 3.2. The use of a Kronecker symbol  $\delta_I$  in equation (3:21) is related the discontinuity in the water retention curve for  $\Theta = 1$  (e.g.  $\theta = \theta_s$ ). As opposed to the work of Ogden and Saghafian (1997), the introduction of this term avoids the need to scale  $G$  to an empirical maximum effective capillary drive.

### 3.2 - Développement d'un modèle d'infiltration-redistribution

Soil n°	Soil type	$\theta_s$	$\theta_r$	$K_s$ (mm/h)	$\Psi_b$ (mm)	$\lambda$	$\theta_{wp}$
1	Sandy Clay	0.430	0.109	1.20	291.7	0.223	0.189
2	Silt Loam	0.501	0.015	6.80	207.9	0.234	0.119
3	Sandy Loam	0.453	0.041	21.8	146.6	0.378	0.071
4	Sand	0.437	0.020	235.6	72.6	0.694	0.022

Tableau 3.2 – Hydraulic parameters for the Brooks and Corey model from Rawls et al (1982) (as found in Ogden and Saghafian, 1997),  $\theta_{wp}$  = wilting point (bulk water content at -15 bar pressure)

The performance of numerical solvers can unfortunately be affected by the discontinuity in the BC retention curve (Ippisch et al., 2006). While comparison to the BC solution of Richard's equation remains possible for simple verification tests, a different model has to be implemented for applications over long periods. Model evaluation is thus conducted for a generalized form of the Van Genuchten (MVG) model (Ippisch et al., 2006; Vogel et al., 2001):

$$G(\Theta_i, \Theta_{i-1}) = \Psi_e \delta_1 + \frac{1}{K_s} \int_{\Theta_{i-1}}^{\Theta_i} K(\Theta) \frac{\partial \Psi}{\partial \Theta} d\Theta \quad (3:22)$$

Where  $\Psi_e$  = air entry pressure set to -4cm, in accordance with the analysis from Schaap and van Genuchten (2006). Since there is no analytic expression for the integral in previous equation, this term is evaluated numerically from the MVG equations of Vogel et al (2001). Like in the BC equations, five parameters are needed to characterize soil hydraulic properties. Based on the results of Ippisch et al (2006), retention curve parameters fitted for the original Van Genuchten equations (as found in Carsel and Parrish, 1988) are assumed to be suitable for this model (cf. Tableau 3.3).

	$\theta_s$	$\theta_r$	$K_s$ (mm/h)	$1/\alpha$ (mm)	$n$	$\theta_{wp}$	$\theta_{fc}$
Sandy Clay	0.380	0.100	1.20	370.4	1.23	0.171	0.370
Silt Loam	0.450	0.067	4.5	500	1.41	0.104	0.387
Sandy Loam	0.410	0.065	44.2	133.3	1.89	0.066	0.234
Sand	0.430	0.045	290.7	69.0	2.68	0.045	0.123

Tableau 3.3 – Hydraulic parameters adopted for the Modified Van Genuchten model,  $1/\alpha$  and  $n$  = Van Genuchten parameters as found in Carsel and Parrish (1988),  $\theta_{fc}$  = field capacity estimated from the relationship of Twarakavi et al (2009)

Because (3:22) has to be estimated from numerical methods, the implementation of the MVG model nevertheless remains burdensome in the MGAR2 framework, and the BC

water retention curve is therefore a most relevant option for further applications of the MGAR2 model. Verification tests (e.g. for theoretical rainfall pulses) are thus carried out for both the BC and MVG equations, to ensure that the MGAR2 model performs satisfactorily for each of them.

#### 3.2.3.3. Comparison to Richards equation

For each test, Richards equation is solved numerically using the HYDRUS-1D software (Šimůnek et al., 2009), considering a 2m deep homogeneous soil profile for relatively fine textured soils (sandy clay, silt loam and sandy loam) and a 5m depth the for the coarsest one (sand) with an initial moisture content set to the wilting point  $\theta_{wp}$ . The maximum extension of the lowermost front in the MGAR2 model  $Z_{max}$  is set accordingly to 2m (or 5m for sand). The soil column is discretized into 501 to 1001 nodes depending on soil type (anisotropic mesh), and a free drainage boundary condition is implemented at the lower end of the domain (Šimůnek et al., 2009).

A benchmark-based Nash-Sutcliffe coefficient (BE) (Schaefli and Gupta, 2007) (cf. equation 23) is adopted to evaluate the accuracy of infiltration-rates  $f_{sup}$  predictions (at a 1 to 5min time step for verification tests and long-term simulations respectively). As stated by Schaefli and Gupta (2007), the original Nash-Sutcliffe (1970) coefficient does not provide an absolute measure of model efficiency and simply reflects its performance as compared to the mean of observations. In this study, because the mean of observations is necessarily a poor predictor of infiltration rates, a reference model based on the assumption of constant infiltration rates  $f_{sup} = K_s$  is introduced:

$$BE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (Y_{ref,i} - Y_{sim,i})^2}{\sum_{i=1}^N (Y_{ref,i} - Y_{ben,i})^2} \quad (3:23)$$

Where  $Y_{ben,i}$  = the  $i^{\text{th}}$  value of the benchmark time-series (e.g. calculated from  $f_{sup} = K_s$ ),  $Y_{ref,i}$  = the  $i^{\text{th}}$  value of the reference time-series (e.g. calculated from the resolution of Richard's equation),  $Y_{sim,i}$  = the predicted value associated with the  $i^{\text{th}}$  observation and  $N$  = number of points in the time series. As for the Nash-Sutcliffe criterion,  $BE$  ranges from  $-\infty$  to 1 and  $BE > 0$  indicates the MGAR2 model has a larger explanatory power than a simpler constant infiltration model, which neglects the variability of  $f_{sup}$  ( $BE = 1$  implies perfect fit between

reference and simulated time series). Because this criterion only provides a relative measure of model performance, the prediction error on the cumulative infiltrated volume associated with each rain pulse is additionally investigated for verification tests, and a more detailed inspection of the residuals between MGAR2 and HYDRUS-1D infiltration-rates is conducted for long-term simulations.

The water content associated with the uppermost uniform  $\theta$  region is compared with (1) the average water content calculated by HYDRUS-1D over corresponding depth (from  $z(t) = 0$  to  $Z_n(t)$ ) during redistribution periods and (2) water content at the soil surface (uppermost node in the HYDRUS-1D profile). The performance of the model for water content predictions is evaluated from the mean absolute percentage error (*MAPE*):

$$MAPE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left| \frac{Y_{ref,i} - Y_{sim,i}}{Y_{ref,i}} \right| \quad (3:24)$$

For both infiltration-rates and water contents, coefficient of determination  $R^2$  is additionally calculated so as to verify that the temporal trends simulated by the infiltration-redistribution model are consistent with the numerical solution of Richard's equation.

In the case of long-term simulations, infiltration rates are finally compared to those computed from a traditional Green-Ampt scheme (e.g. assuming that surface water content immediately switches to a constant value  $\theta_0$  when saturation stops). Values ranging from wilting point to saturation are tested for the initial soil water content  $\theta_0$  and the MVG expression (3:22) is adopted to compute the capillary pressure at the wetting front in the original Green-Ampt equation (3:1).

### 3.2.4. Results and discussion

#### 3.2.4.1. Model verification

##### a. Results for the Brooks and Corey model

Simulation results for the four selected soil types are given in table .7 and .8. Figure 3.3 shows corresponding plots for infiltration-rates and water content predicted by both MGAR2 model and HYDRUS-1D for sandy clay and sand. Simulated water profiles at the end of simulation period (T=15h) are additionally represented.

### 3 - Développement d'une chaîne de modélisation consolidée

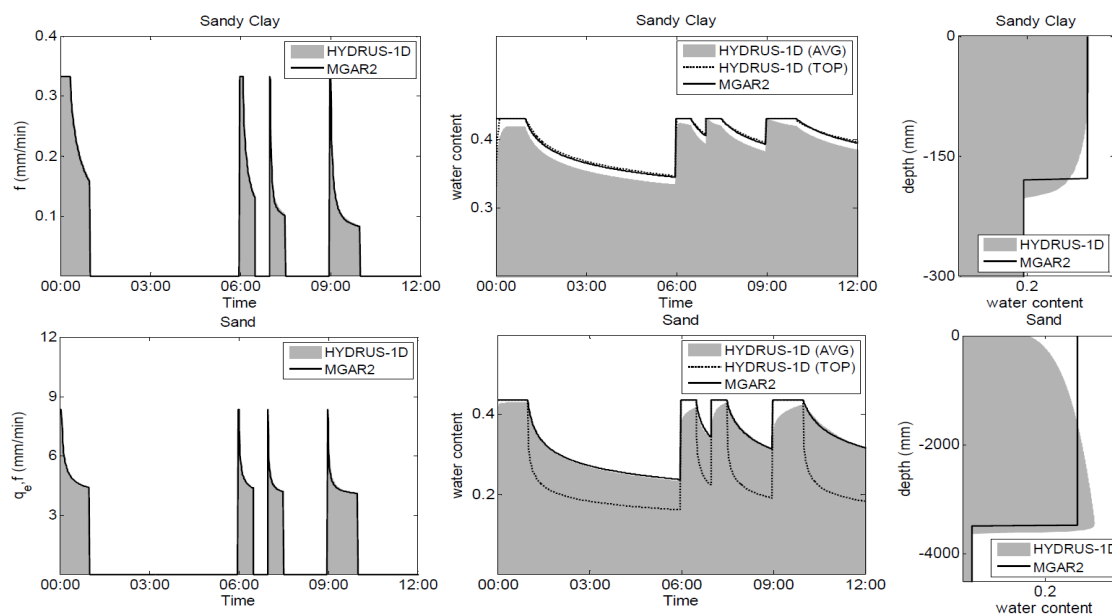


Figure 3.3 – Simulation results for four successive rain pulses (infiltration-rates, water content and moisture profile at the end of rainfall sequence) for two soil types with the Brooks & Corey model (HYDRUS-1D-TOP and HYDRUS-1D-AVG referring to the average water content  $\theta_{AVG}$  and surface water content  $\theta_{TOP}$  computed by HYDRUS-1D)

	$f_{sup}$		$\theta_{TOP}$		$\theta_{AVG}$	
	$R^2$	BE	$R^2$	MAPE	$R^2$	MAPE
Sandy Clay	> 0.99	0.998	> 0.99	0.56 %	> 0.99	2.33 %
Silt Loam	> 0.99	0.999	> 0.99	0.87 %	> 0.99	2.65 %
Sandy Loam	> 0.99	0.999	> 0.99	13.9 %	> 0.99	1.33 %
Sand	> 0.99	0.983	0.78	59.5 %	0.98	1.22 %

Tableau 3.4 – Validation results for the Brooks and Corey model

The accuracy of the infiltration-redistribution model for the prediction of infiltration rates appears to be very good for all soils. As shown in table .8, the introduction of correction factor  $\beta$  in the infiltration and redistribution equations (cf. 3.2.2.3) to account for the deviation from a rectangular moisture profile (Green-Ampt assumption) can improve the accuracy of the model. The overestimation of infiltration rates observed for  $\beta = 1$  is consistent with several literature regarding the Green-Ampt equation (Barry *et al.*, 1993; (Freyberg *et al.*, 1980; Triadis and Broadbridge, 2012). It should however be pointed out that these errors remain moderate and are believably exacerbated by the hypothesis that rainfall excess is immediately changed into runoff (e.g. water does no build-up over soil surface), which is in fact unrealistic in many real world applications. The simple Green-Ampt equation ( $\beta = 1$ ) may thus still provide reasonable estimates of infiltration rates for a variety of situations.

### 3.2 - Développement d'un modèle d'infiltration-redistribution

Pulse N°	$\beta = 1.1$				$\beta = 1$			
	1	2	3	4	1	2	3	4
Sandy Clay	-2.04 %	-0.88 %	-0.71 %	0.48 %	1.41 %	3.19 %	3.71 %	4.80 %
Silt Loam	-1.24 %	-0.83 %	-0.67 %	0.99 %	0.98 %	2.29 %	3.33 %	4.74 %
Sandy Loam	-0.21 %	0.90 %	0.70 %	0.41 %	2.02 %	3.50 %	3.63 %	2.99 %
Sand	1.48 %	-1.20 %	-3.43 %	-2.63 %	3.02 %	0.22 %	-2.44 %	-2.63 %

*Tableau 3.5 – Error on the cumulative infiltrated volume associated each rain pulse with  $\beta = 1.1$  and  $\beta = 1$*

In the case of sand, the volume underestimation for the last rain pulses is probably related to the bias in surface water content prediction which appears to be particularly high. As stated by Ogden and Saghafian (1997), this systematic overestimation of water content near soil surface mainly results from the distortion of the actual wetting profile near soil surface during redistribution for coarse soils (cf. moisture profile for sand in Figure 3.3). It is thus not surprising that, under the assumption of a homogenous rectangular profile, the water content simulated by the MGAR2 model differs from soil surface water content as calculated with Richard's equation. For coarse soils (sandy loam and sand), the water content associated with the uppermost uniform  $\theta$  region in the MGAR2 model hence more closely matches the average water content calculated over corresponding depth for the HYDRUS-1D profile. As a consequence, while deviations in the cumulative infiltration volume observed for sand (cf. Tableau 3.5) believably originates from an underestimation of infiltration rates (invisible in Figure 3.3) at the beginning rain pulses 2 to 4 (as a result of surface water content over-estimation), infiltration-rate predictions becomes more accurate as the saturated front moves downward since the error in the water content below the wetting front decreases.

Because the water content calculated by the infiltration-redistribution model is associated with a rectangular wetting profile which is not physically realistic, these deviations in water content prediction could probably be regarded as acceptable as long as the purpose of the model is to estimate infiltration-rates. It should moreover be pointed out that, in the case of fine-textured soils (sandy clay and silt loam), surface water contents simulated by MGAR2 are in fact almost identical to those obtained from the resolution of Richards's equation (cf. Figure 3.3 and Tableau 3.4) (for these soils, the deviation from the average water content simply reflects the fact that actual moisture profile do not exhibit sharp fronts between uniform  $\theta$  regions). However, because the bias in surface water content may increase with the number of redistribution periods (Gowdsh and Muñoz-Carpena,



2009), evaluation of the model for long periods under realistic rainfall or runoff records is believably needed.

**b. Results for the modified Van-Genuchten model**

As indicated in table .9, verification results are very similar to those obtained for the BC equations. Model performance for the prediction of infiltration rates is mostly unaffected by the change of hydraulic functions, and remains slightly higher for silt loam and sandy clay. For coarser soils, a noticeable decrease in the accuracy of surface water content predictions is however observed (cf. Tableau 3.6) which results from a faster drying near soil surface for the MVG model (not shown here).

	$f_{sup}$		$\theta_{TOP}$		$\theta_{AVG}$	
	R <sup>2</sup>	BE	R <sup>2</sup>	MAPE	R <sup>2</sup>	MAPE
Sandy Clay	> 0.99	0.999	> 0.99	0.26 %	> 0.99	3.19 %
Silt Loam	> 0.99	0.998	> 0.99	0.22 %	> 0.99	3.23 %
Sandy Loam	> 0.99	0.989	0.77	18.7 %	> 0.99	2.60 %
Sand	> 0.99	0.971	0.72	122 %	0.99	1.43 %

Tableau 3.6 – Validation results for the Modified Van Genuchten model (with -4cm air entry)

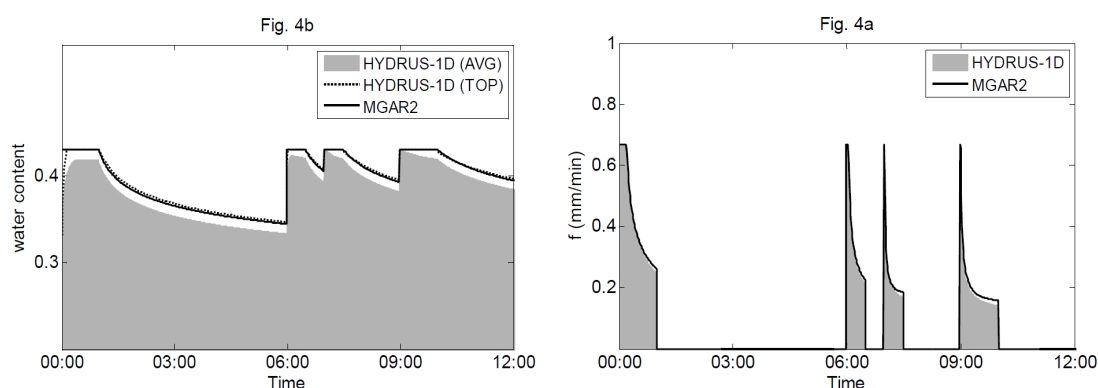


Figure 3.4 – Simulation results for four successive rain pulses (infiltration-rates) for Silt Loam– 4.a: infiltration rates prediction, 4.b: water content predictions (HYDRUS-1D-TOP and HYDRUS-1D-AVG referring to the average water content  $\theta_{AVG}$  and surface water content  $\theta_{TOP}$  computed by HYDRUS-1D)

Simulation results nonetheless remain excellent for fine textured soils (cf. Figure 3.4) and very acceptable average water content estimates can in any case be obtained. Model evaluation for longer rainfall periods can therefore be conducted using the MVG retention curve and hydraulic conductivity function.

## 3.2.4.2. Application to long-term simulations

## a. Results without ETP

As indicated in table 1.0, the MGAR2 model provides very satisfying estimates of infiltration rates over the 1-year simulation period resulting in high efficiency and correlation coefficient values for both soil types. Surprisingly, the ability of the model to replicate infiltration rates appears to be slightly lower for silt loam than for sandy loam, despite a more accurate prediction of water contents for the first soil type. Besides, comparison to validation results shows a moderate decrease of the efficiency coefficient ( $BE$ ) in the case of long-term simulation. While this lower model performance possibly results from a less accurate prediction of surface and average water contents (cf. Tableau 3.7), it may also be partly related to the fact that the constant infiltration model ( $f_{sup} = K_s$ ) included in  $BE$  (3:21) becomes a better predictor of infiltration rates in this application (as soil surface remain ponded for relatively long periods).

		MGAR2		Simple Green-Ampt	
		Silt Loam	Sandy Loam	Silt Loam	Sandy Loam
$f_{sup}$	E	0.942	0.955	0.831	0.903
	R <sup>2</sup>	0.971	0.988	0.917	0.975
$H_{CUM}$		5120 mm	20841 mm	5124 mm	20871 mm
$\epsilon^1$		0.46 %	0.45 %	0.57 %	0.60 %
$\theta_{TOP}$	MAPE	7.45 %	31.9 %		
	R <sup>2</sup>	0.932	0.8632	$\theta_0 = 0.399$	$\theta_0 = 0.289$
$\theta_{AVG}$	MAPE	1.86 %	2.48 %		
	R <sup>2</sup>	0.958	0.978		

Tableau 3.7 – Simulation results for long term prediction of infiltration-rates, comparison between the MGAR2 model and the traditional Green-Ampt approach ( $^1\epsilon$  = error on cumulative infiltration volume  $H_{CUM}$ )

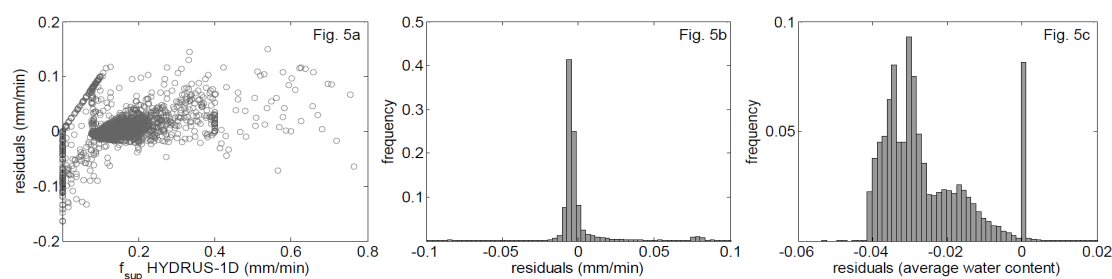
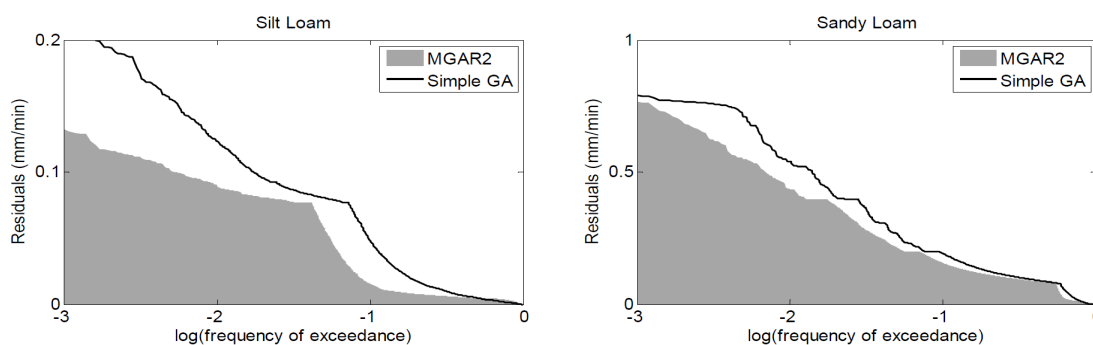


Figure 3.5 – Analysis of residuals for silt loam (without ETP) - 5a: Residuals (infiltration-rates) as a function of infiltration-rates as computed by HYDRUS-1D, 5b and 5c: distribution of residuals for infiltration rates and average water content prediction (Note: for infiltration rates, observations for which both HYDRUS and MGAR2 predicted null values were excluded)

Analysis of the residuals between HYDRUS-1D and MGAR2 infiltration rates predictions (cf. Figure 3.5, results shown for silt loam only) indeed suggests that model performance remains very good, although the model tends to underestimate infiltration rates at early stages of infiltration (high values of  $f_{sup}$ ). As a consequence, the time required to infiltrate the water stored at soil surface is slightly overestimated, and negative residuals are therefore observed where HYDRUS-1D predicts that surface saturation has already stopped ( $f_{sup} = 0$ ). This observation is consistent with the moderate overestimation of surface water content shown in Figure 3.5. The line “residuals =  $f_{sup}$ ” in Figure 3.5 however clearly suggest that this underestimation of infiltration rates is not systematic, as such pattern implies that HYDRUS-1D computes non-zero infiltration fluxes whereas ponding already stopped in the MGAR2 model. Nevertheless, errors associated with infiltration rates prediction generally remain very low (cf. Figure 3.5) and the estimation of the average water content over the uppermost uniform  $\theta$  region of the MGAR2 model is as well very acceptable (cf. Tableau 3.7). Finally, for both soils, no temporal deviation in the prediction of soil water content was observed over the simulation period (not shown here).



*Figure 3.6 – Distribution of absolute residuals (infiltration-rates) for the MGAR2 model and the simple Green-Ampt (Simple GA) with the optimal  $\theta_0$  value ( $\theta_0 = 0.399$  for Silt Loam and  $\theta_0 = 0.289$  for Sandy Loam) (Note: for infiltration rates, observations for which both HYDRUS and MGAR2 predicted null values were excluded)*

Surprisingly, infiltration-rates computed from the simple Green-Ampt scheme, under the assumption of constant water content  $\theta_0$  in soil profile during non-ponding periods, are also relatively satisfying (cf. Tableau 3.7). Comparison of the residuals associated with  $f_{sup}$  for both modelling approaches (Figure 3.6) however reveals that the benefits of simulating soil moisture redistribution tend to be more important for silt loam. Conversely, in the case of sandy loam, selection of an appropriate value for  $\theta_0$  (close to  $\theta_{fc}$ ) in the traditional Green-Ampt approach provides results that are only slightly less accurate to those obtained

for the MGAR2 model (the effect of soil type and  $\theta_0$  on the performance of the simple Green Ampt model is discussed later on). It may additionally be noted that while simulation of the redistribution process systematically yields to higher efficiency coefficient, errors in the cumulative infiltration volume remain low when a simpler approach is adopted (cf. Tableau 3.7). Because relatively large volumes of water are here allowed to accumulate over soil surface before it turns to runoff, error in infiltration-rates prediction have only a limited incidence the cumulative infiltration volume. As a consequence, for applications such as stormwater management practices modeling, for which captured volumes may be significant, and where the overall volume reduction performance over a studied period is the quantity of interest, implementation of soil moisture redistribution method may not always be needed, as long as the initial water content  $\theta_0$  of the Green-Ampt equation (3:1) is adequately selected.

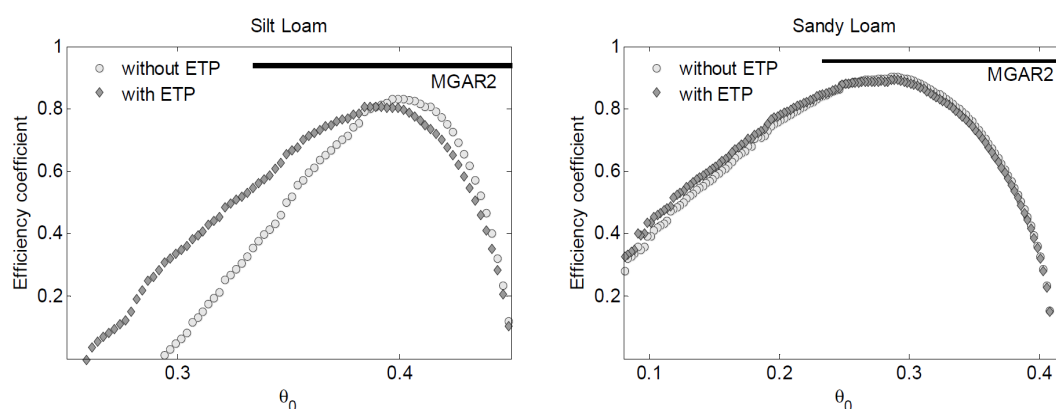


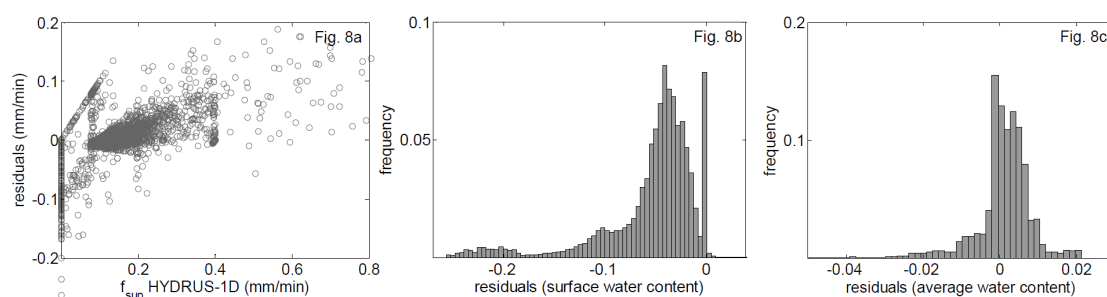
Figure 3.7 – Results for infiltration rates prediction following the simple Green-Ampt approach – benchmark-based Nash-Sutcliffe efficiency coefficient (BE) as a function of the constant soil water content  $\theta_0$  (Solid black line shows BE values for the MGAR2 model)

Results nonetheless clearly indicate that the MGAR2 model systematically outperforms the simple Green-Ampt approach for the prediction of infiltration rates (cf. Figure 3.6 and Tableau 3.7). Besides, determination of an appropriate value for  $\theta_0$  (for the simple Green-Ampt model) may be somewhat difficult. As indicated in Figure 3.7, performance of the Green-Ampt infiltration model may indeed strongly depend on the value chosen for  $\theta_0$ . In the case study presented here, while a large range of  $\theta_0$  values might be acceptable for sandy loam, model's accuracy may indeed drop significantly depending on  $\theta_0$  for the second soil type. This difference between the two soils presumably results from the magnitude of the capillary drive term  $H_f = G(\theta_s, \theta_0)$  in equation (3:11) or (3:18), which, from the equations of Vogel et al (2001), depends on  $1/\alpha$ , and is therefore significantly higher for silt loam than

for sandy loam. As indicated in equation (3:1), the magnitude of  $f_{sup}$  at early stages of infiltration depends on the term  $G(\theta_s, \theta_0) \times \Delta\theta$ . Since variations of  $G(\theta_s, \theta_0)$  are generally small, unless  $\theta_0$  becomes close to  $\theta_s$  (Stewart et al., 2013), errors in the estimation of the soil moisture deficit  $\Delta\theta$  in equation (3:1) result in smaller errors on infiltration rate for low values of  $H_f = G(\theta_s, \theta_0)$ .

#### b. Results with ETP

Addition of evapotranspiration to the atmospheric boundary condition was not found to significantly affect the accuracy of infiltration-rates prediction by the MGAR2 model (cf. Tableau 3.8). For both soils, efficiency coefficients calculated for  $f_{sup}$  are, once more, appreciably high and tend to be slightly lower for silt loam than for sandy loam. Conversely, surface water content as computed by HYDRUS-1D is systematically much lower than the one simulated by the MGAR2 model (cf. Figure 3.8).



*Figure 3.8 – Analysis of residuals for silt loam (with ETP ) 8a: Residuals (infiltration-rates) as a function of infiltration-rates as computed by HYDRUS-1D, 8b and 8c: distribution of residuals for surface and average water content prediction (Note: for infiltration rates, observations for which both HYDRUS and MGAR2 predicted null values were excluded)*

As a matter of fact, the rapid drying near soil surface is here exacerbated by evapotranspiration and the assumption that the rectangular shape of the wetting profile is preserved during redistribution is clearly unrealistic. Conversely, as show in Figure 3.8, the water content associated with this rectangular profile remains relatively close to the average value computed over corresponding depth from the HYDRUS-1D profile. Once again, because the Green-Ampt equation involves a spatial averaging of Darcy's law over the soil profile, deviation from the surface water content therefore appears to have only a limited incidence on the accuracy of infiltration rates predictions, as long as the average water content in the soil column is correctly estimated.

### 3.2 - Développement d'un modèle d'infiltration-redistribution

		MGAR2		Simple Green-Ampt	
		Silt Loam	Sandy Loam	Silt Loam	Sandy Loam
$f_{sup}$	BE	0.933	0.953	0.807	0.894
	R <sup>2</sup>	0.963	0.988	0.896	0.972
$H_{CUM}$		5095 mm	20851 mm	5110 mm	20858 mm
$\epsilon^1$		- 0.54 %	- 0.17 %	- 0.25 %	- 0.14 %
$\theta_{TOP}$	MAPE	25.7 %	77.4 %		
	R <sup>2</sup>	0.759	0.820	$\theta_0 = 0.387$	$\theta_0 = 0.289$
$\theta_{AVG}$	MAPE	1.42 %	3.40 %		
	R <sup>2</sup>	0.969	0.968		

*Tableau 3.8 – Simulation results for long term prediction of infiltration-rates (with evapotranspiration), comparison between the MGAR2 model and the traditional Green-Ampt approach ( $\epsilon^1$  = error on cumulative infiltration volume  $H_{CUM}$ )*

Conversely, while large errors in water content estimation near soil surface do not dramatically affect model performance, comparison to the simpler Green-Ampt model, without redistribution process, clearly suggests that simulation of the temporal variability of moisture conditions in the soil column can markedly improve model's ability to replicate infiltration-rates (cf. Tableau 3.8). Furthermore, it can be noted here that, with the introduction of evapotranspiration, the performance increase associated with the implementation of the redistribution model is slightly more important than in the previous case study. The assumption that soil water content  $\theta_0$  remains constant is therefore less realistic here, as the variability of soil moisture conditions are directly related to evapotranspiration. This seems to be especially true in the case of silt loam for which evapotranspiration fluxes are important as compared to its hydraulic conductivity. Nevertheless, in the case of sandy loam, reasonably high efficiency coefficients may still be obtained from the simpler Green-Ampt approach for some values of  $\theta_0$  (cf. Figure 3.7).

#### 3.2.5. Conclusion and perspectives

A multi-front infiltration-redistribution model, based on the Green-Ampt assumption of rectangular water content profile, was adapted from previous studies. The model was validated for simple and theoretical case studies, considering the Brooks and Corey and the modified Van Genuchten retention curves for 4 soil types. The performance of the model for long-term simulations, under hydrologic conditions similar to those encountered in stormwater management facilities (evapotranspiration applied to soil surface, realistic ponding depth and water inflows consistent with selected soil type) was evaluated for 2 USDA soil textures (silt loam and sandy loam). Model ability to simulate infiltration and redistribution was checked against numerical solutions of Richards equation.

Infiltration rates predictions were found to be very satisfactory for both validation tests and long period applications. Variations among soil types were nonetheless observed as a result of (1) the difference in magnitude of capillary forces which control the variability of infiltration rates at early stages of infiltration and (2) the fast drying near soil surface for coarser soils (especially for Sand). For these soils, the water content ( $\theta$ ) simulated by the model for the uppermost constant  $\theta$  region was therefore quite different from the surface water content estimated from Richards equation, but more closely matched the average value calculated over corresponding depth in the moisture profile simulated from Richards equation. While the accuracy of the model for surface water content prediction might appear as relatively low, it should however be acknowledged that such discrepancies are inevitable under the assumption of a rectangular water content profile.

The benefits of associating a redistribution model to the Green-Ampt equation were also evaluated. Simulated infiltration-rates were compared to those computed from the original Green-Ampt formula, assuming that soil water content falls to a constant value  $\theta_0$  once surface saturation stops. This study suggests that acceptable results might be expected from the simpler approach if  $\theta_0$  is adequately selected. Nonetheless, accounting for variations in soil water content systematically resulted in a noticeable improvement in the accuracy of infiltration-rates predictions as compared to the simpler approach. As a consequence, implementation of a redistribution model that simulates the evolution of soil water content is believably relevant for correct replication of the infiltration process in stormwater management facilities and the MGAR2 model appears as a valuable alternative to the resolution of the unsaturated flow equations.

It should nonetheless be pointed out that, in the context of stormwater management practices modeling, the level of complexity of the infiltration model should remain consistent with the numerous hypotheses associated with the description of stormwater facilities. In some applications, assuming a strictly one-dimensional infiltration flow may for instance be inappropriate (Freni et al., 2009a), no matter the robustness of the infiltration model used. Similarly, the implementation of a free-drainage boundary condition may not always be realistic when the facility receives very large amounts of stormwater or when the water table does not lie far below soil surface. Furthermore, high-precision simulation of infiltration fluxes may not necessarily be required for applications such as the estimation of a cumulative infiltration volume over a long period.

Combinaison of the redistribution model presented here with the Green-Ampt equation is attractive because having solid conceptual bases and providing good estimates of infiltration-rates. Implementation of redistribution equations however remains relatively complex and, all in all, only allows for a relatively rough prediction of the water content in the soil profile. Simpler redistribution models that do not account for the effect of capillary forces (Palhegyi, 2009; Struthers et al., 2006) may thus be as well be adopted for stormwater management practices modelling. Finally, this study indicates that the opportunity of neglecting the variations in soil water content may in some cases be considered. Further sensitivity analyses are therefore presumably needed to determine the optimal level of model complexity for appropriate evaluation of infiltration fluxes in stormwater management facilities.

---

FIN DE L'ARTICLE

---

#### 3.2.6. Résumé et principales conclusions de l'article

Le modèle d'infiltration-redistribution proposé (MGAR2), adapté de travaux antérieurs et reposant sur des hypothèses similaires à celles du modèle de Green-Ampt, semble de manière générale en mesure de reproduire de façon très satisfaisante la variabilité temporelle des flux d'infiltration dans les dispositifs de gestion à la source du ruissellement. Dans les différents cas de figures testés, les vitesses d'infiltration simulées se sont avérées très comparables à celles obtenues pour des solutions numériques de l'équation de Richards. La performance du modèle apparait cependant dépendante des propriétés hydrodynamiques des sols, et semble en particulier plus réduite dans le cas de sols sableux pour lesquels le modèle ne permet pas de rendre compte de la forte hétérogénéité du profil de teneur en eau (séchage plus rapide en surface). Pour ces sols, les teneurs en eau simulées peuvent ainsi s'avérer assez différentes de celles calculées à la surface de l'ouvrage par résolution de l'équation de Richards. Si la capacité du modèle à reproduire les variations de teneur en eau à la surface du sol peut donc dans certains cas sembler limitée, il convient de remarquer que (1) de tels écarts sont inévitables puisque les teneurs en eau simulées par le modèle MGAR2 correspondent en fait à une valeur moyenne sur une certaine épaisseur de sol et que (2) ces dernières se révèlent nettement plus proches des teneurs en eau moyennes calculées sur la même épaisseur de sol à partir de l'équation de Richards.



La comparaison des flux d'infiltration simulés à partir du modèle MGAR2 à ceux obtenus pour une simple application de la formule de Green-Ampt, en supposant la teneur en eau initiale du sol  $\theta_0$  identique d'un évènement à l'autre, suggère que des résultats acceptables pourraient être obtenus sans prise en compte du processus de redistribution (à condition de choisir convenablement la valeur de  $\theta_0$ ). Pour les cas de figure testés, la modélisation des variations de l'état hydrique du sol se traduit néanmoins de manière systématique par une meilleure estimation des flux infiltrés. Le recours à un modèle de redistribution, permettant de simuler l'évolution des teneurs en eau dans le sol, pourrait donc s'avérer pertinent pour reproduire la variabilité des flux d'infiltration dans les techniques alternatives et le modèle MGAR2 apparaît ici comme une alternative possible à l'équation de Richards.

Il semble cependant important de souligner que, pour la modélisation des techniques alternatives, le niveau de détail apporté à la représentation des processus hydrologiques doit demeurer cohérent avec les nombreuses autres hypothèses quant au fonctionnement des ouvrages. Indépendamment de la capacité des modèles à rendre compte de la variabilité temporelle des flux infiltrés, l'hypothèse d'un écoulement exclusivement vertical pourra par exemple se révéler totalement inappropriée dans certaines configurations (Freni et al., 2009a; Locatelli et al., 2015). De la même manière, le recours à une condition aux limites de type drainage libre pourrait devenir problématique pour les ouvrages fortement sollicités ou lorsque les nappes phréatiques se trouvent relativement proches de la surface du sol. Plus généralement, il semble nécessaire de s'interroger sur l'intérêt d'une modélisation détaillée des processus d'infiltration et de redistribution pour des applications simples telles que l'estimation de volumes infiltrés cumulés pour des périodes longues de précipitations.

### **3.3. Modélisation de la dynamique d'émission des contaminants**

#### **3.3.1. Introduction**

La prise en compte de la variabilité temporelle des concentrations dans le ruissellement pourrait s'avérer nécessaire pour évaluer l'incidence des techniques alternatives sur les flux de polluants dirigés vers les réseaux ou les milieux récepteurs. L'un des objectifs de la chaîne de modélisation développée dans ce chapitre est par conséquent de simuler le fonctionnement des ouvrages de gestion pour différentes dynamiques d'émission des contaminants, en distinguant polluants dissous et particuliers.

Bien que de nombreux modèles conceptuels aient été introduits pour reproduire la variabilité temporelle des concentrations dans le ruissellement, ces derniers ont jusqu'alors essentiellement été appliqués à la modélisation de polluants particuliers à l'exutoire de bassins versants de taille importante. Des résultats récents suggèrent par ailleurs que leur pouvoir prédictif pourrait avoir été largement surestimé et il convient donc de s'interroger sur (1) leur capacité à reproduire des concentrations en polluants pour des périodes longues de précipitations et (2) la possibilité de les adapter pour simuler des dynamiques d'émission différentes, et notamment celles de contaminants dissous.

Dans la suite, une évaluation détaillée de ces modèles est mise en œuvre en distinguant le cas (1) des émissions de matière en suspension au niveau des chaussées urbaines et (2) du ruissellement de zinc dissous au niveau d'éléments de toiture en zinc. Ce travail s'appuie à la fois sur des données expérimentales portant sur des périodes d'observation relativement longues et sur des méthodes avancées d'analyse des incertitudes. Les sections 3.3.2, 3.3.3 et 3.3.4 correspondent aux articles suivants :

- *« Performance assessment of a commonly used “accumulation and wash-off” model from long-term continuous road runoff turbidity measurements » (2015, Water Research, 78, 47-59)*
- *« Modelling the temporal variability of zinc concentrations in zinc roof runoff – Experimental study and uncertainty analysis » (2016, Environmental Science and Pollution Research, Accepté)*
- *« Assessing the effect of uncertainties in pollutant wash-off dynamics in the context of stormwater source-control systems modelling – Consequences of the use of an inappropriate error model » (2016, Journal of Environmental Engineering, Accepté)*

Tandis que les deux premières sections sont essentiellement consacrées à la validation de modèles de type « accumulation/lessivage », la troisième s'intéresse de manière plus spécifique à l'incidence de potentielles erreurs ou incertitudes sur les concentrations simulées pour l'analyse des différents scénarios de gestion du ruissellement. Cette dernière section s'appuie sur une chaîne de modélisation comparable à celle présentée en 2.3 mais intégrant le modèle d'infiltration-redistribution introduit en 3.2.

## 3.3.2. Modélisation des concentrations en MES sur les chaussées

### 3.3.2.1. Introduction

Since the early eighties, several research programs have identified urban runoff as a major source of diffuse contamination and evidenced the need for better stormwater pollution control (Saget, 1994; US-EPA, 1983). Today, many local communities have already undertaken mitigation efforts to minimize the adverse impacts of stormwater discharge on the environment. More specifically, Low Impact Development (LID), advocating for on-site runoff and pollution control, has become increasingly popular (Ahiablame et al., 2012; Dietz, 2007). In this context, simulation of temporal variations of pollutant concentrations in runoff originating from urban surfaces such as streets during rainfall (and from a storm to another) is of great interest to both researcher and practitioners for various applications related to the development of relevant stormwater management strategies for diffuse pollution control.

Various models have therefore been proposed in the past, among which, “accumulation and wash-off” models, implemented in most software solutions (Aryal et al., 2009; Obropta and Kardos, 2007) are often relied on to replicate time series of concentrations. While such models have been shown to perform relatively well (Crobeddu and Bennis, 2011; Piro and Carbone, 2010; Wang et al., 2011), investigation of the temporal variability of concentrations in runoff has, however, for a long time been restricted by experimental constraints related to sampling methods and thus relied on relatively scarce observations, with limited number of rain-events and very partial information on pollutant wash-off dynamics (Métadier and Bertrand-Krajewski, 2012). As a consequence, these models have generally not been verified against long-term continuous water quality measurements (Métadier and Bertrand-Krajewski, 2012; Métadier, 2011) and several recent findings suggest that their ability to simulate temporal variability of pollutant concentrations in runoff might have been overestimated (Dotto et al., 2011; Freni et al., 2009b; Kanso et al., 2005; Shaw et al., 2010).

The use of long-term continuous water quality measurements, which have only recently been made available, provides significant opportunities for in depth investigation of the processes associated with stormwater contamination (Deletic, 1998; Hannouche et al., 2014; Joannis et al., 2014; Métadier and Bertrand-Krajewski, 2012). The main purpose of

this study is therefore to discuss and clarify the capacity of conventional water quality models to simulate sediment wash-off dynamics based on continuous monitoring of flow-rate and turbidity from an urban street over an 11-month period. While models' ability to replicate both suspended solids loads (e.g. discharge rates) and concentrations will be investigated, application of a "Markov Chain Monte-Carlo" (MCMC) method for calibration will furthermore enable quantification of uncertainties associated with parameters values so as to better identify potential limitations of usual accumulation and wash-off formulations.

#### ***3.3.2.2. Material and methods***

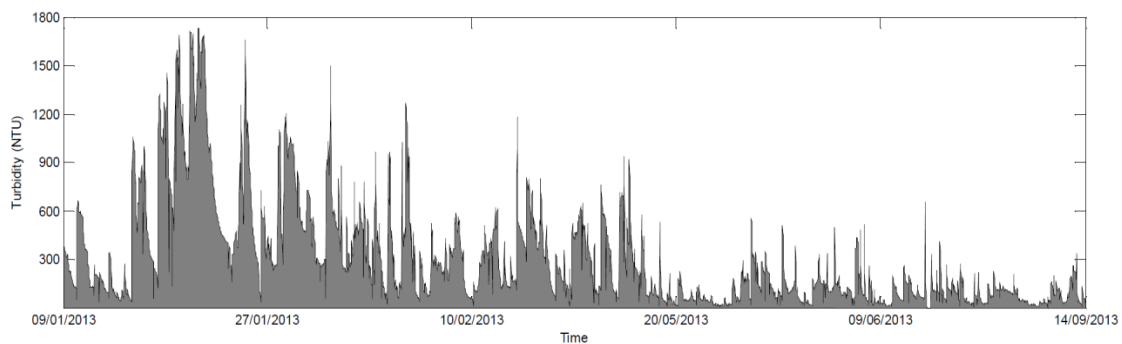
##### **a. Experimental settings**

The experimental site is located in "Sucy-en-Brie" municipality, a residential district within Paris conurbation. The studied catchment consists in a 800m<sup>2</sup> portion (1/2 roadway width + sidewalk) of an urban road carrying moderate traffic loads (~8 000 vehicles per day), with a runoff length of 160m and an average slope of 0.8%. Runoff was collected by a storm drain where the monitoring equipment was installed. 11-litres tipping buckets were used for flow-rate measurement corresponding to a 0.014mm resolution in runoff height over drainage area.

Runoff quality was monitored with a YSI 6820VZ multi-parameter probe. In order to save storage capacity and reduce power consumption, the probe was driven by the flow-metre and measurements were performed at 1-min time step during runoff periods only (from the first bucket tipping of a rain event up to 30min after the last tipping). Turbidity measurements were here considered as a surrogate for runoff contamination. In order to facilitate the interpretation of results and comparison with other studies, turbidity data was however converted into Total Suspended Solids concentrations (TSS) from a linear TSS-turbidity relationship adjusted from event mean runoff samples performed for 7 rain events ( $R^2=0.96$ ).

Implication of the accuracy of this relation on the TSS values calculated or modelled are not discussed here (further details on TSS-turbidity relationship may be found in Bertrand-Krajewski, 2004; Hannouche et al., 2011; the impact of input data uncertainty is discussed in Kleidorfer et al., 2009). A rain gage located nearby (500m from studied site), additionally provided rainfall measurements over the entire monitoring period.

Data were collected from September 2012 to December 2013. Technical maintenance was performed every two weeks to remove litter from the storm drain and to verify the measurement system (turbidity probe cleaning and tipping bucket system control). Despite regular inspection of the experimental system, several mechanical problems were encountered with the tipping bucket system during the monitoring period, resulting in absence of record over several weeks. Snow periods were as well excluded from the dataset (as selected water quality models do not apply for snowmelt). Overall, 175 rain events from January 2013 to November 2013 (considering a 30 minutes minimum inter-event time for their identification) were fully monitored.



*Figure 3.9 – Turbidity measurements from January to September 2013 (dry periods were excluded for better readability)*

As indicated in Figure 3.9, a sudden increase in turbidity values, followed by a slower return to previous turbidity levels, was observed at the beginning of the monitoring period (after mid-January). This trend presumably does not result from a failure of the multi-parameter probe, for which calibration was verified three times during the experiment (from standard formazin solutions) and which never showed any drift in the measurements.

#### **b. Exponential accumulation and wash-off models**

The models selected for this study are based on SWMM “exponential” accumulation and wash-off formulations (Huber and Dickinson, 1988). Although widely adopted, these models have often been reported to fail to replicate the variability of concentrations in runoff (Bai and Li, 2013; Shaw et al., 2010) and several studies cast doubt on their relevance for loads and concentrations modelling as compared to simpler formulations (Freni et al., 2009b; Joannis et al., 2014; Kanso et al., 2006; Vezzaro, 2008).

Simpler modelling approaches were thus also considered in this study so as to evaluate the benefits of accumulation and wash-off equations:

“Event mean concentration” (or EMC) models assume that concentrations in runoff remain invariant during a rain event. While such approaches do not allow for simulation of wash-off dynamics, recent studies on combined sewers suggest that it could be relevant for loads estimation (Joannis et al., 2014).

Two “Event Mean Concentration” models were thus adopted for loads modelling, with, on the one hand, a constant concentration over the whole simulation period (referred to as constant EMC hypothesis, Eq. (3:25)), and considering, on the other hand, an exponential EMC decrease from January to November in accordance with turbidity measurements (referred to as decreasing EMC hypothesis, Eq. (3:26)). In both cases, concentrations are hence assumed to remain constant during a rain event  $i$  and can be computed from:

$$[TSS]_i = C_{CST} \quad (3:25)$$

$$[TSS]_i = (C_{INI} - C_{LIM}) \text{Exp}(-K \times T_i) + C_{LIM} \quad (3:26)$$

Where:  $[TSS]_i$  = Event Mean Concentration (EMC) for suspended solids (mg/l);  $C_{CST}$  = constant EMC value (mg/l),  $C_{INI}$  = EMC at the beginning of simulation (mg/l);  $C_{LIM}$  = EMC at the end of simulation (mg/l);  $K$  = model parameter ( $d^{-1}$ );  $T_i$  = beginning date of rain event  $i$  (d).

Contrary to EMC models, the exponential wash-off equation allows for a description of both the inter- and intra-event variability of pollutant concentrations. Based on experimental measurements by Sartor and Boyd (1974), pollutant removal during rain event has traditionally been described as a “source-limited” process (Tsihrintzis and Hamid, 2001). Exponential wash-off functions thus consider that amount of sediment washed-off at time  $t$  directly depends on the mass available over road surface. While initial equations assumed that removal rate only depends on cumulative runoff volume, modified exponential wash-off models have been implemented in SWMM to account for non-linear dependency on runoff rate (Shaw et al., 2010). The general exponential equation can be written as follow:

$$\Phi(t) = M_{ACC}(t) \times C_1 \cdot q(t)^{C_2} \quad (3:27)$$

$$M_{ACC}(t+dt) = M_{ACC}(t) - \Phi(t) \times dt \quad (3:28)$$

Where:  $\Phi(t)$  = pollutant discharge rate washed off at  $t$  during time step  $dt$  ( $\text{g}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-1}$ );  $M_{ACC}(t)$  = available mass at time  $t$  on road surface ( $\text{g}\cdot\text{m}^{-2}$ );  $q(t)$  flow-rate over street surface ( $\text{mm}\cdot\text{h}^{-1}$ );  $C_1$  = wash-off coefficient and  $C_2$  = wash-off exponent.

From previous equation, determination of the initial sediment storage  $M_{ACC}(t_{0,i})$  ( $\text{g}\cdot\text{m}^{-2}$ ) at the beginning of a rain event  $i$  (e.g.  $t = t_{0,i}$ ) is needed to compute suspended fluxes or concentrations. Pollutant accumulation is generally assumed to result from the equilibrium between pollutant deposition and removal due to traffic or wind erosion during dry periods (Alley and Smith, 1981).  $M_{ACC}(t_{0,i})$  ( $\text{g}\cdot\text{m}^{-2}$ ) can therefore be computed as follow:

$$M_{ACC}(t_{0,i}) = D_{ACC}/D_{ERO} \times [1 - \text{Exp}(-D_{ERO} \times T_{DRY,i})] + M_{RES} \cdot \text{Exp}(-D_{ERO} \times T_{DRY,i}) \quad (3:29)$$

Where:  $M_{RES}$  = residual pollutant loads remaining on street surface at the end of previous rain event ( $\text{g}\cdot\text{m}^{-2}$ );  $T_{DRY,i}$  = antecedent dry period duration associated with rain event  $i$  (in days);  $D_{ACC}$  = pollutant accumulation rate ( $\text{g}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{d}^{-1}$ ) and  $D_{ERO}$  = pollutant removal rate coefficient ( $\text{d}^{-1}$ ). Pollutant load accumulated over road surface when equilibrium is reached (e.g.  $T_{DRY,i} = +\infty$ ) is therefore  $D_{ACC}/D_{ERO}$  ( $\text{g}\cdot\text{m}^{-2}$ ). (Note that the initial sediment storage  $M_{ACC}(t=0)$  at the beginning of simulation is also a parameter of the model)

Previous equation was however reported to be inappropriate because of the little explanatory values of antecedent dry period duration in loads variability (Kanso et al., 2005; Shaw et al., 2010). Alternative accumulation model were thus tested assuming either invariant initial storage  $M_{ACC}(t_{0,i})$  from an event to another (3:30) or an exponential decrease of the initial pollutant load  $M_{ACC}(t_{0,i})$  available at the beginning of each rain event over the studied period (3:31) so as to cope with turbidity measurements (cf. 3.3.2.2):

$$M_{ACC}(t_{0,i}) = M_{CST} \quad (3:30)$$

$$M_{ACC}(t_{0,i}) = (M_{INI} - M_{LIM}) \times \text{Exp}(-K \times t_{0,i}) + M_{LIM} \quad (3:31)$$

Where:  $M_{INI}$  = initial sediment load over road surface ( $\text{g}\cdot\text{m}^{-2}$ );  $M_{LIM}$  = limit value for  $M_{ACC}$  ( $\text{g}\cdot\text{m}^{-2}$ );  $t_{0,i}$  = beginning date of rain event (d);  $K$  = model parameter ( $\text{d}^{-1}$ ).

**c. Calibration and performance assessment**

The Metropolis-Hasting Algorithm. While automatic calibration procedures are usually implemented to estimate parameter values that minimize discrepancies between model outputs and measurements, such approaches have often been reported to prevent meaningful assessment of models adequacy (Deletic et al., 2012; Gaume et al., 1998; Kavetski et al., 2006). A Markov Chain Monte-Carlo sampling method based on Metropolis-Hasting (1970) algorithm is hence adopted to perform model calibration from water quality measurements according to the approach proposed by Kanso et al (2004; 2005).

The Bayesian approach assumes that uncertainties in model parameters  $\theta$ , considering a dataset  $D$ , can be represented by a probability distribution  $P(\theta/D)$ , corresponding to prior knowledge about model parameters  $P(\theta)$  updated by observations  $D$  (Congdon, 2006). From Bayes' theorem, posterior probability distribution may be written as follow:

$$P(\theta/D) = P(\theta) \times \int P(D/\theta).P(\theta).d\theta \quad (3:32)$$

Where  $\int P(D/\theta).P(\theta).d\theta$  can be seen as a normalising constant and  $P(D/\theta)$  is the probability of observed outcomes  $D$  given parameters values  $\theta$  denoted as the likelihood  $L(\theta/D)$  function of accumulation and wash-off model. In this study,  $P(\theta)$  is considered as uniform since no prior knowledge about parameters is available (Kanso et al., 2005). Assuming that residuals  $\varepsilon$  between model outputs and observations are independent and normally distributed ( $\varepsilon \sim N(0, \sigma)$ ), likelihood function  $L(\theta/D)$  becomes:

$$P(D | \theta) = L(\theta | D) = \prod_{i=0}^N \left[ \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \left( -\frac{[Y_i - f(X_i)]^2}{2\sigma^2} \right) \right] \quad (3:33)$$

Where  $(Y_1, \dots, Y_N)$  is a vector corresponding to measurements (e.g. suspended solids concentrations or loads records),  $(X_1, \dots, X_N)$  are input data associated with  $(Y_1, \dots, Y_N)$ , and  $f(X_i, \theta)$  represents model's response for  $X_i$  and a set of parameters  $\theta$ . Both  $\sigma$  and  $\theta$  are considered as parameters to be estimated through calibration.

While direct analytical calculation of posterior probability distribution  $P(\theta/D)$  is generally impossible Metropolis-Hasting (1970) algorithm can be implemented to approximate



$P(\theta/D)$ . The principle of this method lies in its ability to generate a random walk through parameter space that converges to the posterior probability distribution (Chib and Greenberg, 1995). For each iteration, a set of parameters  $\theta'$  is drawn from a normal candidate generating-density and likelihood associated with  $\theta'$  is computed. Parameter acceptance depends upon a transition probability defined to ensure convergence towards posterior distribution  $P(\theta/D)$  (for further details, see Chib and Greenberg, 1995)

Uncertainty analysis and bias description. Posterior distributions computed from Metropolis algorithm represent uncertainties associated with model parameters and therefore provide relevant information on the significance of calibration results. Likelihood as given in equation (3:33) is typically a least-square objective function and similar to the widely used Nash Sutcliffe (1970) model efficiency coefficient model ( $E$ ). For convenience, model performance is here expressed in terms of  $E$  rather than  $L(\theta/D)$ .

It is however important to acknowledge that likelihood function assumes that residuals between model predictions and measurements are independent and normally distributed ( $\varepsilon \sim N(0, \sigma)$ ). While such hypothesis is seldom questioned in urban hydrology, it is very likely to be violated (Del Giudice et al., 2013) and, as expected, model errors were here neither found to be independent or normally distributed (cf. Figure 3.10). Data transformation to ensure normality and homoscedasticity of residuals has often been applied in hydrology (Li et al., 2011; Yang et al., 2007). While such approach was found to allow for “a more detailed” model examination, requiring the model to fit a wider portion of measured data (Dotto et al., 2013), it may not always be desirable as resulting in a change in the objective function (Dotto et al., 2011). Moreover, transformed residuals often remain auto-correlated (Del Giudice et al., 2013) and application of formal Bayesian Inference methods with correct bias description is yet a challenge (Evin et al., 2013).

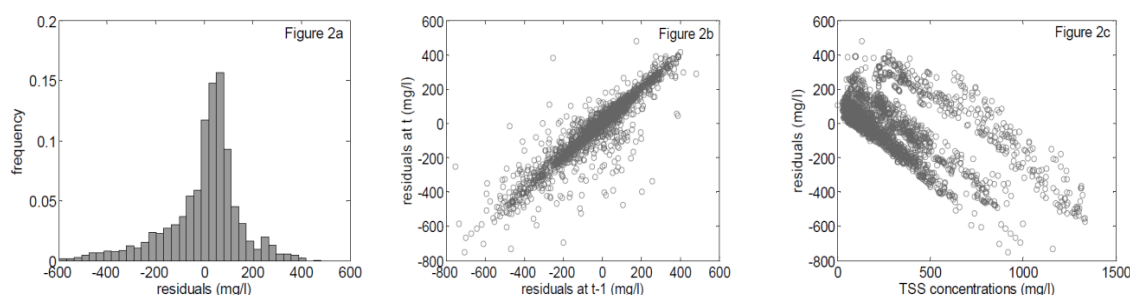


Figure 3.10 – Residuals analysis for concentration modelling: (a) Distribution, (b) first-order autocorrelation, (c) residuals against measured concentrations

In this study, posterior distributions were computed under the unverified assumption of normally distributed and independent residuals so as to preserve the least-square objective function. Although such a simplification probably introduces a bias in parameters uncertainty estimation (Dotto et al., 2013; Thyer et al., 2009), it was also found to produce similar results as non-formal techniques (such as Generalized Likelihood Uncertainty Estimation) and remains relevant for sensitivity analysis (Dotto et al., 2012, 2011; Vrugt et al., 2008). 1-99% confidence intervals associated with parameter uncertainties were thus computed from loads or concentrations simulated for each set of parameter of sample distribution (cf. Kanso et al., 2005). Conversely, violation of the Gaussian error assumption clearly prevents reasonable estimation of total predictive uncertainty (Dotto et al., 2011). As indicated in Figure 3.10, residuals between simulated and measured concentrations appear to depend on measured values (similar results were observed for loads) and total predictive uncertainty cannot therefore be plotted on the basis of  $\sigma$  value. In this paper, the 10-90% (total uncertainty) confidence intervals were estimated from the structure of the residuals, according to the method outlined by Dotto et al (2011), assuming a non-linear relationship between residuals and simulated values.

*Application to dataset.* The selected water quality model assumes that the amount of pollutant available at the beginning of a rain event depends on antecedent weather conditions and more generally results from a succession of wet and dry periods. Calibration and evaluation of these models hence requires continuous modelling of accumulation and wash-off processes over the studied period from runoff measurements. A simple hydrological model (runoff coefficient + non linear reservoir model) was thus calibrated ( $E=0.74$ , total runoff volume error = 0.8%) to generate flow-rate measurements during missing data periods from local rainfall records. Although higher model performance might have been expected, this inability to perfectly replicate flow-rate measurements is presumably related to the distance between studied site and the rain gage (Vezzaro et al., 2012b). It should nonetheless be outlined that simulated flow-rates here only aim at modelling realistic evolution of available suspended solid loads on road surface when runoff measurements are missing.

The whole monitoring period (January 2013 to November 2013) was first considered to perform calibration for concentrations and loads modelling from flow-rate measurements completed by simulated data. 175 rain events were identified using a 30 min minimum inter event duration (period without runoff). Calibration was successively conducted with and

### 3 - Développement d'une chaîne de modélisation consolidée

without the first 12 events (cf. 3.3.2.3.a). Model's ability to replicate sediment concentrations and fluxes was later evaluated for a shorter calibration period (03/06 to 23/07, 14 events). Whereas calibration only reflects how well the model can reproduce TSS measurements, validation allows for predictive power assessment and can therefore provide further information on model consistency for water quality modelling. Four contiguous periods (7 runoff events each), ranging from 30/05 to 13/09, were thus identified to perform validation. Each of them was successively considered for calibration and model predictions were hence each time evaluated for the three others. A summary of calibration and validation periods with corresponding water quality models is given in table 1.2. For each simulation, Metropolis algorithm was run for 500.000 iterations from optimal parameter values (e.g. maximum of likelihood) previously identified from an "initialization" run (500.000 iterations) to ensure sampling from a stationary parameter distribution.

Period	N° of events	Calibration/Validation	Model
<i>Simulation over long periods – concentrations modelling (3.3.2.3.a)</i>			
09/01 to 29/11	175	Calibration only	(3:27)+(3:28) and (3:29)
15/01 to 29/11	163	Calibration only	(3:27)+(3:28) and (3:29) or (3:31)
<i>Simulation over long periods – loads modelling (3.3.2.3.a)</i>			
15/01 to 29/11	163	Calibration only	(3:27)+(3:28) and (3:29), or (3:26) or (3:25)
<i>Simulation over shorter periods – concentrations modelling (3.3.2.3.b)</i>			
03/06 to 23/07	14	Calibration only	(3:27)+(3:28) and (3:29) or (3:30)
30/05 to 02/06	7	Calibration and validation	(3:27)+(3:28) and (3:29)
03/06 to 13/06	7	Calibration and validation	(3:27)+(3:28) and (3:29)
13/06 to 23/07	7	Calibration and validation	(3:27)+(3:28) and (3:29)
26/07 to 13/09	7	Calibration and validation	(3:27)+(3:28) and (3:29)
<i>Simulation over shorter periods – loads modelling (3.3.2.3.b)</i>			
03/06 to 23/07	14	Calibration only	(3:27)+(3:28) and (3:29) or (3:30), or (3:25)
30/05 to 02/06	7	Calibration and validation	(3:27)+(3:28) and (3:29)
03/06 to 13/06	7	Calibration and validation	(3:27)+(3:28) and (3:29)
13/06 to 23/07	7	Calibration and validation	(3:27)+(3:28) and (3:29)
26/07 to 13/09	7	Calibration and validation	(3:27)+(3:28) and (3:29)

Tableau 3.9 – Summary of calibration and validation periods with corresponding water quality models

#### 3.3.2.3. Results and discussion

##### a. Long-term simulation of accumulation and wash-off

Results for concentration modelling. Unsatisfactory results were first obtained from calibration over the entire monitoring period (Nash Sutcliffe efficiency coefficient  $E=0.33$ ). This poor model performance was attributed to model's inability to cope with the sudden increase in turbidity measurements that occurs after mid-January (cf. Figure 3.11). Calibration period was thus redefined so as to eliminate the first 12 rain events occurring before 19/01.

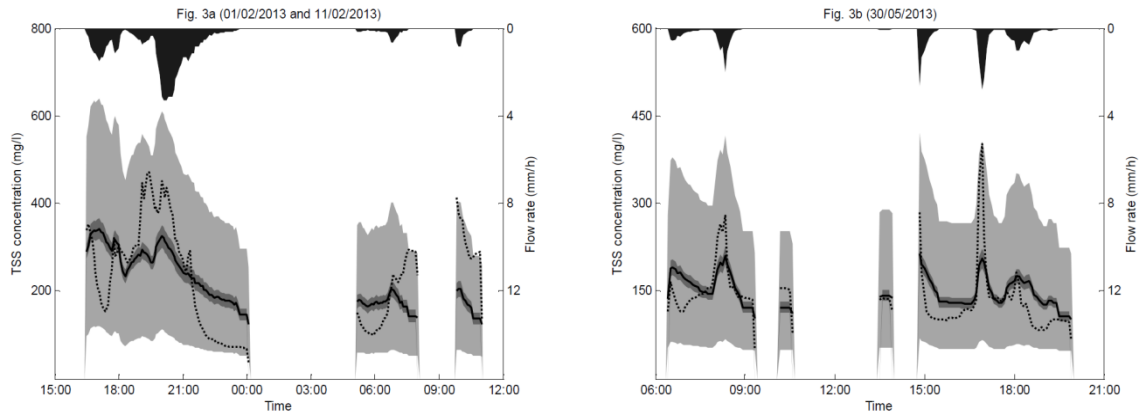


Figure 3.11 – Calibration results for 01/02 to 11/02 and 30/05 rain events. The black dashed line represents measured concentrations, the black bold line is simulated concentrations, dark shaded area is 1-99% parameter uncertainty, light shaded

A noticeably higher performance is apparently achieved after modification of the calibration period ( $E=0.61$ ). However, while  $E$  value appears relatively high compared to other results from the literature (Dotto et al., 2011), the model seems mostly unable to properly simulate fluctuations in TSS concentration during a given rain event (cf. Figure 3.11). Conversely, the accumulation and wash-off model succeeds in replicating overall decrease of concentrations in runoff over the calibration period (evidenced in Figure 3.9).

Optimal parameter values (cf. Tableau 3.10) indeed indicate that the initial sediment storage  $M_{ACC}(t=0)$  is much higher than the equilibrium load  $D_{ACC}/D_{ERO}$  ( $T_{DRY,i} = +\infty$  in (3:29)). Simulated concentrations are therefore, for the first events, driven by this high initial load  $M_{ACC}(t=0)$ , and progressively decrease as the storage  $M_{ACC}$  returns to its equilibrium value. The value calculated for  $E$  may therefore simply result from model's ability to adapt to this trend in TSS concentrations over the calibration period.

Parameters	Calibration for concentrations	Calibration for loads
$M_{RES}(t=0)$ ( $g.m^{-2}$ )	47.3	31.9
$D_{ACC}$ ( $g.m^{-2}.d^{-1}$ )	$1.73 \times 10^{-1}$	$8.8 \times 10^{-3}$
$D_{ERO}$ ( $d^{-1}$ )	$1.90 \times 10^{-2}$	$0.4 \times 10^{-3}$
$C_1$	0.065	0.021
$C_2$	1.10	1.18

Tableau 3.10 – Optimal parameter values for both concentration and load modelling

Dispersion of posterior probability distributions (cf. Figure 3.12) is generally moderate, although more important for accumulation model parameters  $D_{ACC}$  and  $D_{ERO}$ , which indicates that an optimal set of parameters could easily be identified. As a consequence,

uncertainties associated with calibration can be regarded as relatively low. Concerning simulated concentrations, narrow confidence intervals are obtained for parameter uncertainty, whereas the model fails to simulate wash-off dynamics at the event scale and displays a very high total predictive uncertainty (cf. Figure 3.11).

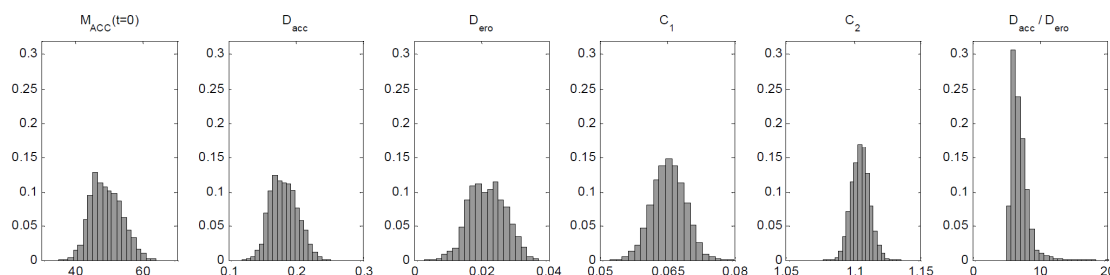


Figure 3.12 – Posterior probability distribution for model parameters

This first suggests that calibration results may be largely driven by the annual decrease in TSS concentrations; optimal accumulation parameters would therefore not necessarily reflect the ability of the model to simulate sediment accumulation between rain events. This hypothesis is supported by (1) the more important dispersion of  $D_{ACC}$  and  $D_{ERO}$  and (2) the cross-correlation observed between these two parameters (not shown here). An increase in  $D_{ERO}$  is indeed compensated by a decrease of  $D_{ACC}$ : the effect of these parameters as “erosion” or “accumulation rates” on the likelihood function is hence much lower than the effect of the equilibrium load  $D_{ACC}/D_{ERO}$  and the dispersion of  $D_{ACC}/D_{ERO}$  is thus lower than the one of  $D_{ACC}$  and  $D_{ERO}$  (cf. Figure 3.12). From Figure 3.11 it is however quite clear that the poor fit between simulated concentrations and calibration data does not only result from erroneous prediction of sediment loads at the beginning of rain events. The performance of wash-off model itself will be discussed in 3.3.2.3.b, considering shorter calibration periods to attempt to avoid the influence of incorrect representation of long-term accumulation process.

So as to better evaluate the significance of previous calibration results, an alternative accumulation model (3:31) is tested under the assumption that antecedent dry period has no effect on the initial pollutant load  $M_{ACC}(t_{0,i})$  which simply decreases over the studied period. Calibration results indicate that the omission of pollutant accumulation process modelling during dry periods does not significantly affect model performance ( $E=0.60$  vs.  $E=0.61$  previously). The little change in E value confirms that exponential accumulation and wash-off model performance period is here essentially related to its ability to replicate

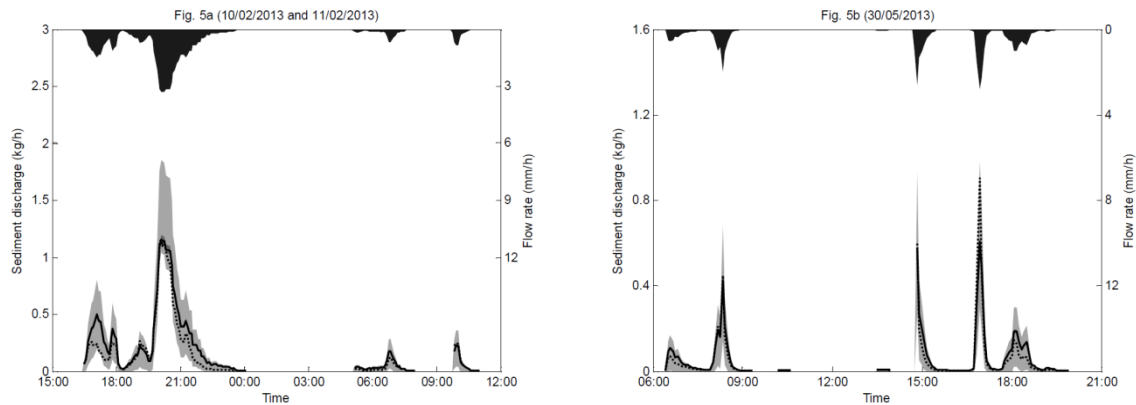
the annual decrease of TSS concentrations, with successions of wet and dry periods having only a limited effect on simulated concentrations. While antecedent dry period  $T_{DRY}$  has traditionally been considered as a reliable predictor of suspended solids concentrations or loads in runoff, representation of pollutant accumulation as a process solely dependant on this factor may therefore not be relevant. Kanso et al (2005) also found the initial sediment load  $M_{ACC}(t_{0,i})$  to be independent from  $T_{DRY}$  and suggested that it might be considered as constant from an event to another (3:30). Our results rather indicate that  $M_{ACC}(t_{0,i})$  is highly variable and are thus consistent with those reported by Shaw et al (2010) who found pollutant accumulation to be mostly unpredictable and influenced by stochastic input of particulate matter.

In this study, the increase of TSS concentrations during the first half of the monitoring period could not be explained by direct on-site observations. It may however be hypothesized that various circumstances, such as construction work in the neighbourhood, or seasonal phenomena such as leaf fall or application of de-icing salts during winter periods (Deletic and Orr, 2005), can result in an acceleration of sediment deposition (independently from dry periods duration). The trend observed in TSS concentrations therefore indicates that such unpredictable occurrences can completely alter and drive the accumulation process which suggests that the traditional assumption of a pollutant accumulation only related to dry period duration may not be relevant for long term runoff quality modelling.

Results for load modelling. Calibration for suspended solids loads modelling was performed over the period ranging from January 19th to November 2013. Model's ability to replicate suspended solids discharge rates seems much better than for concentrations ( $E=0.79$  vs.  $E=0.61$ ) (cf. Figure 3.13). This performance increase is in agreement with literature results which generally show that traditional water quality models produce more accurate estimates of loads than concentrations (Dotto et al., 2011; Shaw et al., 2010).

Optimal parameter values for loads however significantly differ from those calculated for concentrations (cf. Tableau 3.10); TSS concentrations computed from these parameters hence do not really fit with measurements and result in a poor model performance ( $E=0.35$  vs.  $E=0.61$ ). Correspondingly, Nash efficiency coefficient is significantly affected when suspended solids loads are simulated from parameters associated with the best prediction of TSS concentrations ( $E=0.46$  vs.  $E=0.79$ ).

### 3 - Développement d'une chaîne de modélisation consolidée



*Figure 3.13 – Calibration results for 10/02 to 11/02 and 30/05 rain events. The black dashed line represents fluxes computed from flow-rate and turbidity measurements, the black bold line is simulated loads, light shaded area is total uncertainty and the black area is flow rate over street surface*

Despite the poor performance observed at the event scale for TSS concentration modelling, the exponential accumulation and wash-off model apparently provides relatively accurate load estimates. As suggested by Joannis et al (2014) in the case of combined sewers, suspended solid loads variability might thus be largely explained by runoff volumes (which can be measured or easily simulated) and satisfactory model performance for loads may not always be meaningful. Previous results indeed demonstrate that reasonable load prediction does not necessarily reflect the model's ability to replicate pollutant wash-off dynamics and TSS concentrations (and reciprocally). Model's relevance for loads estimation, as compared to simpler Event Mean Concentrations (EMC) formulations (3:25), should therefore probably be questioned.

Calibration was thus performed for the two EMC models (3:25) and (3:26) assuming either a constant concentration over the simulation period or an exponential decrease of concentrations from mid-January to November. Nash model efficiency coefficients calculated for both "constant EMC" and "decreasing EMC" hypotheses are relatively high ( $E=0.61$  and  $E=0.77$  respectively vs.  $E=0.79$ ). These results therefore support the idea that simple models may as well produce very acceptable load estimates as long as flow-rates are correctly measured or simulated. Eventually, "decreasing EMC" hypothesis performs almost as well as the initial exponential accumulation and wash-off model. Accounting for temporal variability in TSS concentrations therefore provides only slight improvement for loads prediction, which again indicates that this high  $E$ -value (associated with the decreasing EMC hypothesis) is mostly associated with the replication of TSS concentration decrease over the studied period.

### b. Application over shorter periods

Calibration over the 11 month period primarily suggests that the exponential accumulation and wash-off model fails at simulating concentration variations at the event scale. Random occurrences, resulting in unpredictable sediment inputs, are indeed likely to disrupt the process of sediment deposition and thus traditional formulations relating accumulation to antecedent dry period are probably inappropriate when applying these models over long periods.

The model investigated here was however reported to perform relatively well (at similar or wider scales) when applied to shorter periods or a limited number of rain events (Freni et al., 2009b; Mannina and Viviani, 2010; Piro and Carbone, 2010). Several studies additionally evidenced that antecedent dry period was a relevant predictor for pollutant accumulation between rain events (Egodawatta and Goonetilleke, 2006; Vaze and Chiew, 2002), although, as suggested by Shaw et al (2010), accumulation rate may significantly vary over time. A shorter period, ranging from June 3<sup>rd</sup> to July 23<sup>rd</sup> (14 rain events over 51 days), far enough from mid-January concentration peak, was thus selected to evaluate model suitability for concentration and loads replication and prediction.

Results for TSS concentrations modelling. Model calibration for the studied period results in a satisfactory fit with TSS concentration measurements ( $E=0.55$ , cf. Figure 3.15). Posterior distributions computed from Metropolis Hasting algorithm (Figure 3.14) indicate that uncertainties associated with most parameters are low. The dispersion obtained for  $M_{ACC}(t=0)$  simply demonstrates that the effect of initial sediment storage on model outputs quickly becomes negligible (since accumulation and wash-off are simulated for the whole monitoring period, although calibration is only performed over 51 days).

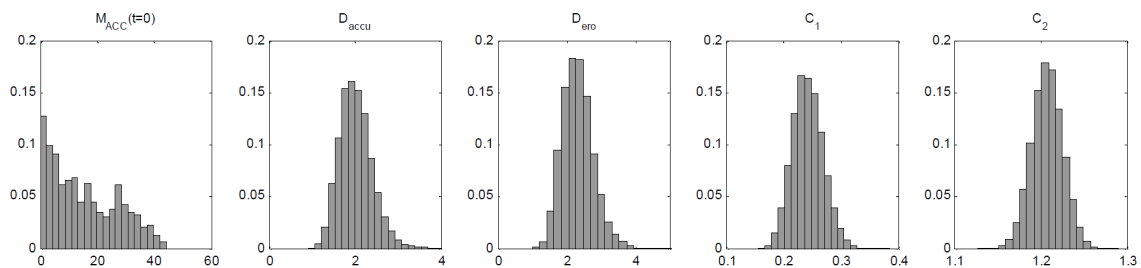
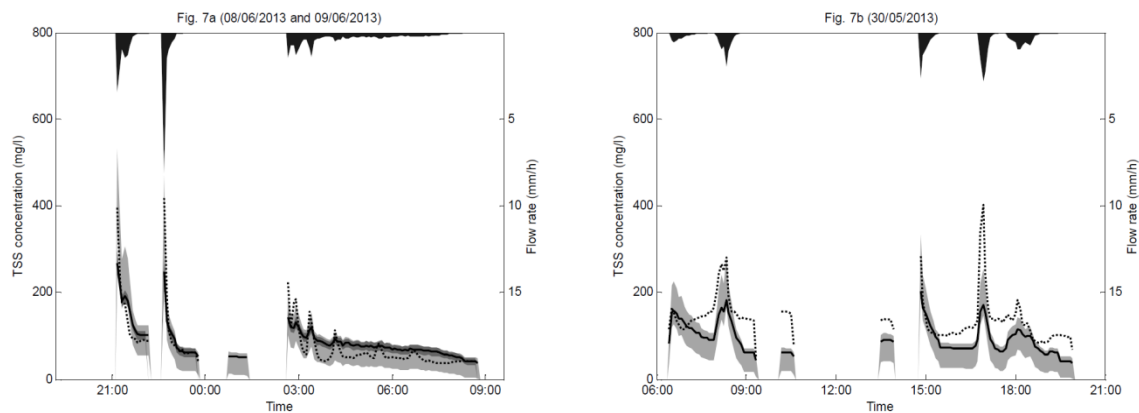


Figure 3.14 – Posterior probability distribution for model parameters (calibration on the June 3<sup>rd</sup> to July 23<sup>rd</sup> period)



### 3 - Développement d'une chaîne de modélisation consolidée

Values associated with  $D_{ERO}$  and  $D_{ACC}$  are however surprisingly high and similar to those obtained by Kanso et al (2004) who concluded that sediment desposition could be modelled as an instantaneous process (independent from antecedent dry period). Indeed, for  $D_{ERO} = 2.65 \text{ d}^{-1}$ , 93% of the equilibrium load ( $D_{ACC}/D_{ERO}$ , cf. (3:29)) is reached within 24h. While uncertainties associated with these parameters appear as relatively moderate, the relevance of accumulation process representation may thus once again be questioned and current model was compared to a simpler formulation. Assuming constant initial sediment storage  $M_{ACC}(t_{0,i})$  from an event to another results in a moderate decrease in  $E$  value ( $E=0.42$  vs. 0.55 for the exponential accumulation model). The Alley and Smith (1981) model can hence be regarded as suitable for the studied period even though instantaneous accumulation assumption does not dramatically affect model performance. The high  $D_{ERO}$  value indeed indicates that initial sediment storage is mostly identical from an event to another unless very short antecedent dry periods are considered. The increase in  $E$ -value would therefore suggest that TSS concentrations during rainy periods, with successive rain events, are better represented when accumulation is simulated, although this conclusion is as well very dependant on rain event definition.



*Figure 3.15 – Comparison between calibration (03/06 to 23/07) and validation results (30/05)*  
*The black dashed line represents measured concentrations, the black bold line is simulated concentrations, dark shaded area is 1-99% parameter uncertainty, light shaded area is 10-90% total uncertainty and the black area is flow rate over street surface.*

Even if satisfactory model performance is obtained for a studied period, calibration results may however differ from a period to another and do not reflect model's ability to replicate TSS concentrations for a wider range of events. So as to determine whether (1) calibration results are likely to differ from a period to another and (2) to assess the short-term predictive power of the model, calibration and validation was thus performed for 4

### 3.3 - Modélisation de la dynamique d'émission des contaminants

different periods. Studied period (from June 3<sup>rd</sup> to July 23<sup>rd</sup>) was therefore split in two 7-events intervals and two other intervals were additionally considered on each side of the June 3<sup>rd</sup> to July 23<sup>rd</sup> period.

Calibration period Dates	Validation period			
	30/05 to 02/06	03/06 to 13/06	13/06 to 23/07	26/07 to 13/09
30/05 to 02/06	$E_{CAL} = 0.40$	-1.98	-1.67	-18.8
03/06 to 13/06	-0.17	$E_{CAL} = 0.65$	0.35	-1.51
13/06 to 23/07	-0.13	0.29	$E_{CAL} = 0.63$	-2.39
26/07 to 13/09	-0.79	0.16	-0.03	$E_{CAL} = 0.26$

*Tableau 3.11 – Validation results (concentrations) : Nash Sutcliffe efficiency criterion considering four 7-events periods for calibration (considering same period for calibration and validation gives model performance for calibration  $E_{CAL}$ )*

As indicated in table .14, results remain decent as long as validation and calibration is performed within the June 3<sup>rd</sup> to July 23<sup>rd</sup> interval, which is not really surprising since a good model performance was observed for calibration over the whole period ( $E=0.55$ ). Conversely, considering either first or last period for calibration or validation systematically produces very poor validation results (cf. Figure 3.15), which reveals that the predictive power of the exponential accumulation and wash-off model should overall be regarded as unsatisfactory, unless considering very limited number of events immediately before or after calibration period.

Calibration period	$D_{ACC}$	$D_{ERO}$	$D_{ACC} / D_{ERO}$	$C_1$	$C_2$
30/05 to 02/06	0.361	0.337	1.071	0.364	1.107
03/06 to 13/06	1.130	2.572	0.439	0.405	1.144
13/06 to 23/07	2.956	2.442	1.211	0.139	1.225
26/07 to 13/09	4.195	18.47	0.227	0.411	1.041

*Tableau 3.12 – Optimal parameter values for 4 calibration periods*

The inability of the model to predict concentrations in runoff clearly reflects the fact that no single set of parameters can correctly simulate sediment wash-off dynamics for the 4 studied periods. As found by Métadier (2011) for larger catchments, optimal parameter values may indeed significantly vary from a calibration period to another (cf. Tableau 3.12). These results are also consistent with those of Bai and Li (2012), who suggested that governing forces in suspended solids wash-off, resulting from both sediment supply and runoff ability to remove them, usually differ from an event to another. Interestingly, comparison of optimal parameters for studied periods evidences relatively small variations

### 3 - Développement d'une chaîne de modélisation consolidée

in wash-off parameter values, whereas accumulation parameters, which dictate the amount of pollutant available at the beginning of each event, significantly differ from a period to another. The lack of predictive power of the model is thus very likely to be explained by its inability to simulate sediment deposition between rain events.

It should nonetheless be underlined that this poor performance does not solely results from erroneous estimations of  $M_{RES}(t_{0,i})$ . As indicated in Figure 3.15, while the model indeed fails at predicting the order of magnitude of concentrations in runoff, replication of the temporal pattern of sediment concentrations is as well quite inaccurate. As a consequence, calibration results themselves remain quite unsatisfactory, although relatively short periods are considered. At this point it is however unclear whether this problem originates from the formulation of wash-off or data itself. As a matter of fact, while errors in turbidity or flow-rate records cannot be completely excluded, the use of precise and high frequency data may also exacerbate discrepancies between measurements and simulated values (Del Giudice et al., 2013).

*Results for suspended solid loads modelling.* Optimal parameter values identified for loads over the June 3<sup>rd</sup> to July 23<sup>rd</sup> period are, once more, very different from those calculated for concentrations modelling (cf. Tableau 3.13). While the model apparently produces outstanding results for loads estimation ( $E=0.96$ ), very high uncertainties are nevertheless associated with accumulation model parameters (cf. Figure 3.16).

Parameters	Calibration for concentrations	Calibration for loads
$M_{RES}(t=0)$ (g.m <sup>-2</sup> )	3.15	5.2
$D_{ACC}$ (g.m <sup>-2</sup> . d <sup>-1</sup> )	1.79	16.5
$D_{ERO}$ (d <sup>-1</sup> )	2.65	17.9
$C_1$	0.24	0.16
$C_2$	1.21	1.34

*Tableau 3.13 – Optimal parameter values for both concentration and loads modelling (Calibration over the June 3rd to July 23rd period)*

As illustrated by scatter-plot in Figure 3.16, the likelihood  $L(\theta/D)$  in fact appears to be almost insensitive to  $D_{ERO}$  and  $D_{ACC}$ , which are again strongly cross-correlated (not shown here) and for which very high values, corresponding to an instantaneous pollutant accumulation, are identified through Metropolis algorithm. Assuming constant initial sediment storage  $M_{ACC} = D_{ACC}/D_{ERO}$  (3:30) for all rain events indeed results in similar model performance ( $E=0.96$ ). Extreme simplification, considering constant TSS concentration

(3:25), however lead to a noticeable drop in Nash efficiency coefficient ( $E=0.81$ ). These results therefore suggest that, although accounting for pollutant wash-off dynamics might still be relevant for loads modelling, attempts to simulate sediment deposition with the exponential model are clearly vain.

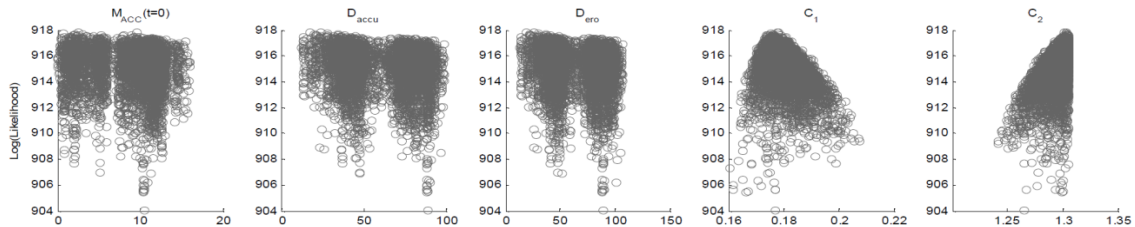


Figure 3.16 – Parameters value vs. likelihood (Calibration on loads for the 03/06 to 23/07 period)

Interestingly, conclusions upon model suitability appear to depend on modelling objectives: whereas accumulation parameters have almost no effect on likelihood function when simulating sediment discharge rates, opposite results are indeed obtained for concentrations. This difference presumably lies in the characteristics of the objective function  $L(\theta/D)$  which assigns more importance to higher observed values. As measured flow-rates generally exhibit a much wider range of variation than concentrations, calibration for loads basically depends on the correct replication of concentrations associated with the highest flow-rates, while calibration for concentrations basically requires model outputs to fit to the whole pollutograph.

Calibration Period	Validation period				
	Dates	30/05 to 02/06	03/06 to 13/06	13/06 to 23/07	26/07 to 13/09
30/05 to 02/06		$E_{CAL} = 0.96$	0.75	-2.87	-2.99
03/06 to 13/06		0.92	$E_{CAL} = 0.99$	0.44	-0.21
13/06 to 23/07		0.72	0.87	$E_{CAL} = 0.96$	0.78
26/07 to 13/09		0.54	0.72	0.90	$E_{CAL} = 0.96$

Tableau 3.14 – Validation results (loads): Nash Sutcliffe efficiency criterion considering four 7-events periods for calibration (considering same period for calibration and validation gives model performance for calibration  $E_{CAL}$ )

Another consequence of the difference in the variances of loads and concentrations is that model calibration (with a least-square objective function) is generally easier for loads, as correct replication of the entire concentration record is not necessarily needed. For the same reason, validation results can be quite disappointing when considering short

calibration periods (cf. Tableau 3.14). Indeed, model fitting over a very limited number of event (and sediment discharge peaks) may lead to completely unrealistic short term (and long term) prediction of concentrations. It is thus presumably crucial that sufficiently long periods are used for calibration to expect any predictive power for loads modelling.

#### ***3.3.2.4. Discussions and perspectives for future research***

From previous results, the traditional assumption that sediment accumulation can be described by a simple function of dry period duration is an obvious limitation of the model. The findings related to antecedent dry period duration ( $T_{DRY}$ ) are consistent with several recent literature results which suggest that accumulation believably does not occur at a steady rate (Deletic and Orr, 2005; Shaw et al., 2010) and that the accumulation equation has thus little or no explanatory power (Dotto et al., 2011, 2010; Kanso et al., 2005). It should be however acknowledged that the dataset used in this study displays a particular temporal concentration pattern, presumably due to a large punctual sediment input over street surface. While such occurrences are likely to occur at any time and in any situation, the erratic behaviour of accumulation (and the inter-event variability of concentrations) might have been exacerbated by the fact that a relatively small catchment is considered here. The effect of isolated and unusual sediment inputs (such as construction works) is indeed likely to be smoothed for larger catchments, which might explain why satisfactory performance of conventional accumulation models are sometimes reported (Freni et al., 2009b; Vezzaro, 2008). Nonetheless, seasonal phenomena such as leaf-fall or application of de-icing salts, which result in a more diffuse sediment supply, may still produce observable effects for larger catchments. Besides, further research is probably needed to better understand external processes that might affect pollutant accumulation and its long-term variability.

Regarding the wash-off function, this study indicates that both model performance and optimal parameter values may differ from a calibration period to another (cf. 3.3.2.3.b). This variability suggests that the actual formulation, for which runoff-rate is the main explanatory variable, may not be able to capture all the processes involved in sediment wash-off. Previous results, based on laboratory and field experiment have indeed evidenced the importance of both raindrop energy (related to both raindrop diameter and intensity) or particle size in the wash-off process (Brodie and Rosewell, 2007; Egodawatta et al., 2007; Vaze and Chiew, 2003). Other model structures should therefore probably be tested to

adequately replicate concentrations in runoff (although much simpler models may as well be acceptable for basic applications such as loads estimation).

More generally, in the perspective of stormwater management practices development, implementation of alternative modelling approaches, that incorporate the stochasticity of accumulation and wash-off, is presumably needed for simulation of realistic TSS concentrations over long periods.

Eventually, while MCMC method was shown to provide an interesting framework for sensitivity and uncertainty analysis and clearly evidenced the limitations of the exponential accumulation and wash-off model, this study illustrates the issues arising from the selection of the likelihood function. Because the normality and independence of residuals assumption is usually unverified, rigorous implementation of the Bayesian framework generally requires data transformation or precise bias description which inevitably dictates the nature of the likelihood function (Del Giudice et al., 2013; Del Giudice et al., 2014). This likelihood function may however not systematically represent the modeller's perception of model performance, which is generally assessed from much simpler criterion (Dotto et al., 2011; McMillan and Clark, 2009). In this paper, model's ability to replicate loads and concentrations was for instance evaluated from the widely used Nash-Sutcliffe coefficient: the normality assumption was hence deliberately violated so as to preserve a least-square objective function for calibration. The choice of a performance criterion is always arguable and somewhat subjective (least-square objective functions for instance assigns more importance to highest measurement values). Nonetheless, implementation of informal likelihood functions (such as the Nash-Sutcliffe coefficient) that better represent modeller's judgement and allow for more complete exploration of the space of parameters (McMillan and Clark, 2009) is probably advisable as it provides more flexibility than formal Bayesian approaches.

#### ***3.3.2.5. Conclusion***

The ability of a commonly used accumulation and wash-off model to simulate total suspended solids (TSS) concentrations and loads in street runoff was investigated. Calibration and uncertainty analysis were conducted for both long and shorter periods from 11-month continuous turbidity and flow rate records, using a formal Bayesian approach (MCMC). From this analysis, it was found that:

- The accumulation and wash-off model did not manage to correctly replicate TSS concentrations for the 11-month period. Calibration was presumably hindered by an important increase of sediment deposition at the beginning of the monitoring period. The model, which assumes that accumulation solely depends on dry period between rain events, was thus unable to correctly simulate this process.
- When considering shorter periods for calibration, optimal accumulation parameter values were found to be significantly different from a period to another. Consequently, the predictive power of the model was mostly inexistent, unless considering very limited set of rain events.
- While assuming that sediment deposition and erosion occurs at steady rate might be acceptable for larger catchments (where the variability of sediment inputs may be smoothed), the results presented here suggest that accumulation should rather be described as a stochastic process when small urban surfaces are considered.
- Eventually, suspended solid load predictions were relatively accurate despite the poor model performance for concentrations modelling. Accounting for fluctuations in TSS concentration during rain events may thus not systematically be relevant and respectable results can as well be obtained from very simple “event mean concentrations” models.

Confrontation of the “accumulation and wash-off” model with long-term continuous water quality records therefore clearly indicates that its relevance for both concentration and loads modelling should seriously be questioned. While simpler formulation can provide reasonable estimates of suspended solid loads, further research is believably needed to satisfactorily simulate concentrations. More specifically, analysis of longer water quality time-series could provide a better understanding of the accumulation process, which is probably essential to capture the temporal variability of concentrations in runoff.

---

**FIN DE L'ARTICLE**

---

#### 3.3.3. Modélisation des concentrations en zinc sur les toitures en zinc

##### 3.3.3.1. Introduction

Contaminants associated with stormwater runoff have been identified as a major source of diffuse pollution. Over the last decades, several studies have investigated the sources of contaminants in urban areas and high trace metal concentrations were generally reported in roof runoff, due to the corrosion of metal gutter or roofing materials (Gnecco et al., 2005; Gromaire et al., 2001; Zobrist et al., 2000).

Among these materials, zinc sheets or zinc coated steel have been widely used for building applications and remain a convenient, affordable and aesthetic solution for large roofing areas. Zinc concentrations in the runoff originating from such surfaces have been extensively studied and were often shown to exceed by several orders of magnitude environmental quality standards (EQS) set by the European Water Framework Directive or to adversely affect the health of sensitive freshwater species (Bertling et al., 2006; Förster, 1996; Karlén et al., 2001; Persson and Kucera, 2001). This contamination results from the removal (erosion or dissolution) of corrosion products by rainwater and thus strongly depends on the characteristics of the material (age, composition...) and environmental conditions such as climate and air pollution (He et al., 2001; Leuenberger-Minger et al., 2002). On a yearly basis, significant zinc runoff rates (defined as the amount of metal washed off by rainwater over a given period) have generally been observed, ranging from 1.9 to 14.1 g.m<sup>-2</sup>/yr. (Odnevall Wallinder et al., 2001, 1998; Reiss et al., 2004; Robert-Sainte et al., 2009) for zinc or zinc coated structures with no surface treatment. Several studies have additionally illustrated the contribution of these materials to metal emission in the urban environment (Gromaire et al., 2011; Reiss et al., 2004) and the need to manage runoff originating from zinc structures is today well accepted.

In recent year, on-site stormwater control has been shown to be a relevant option to limit the discharge of pollutants to surface waters (Ahiablame et al., 2012; Bressy et al., 2014). Regarding zinc contamination, stormwater source-control systems (such as biofiltration or other treatment devices) promoting adsorption on artificial or natural substrates (rather than settling or mechanical filtration) could be particularly appropriate as, for small catchments, zinc is predominantly dissolved (Bressy et al., 2012). Metal concentrations however usually exhibit large fluctuations during a rain event (Schriewer et al., 2008) or



from an event to another (Gromaire et al., 2011; He, 2002) and the understanding of this temporal variability is essential for the development of suitable management practices.

Laboratory experiments on copper and zinc panels revealed that availability and solubility of corrosion products probably governs the variability of metal concentrations in runoff (He et al., 2001). It has hence been suggested that antecedent dry period between rain events could partly explain the differences in metal concentrations from an event to another (Gromaire et al., 2011; He et al., 2001) although the influence of this parameter has not systematically been verified in field experiments (Athanasiadis et al., 2010; Schriewer et al., 2008). Literature results also indicated that the dissolution of these corrosion products strongly depends on rain event characteristics and that metal loads are largely controlled by runoff volumes (Gromaire et al., 2011; He et al., 2001). Event-mean-concentrations have generally been reported to decrease with increasing runoff volumes or rainfall duration (Gromaire et al., 2011; He et al., 2001; Robert-Sainte, 2009; Schriewer et al., 2008). Few studies have however investigated the effect of rainfall on the variations in metal concentrations during a rain event. A strong decrease of metal (zinc or copper) concentrations is usually observed with the first millimetres of runoff (He et al., 2001; Schriewer et al., 2008; Zobrist et al., 2000), which partly explains the relation between event duration or volumes and event-mean-concentrations. Nonetheless, previous studies reveal that rainfall intensities as well influence the magnitude of concentrations (especially at early stages of runoff) as a result of (1) variations in the time of contact between rainwater and metal surfaces or (2) changes in the ratio between runoff volume and contact area (He et al., 2001; Schriewer et al., 2008; Wicke, 2014). As a matter of fact, experiments on the impacts of roof length and inclination rather suggest that time of contact has only a limited influence on metal concentrations as compared to the runoff volume to contact area ratio (Bielmyer et al., 2012; Robert-Sainte, 2009).

Although rainfall intensity and antecedent dry period duration have been reported as key parameters, their effect is hence not completely understood. Furthermore, while equations have been introduced to describe the wash-off dynamic of sediments or particulate bound pollutants from urban surfaces (Alley and Smith, 1981; Tsihrintzis and Hamid, 2001; Vezzaro and Mikkelsen, 2012) and successfully applied for the comparison of different runoff management scenarios (Lee et al., 2012; Vezzaro et al., 2015), no model have yet been proposed to simulate the variability of concentrations in zinc roof runoff during rain events. The purpose of this study is therefore (1) to improve the understanding of zinc

emission dynamics during rainfall events and, more specifically, (2) to investigate the effect of rainfall characteristics and antecedent dry period duration on the variability of zinc concentrations so as (3) to come up with a model to replicate these concentrations, which would be of great interest for the development of efficient stormwater management practices or to assess the effect of stormwater discharge on receiving waters.

The influence of rainfall characteristics and dry period duration is evaluated by combining laboratory experiment on small zinc sheets (to simulate specific intensities and dry period durations) and in-situ measurements under real weather conditions from a 1.6 m<sup>2</sup> zinc panel. A reformulation of a commonly used “accumulation and wash-off” runoff quality model is introduced to simulate general trends in zinc runoff dynamics over long rainfall periods and its ability to replicate zinc concentrations for both the simulated rainfall and the in-situ experiment is investigated. Possible applications of this model include accounting for the variability of zinc concentrations in runoff for an accurate design of stormwater source-control systems or assessing the impact of zinc roof runoff discharge on receiving waters. Rather than providing precise concentration predictions for a specific rainfall event, the purpose of this model, deliberately kept relatively simple, is therefore to simulate realistic inter and intra-event variations of zinc concentrations from easily available data (eg. rainfall measurement). Because large uncertainties are usually associated with stormwater quality modelling, it has been recently suggested that model evaluation from direct calibration method is generally inappropriate (Dotto et al., 2011; Freni et al., 2009b; Kanso et al., 2006). A Monte Carlo Markov Chain (MCMC) sampling method, with rigorous bias description, is thus implemented to evaluate the uncertainties associated with calibration and to discuss the reliability of the model.

#### ***3.3.3.2. Experimental setup***

##### **a. Simulated rainfall experiment**

The laboratory experiment was conducted so as to evaluate separately the effect of rainfall intensity and dry period duration between rain events. Small panels (20×50cm) were cut off from a 1m<sup>2</sup> zinc sheet, previously cleaned with acetone and exposed to atmospheric conditions for a 2.5 month period (09/03/2014 to 21/05/2014) at a peri-urban site located in Champs-sur-Marne (nearby Paris, France). During this period, average atmospheric NO<sub>2</sub> and O<sub>3</sub> concentrations (recorded 3.5 km from the site) were 32µg/m<sup>3</sup> and 56µg/m<sup>3</sup> and the total rainfall depth was 58 mm. This pre-exposure period was stopped after a large rain

### 3 - Développement d'une chaîne de modélisation consolidée

event (16.8 mm over 12h), which presumably washed-off easily soluble corrosion products from the surface of the panel. After 21/05/2014, zinc panels were stored outside but protected from rainfall so as to replicate dry weather conditions.

Three rainfall intensities (5, 9 and 17 mm/h) and three antecedent dry period durations (2, 5 and 21 days) were tested for the experiment. A statistical analysis of a 15-year meteorological record from Paris region indicates that approximately 50%, 80% and 90% of the rainfall volumes are produced for intensities smaller than 5, 9 and 17 mm/h and that the frequency of periods of 2, 5 and 21 days without precipitation is 44, 13 and 0.2 occurrences per year. Selected rainfall intensities and antecedent dry period duration therefore encompass usual to less frequent exposure conditions in Paris region. Rainfall was simulated with a SPRAI-SAS spinning disk spraying system, raindrop size and rainfall intensities being controlled by water feed rate and nozzle rotation speed. The device was calibrated for the selected rainfall intensities and verified to ensure homogeneous spraying of the zinc panels.

The artificial rainwater used in this experiment consists of a 1:21 mixture of mineral and deionized water. Its ionic composition is presented in table .18, and approximately matches the concentrations reported in Paris conurbation (Van de Voorde, 2012). The corresponding pH value (6.8) is representative of the average conditions in Paris region for total atmospheric fallout, where event mean values ranging from 5.7 to 8.1 have been reported, with site mean values between 6.4 and 7.1 (Bressy, 2010; Gromaire et al., 2015).

Ca <sup>2+</sup> (mg/l)	Na <sup>+</sup> (mg/l)	K <sup>+</sup> (mg/l)	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (mg/l)	HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup> (mg/l)	Cl <sup>-</sup> (mg/l)	pH
0.55	0.55	0.29	0.38	3.4	0.64	6.8

*Tableau 3.15 – Major ion concentrations and pH of the artificial rainwater used for the simulated rainfall experiment*

The effect of the three different rainfall intensity classes (i) was tested for the three antecedent dry period durations (T<sub>DRY</sub>). For each combination of i and T<sub>DRY</sub>, zinc concentrations were monitored for two panels installed under the rainfall simulator with a 5° inclination. 8 × 30ml runoff samples were collected on each panel at different times during each experiment, targeting different fractions of the cumulative rainfall volume. (corresponding runoff fraction are presented in table .19). Effective rainfall intensities were verified during each experiment evidencing slight deviations from targeted rainfall

intensities (e.g. 3.9 to 5.8, 7.1 to 10.5 and 16.3 to 17.2 mm/h for the 4.5, 9 and 17 mm/h intensity classes), resulting in small differences in the actual cumulative runoff volume associated with each sample for a given targeted intensity.

Sample N°	Fraction of runoff associated with each sample <sup>1</sup>	
	<i>Rainfall intensity = 4.5 mm/h</i>	<i>Rainfall intensity = 9 or 17 mm/h</i>
1	0.4 - 0.8 mm	0.3 - 0.5 mm
2	0.8 - 1.2 mm	0.5 - 0.8 mm
3	1.2 - 1.6 mm	0.8 - 1.1 mm
4	2.0 - 2.4 mm	1.4 - 1.7 mm
5	3.2 - 3.6 mm	2.3 - 2.6 mm
6	5.8 - 6.2 mm	4.1 - 4.4 mm
7	8.3 - 8.6 mm	5.9 - 6.2 mm
8	15.8 - 16.2 mm	11.3 - 11.6 mm

*Tableau 3.16 – Runoff fractions selected for the simulated rainfall experiment (because of deviations in the artificial rainfall intensity, different fractions were sampled for the 4.5 mm/h intensity)*

#### **b. In-situ experiment**

The release of zinc from a 1.6m<sup>2</sup> (= projected area, flow length ≈ 4m) 8 years old zinc panel was investigated during a 5 month period (from May 2014 to September 2014) under real rainfall conditions. Like for the previous experiment, studied site is located in Champs-sur-Marne. The panel was installed on the top of a building with a 5° angle from the horizontal and rainfall measurements were performed from a rain gauge (0.2mm precision) located few meters from the panel.

The system adopted here for runoff sampling is similar to the one of Yaziz et al. (1989), and is designed to collect different fractions of the runoff volume (cf. Figure 3.17). Runoff originating from the zinc panel was collected through a PVC gutter and directed to a sampling device (3m below) which consisted of 11 PVC containers (with different capacities) connected with an inclined PVC pipe (+5° from the horizontal). Water collected through the gutter progressively moved in the PVC pipe (the water is assumed to move as a piston) and successively filled the PVC containers, in which a floating plastic ball was used as a blocking system (cf. Figure 1). Because zinc concentrations were previously shown to vary very quickly in the first millimetres of runoff (He, 2002; Schriewer et al., 2008), the volume of each container progressively became larger as the cumulative runoff volume in the sampling system increased.

### 3 - Développement d'une chaîne de modélisation consolidée

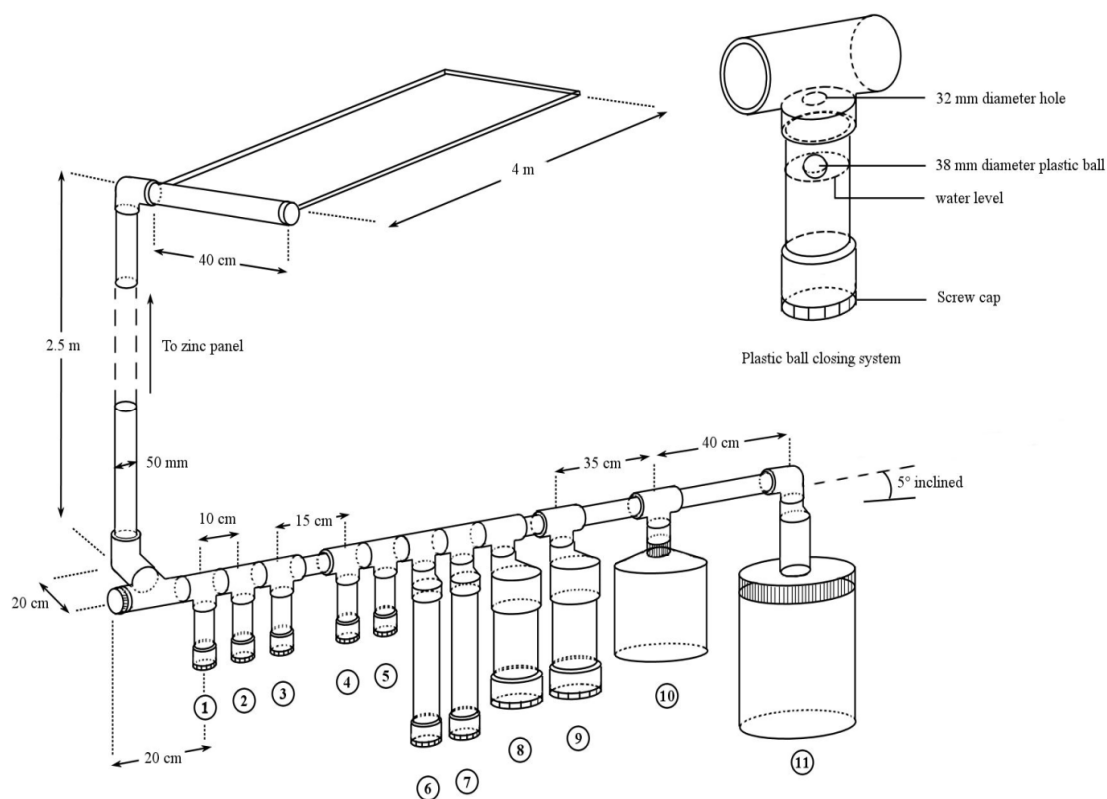


Figure 3.17 – Sampling system for the in-situ experiment

Complete information about collected volumes for each fraction of runoff can be found in table .20:

Sample N°	Collected volume (mm)	Cumulative runoff volume <sup>1</sup> (mm)	Additional volume <sup>2</sup> (mm)
1	0 to 0.21	0.21	0.09
2	0.21 to 0.43	0.43	0.19
3	0.43 to 0.64	0.64	0.33
4	0.64 to 0.85	0.85	0.58
5	0.85 to 1.07	1.07	0.69
6	1.07 to 1.98	1.98	0.82
7	1.98 to 2.90	2.90	0.96
8	2.90 to 4.91	4.91	1.11
9	4.91 to 6.97	6.97	1.31
10	6.97 to 14.6	14.6	1.68
11	14.6 to 36.5	36.5	1.88

Tableau 3.17 – Detailed information about the volumes collected in the sampling system  
(<sup>1</sup>cumulative runoff volume associated with each container, <sup>2</sup>Supplementary volume in the 5° inclined PVC pipe)

Runoff volumes captured in the containers were collected after each rainfall period for analysis (e.g. the experimental system was emptied), delimitating 15 sampling periods with varying durations and runoff volumes (cf. Tableau 3.18).

### 3.3 - Modélisation de la dynamique d'émission des contaminants

Period N°	from	to	Rainfall volume (mm)	Samples collected
1	19/05/2014	22/05/2014	21.8	11
2	22/05/2014	27/052014	11.8	10
3	27/05/2014	04/06/2014	20.8	11
4	28/06/2014	29/06/2014	12	10
5	29/06/2014	06/07/2014	15.2	10
6	07/07/2014	15/07/2014	78.2	12
7	19/07/2014	21/07/2014	18.0	12
8	22/07/2014	25/07/2014	0.6	3
9	23/07/2014	29/07/2014	29.4	12
10	02/08/2014	04/08/2014	15.4	11
11	06/08/2014	10/08/2014	26.6	12
12	11/08/2014	13/08/2014	12.6	11
13	14/08/2014	18/08/2014	6.6	9
14	22/08/2014	28/08/2014	18.6	11
15	28/08/2014	01/09/2014	1.6	5

*Tableau 3.18 – Sampling periods and corresponding rainfall volumes*

The collection system performed satisfactorily for the 1<sup>st</sup> to the 7<sup>th</sup> container, after which leakage was sometimes observed until the issue was fixed (periods 11 to 15). For periods 1 to 10, the first 7 samples are therefore assumed to provide representative concentration values for the first 7 fractions of runoff, whereas a concentration range is derived from samples n°7 to 11, for the remaining fraction of runoff. Similarly, fractions 1 to 9 are considered as correct for the 5 last periods. Finally, water remaining in the 5° inclined collection pipe at the end of a sampling period is also collected. This volume is associated with a last fraction of runoff (corresponding volume depends on the amount of water collected in the pipe, as shown in table .21).

#### **c. Chemical analysis**

For each experiment, collected samples were acidified with nitric acid to pH=1 and vacuum filtered through 0.45µm cellulose acetate filters. Zinc concentrations were determined using inductively coupled plasma atomic emission spectrometry (ICP-AES, Varian Vista MPX) (detection limit for Zn = 0.2µg/l). pH and conductivity measurements were additionally performed with a WTW SenTix® 41-3 pH-probe and a TetraCon® 325 conductivity cell.

#### **3.3.3.3. Modeling methodology**

##### **a. The runoff quality model**

The processes associated with runoff contamination are generally complex and involve numerous environmental factors such as air pollution, human activities (traffic) and meteorological conditions (wind and rainfall characteristics). While some modelling

approaches have attempted to account for their effect on stormwater runoff quality (Fallah Shorshani et al., 2015, 2014), parsimonious conceptual models, that simulate pollutant loads or concentrations from simple rainfall or runoff data, are often preferred for common applications, as more easy to calibrate and to implement (Freni et al., 2009b).

The formulation of many of these conceptual runoff quality models still reflects the processes associated with pollutant accumulation on urban surfaces and their removal during rain events. Although recent findings suggest that the reliability of such formulations should be questioned, given the complexity of the processes involved in stormwater contamination, these have essentially been tested for the replication of suspended solids concentrations in urban runoff (Freni et al., 2009b; Kanso et al., 2006, 2005). In the case of zinc emission from roofing materials these models however remain attractive as the formation of corrosion products over metal surfaces can typically be interpreted as an accumulation process (He, 2002). Furthermore, metal (zinc or copper) concentrations have often been shown to exhibit a very distinctive temporal pattern (Förster, 1996; He et al., 2001; Zhang et al., 2002; Zobrist et al., 2000) which can easily be replicated by simple wash-off models.

In this study, a runoff quality model based on the widely used exponential accumulation and wash-off functions (Alley and Smith, 1981; Alley, 1981) is introduced. The following equation is thus adopted for a continuous description of the formation and removal of corrosion products over zinc panels:

$$\frac{dM_{ACC}(t)}{dt} = D \times [M_{LIM} - M_{ACC}(t)] - M_{ACC}(t) \times C_1 \times i(t)^{C_2} \quad (3:34)$$

Where:  $M_{ACC}(t)$  = easily removable or soluble corrosion products accumulated over zinc surface [M.L<sup>-2</sup>],  $M_{LIM}$  = asymptotic limit of the accumulation model [M.L<sup>-2</sup>],  $D$  = accumulation coefficient [T<sup>-1</sup>],  $i(t)$  = rainfall intensity [L.T<sup>-1</sup>],  $C_1$  and  $C_2$  = wash-off model parameters.

The formation of corrosion products over metal surfaces can reasonably be considered as a slow process as compared to its removal during rain events (Zhang et al., 2002). Hence, the amount of corrosion products  $M_t$  washed-off during a time step  $\Delta t$ , under constant rainfall intensity  $i_t$  (where subscript  $t$  refers to the time step from  $t$  to  $t+\Delta t$ ) can be obtained from the integration of equation (3:34) by neglecting the term associated with accumulation:

$$M_t = - \int_t^{t+\Delta t} dM_{ACC} = M_{ACC}(t) \times [1 - \exp(-K_1 \times i_t^{C_2} \times \Delta t)] \quad (3:35)$$

It can be noted that equation (3:35) only reflects the removal of a limited storage of loosely adherent or soluble corrosion products during rainfall. Because metal concentrations usually reach an approximately constant non-zero value, after a strong decrease in the first millimetres of runoff (Förster, 1996; He et al., 2001; Schriewer et al., 2008), zinc wash-off cannot solely be described by as a source limited process.

Previous equation is therefore combined with a transport limited wash-off function so as to replicate the “quasi steady state” behaviour observed after the initial decrease of zinc concentrations. Concentrations computed from this second term can be interpreted as the result of the dissolution of a much larger storage of zinc compounds (infinite) exhibiting a much lower solubility than those associated with the “source limited” term. The general form of the runoff quality model investigated in this study may hence be written as follow:

$$C_t = \frac{1}{i_t \times \Delta t} \times (M_{ACC}(t) \times [1 - \exp(-C_1 \times i_t^{C_2} \times \Delta t)] + C_0 \times i_t^{C_3} \times \Delta t) \quad (3:36)$$

Where:  $C_t$  = concentration in runoff between  $t$  to  $t+\Delta t$ ,  $C_0$  and  $C_3$  = parameters for the transport limited component of the runoff quality model. When  $C_3 = 1$ , concentrations simulated by the right-hand “transport limited” term remain  $C_0$  regardless of rainfall intensities, whereas  $C_3 \leq 1$  introduces a relation between these “steady state” concentrations and rainfall intensities, replicating dilution effects at larger  $i$  values (the case  $C_3 = 0$  can be interpreted as the volume dilution of a constant “steady state” flux  $C_0 \times \Delta t$ ).

After computing  $M_t$ , the amount of easily removable or soluble corrosion products can be updated by subtracting  $M_t$  to the pollutant storage available at  $t$   $M_{ACC}(t)$ . Accumulation is finally simulated using equation (3:34), this time by neglecting the wash-off term, and the amount of corrosion products available at the next time step can be calculated from:

$$M_{ACC}(t + \Delta t) = [M_{ACC}(t) - M_t] \times \exp(-D \times \Delta t) + M_{LIM} \times [1 - \exp(-D \times \Delta t)] \quad (3:37)$$



**b. Model calibration and uncertainty analysis**

It is today well accepted that the reliability of a model does not solely result from its ability to replicate observations. The fact that different sets of model parameters may produce satisfactorily fit to the calibration data, may indeed result in high parameter and predictive uncertainties (Beven and Binley, 1992; Beven, 1993; Deletic et al., 2012; Dotto et al., 2011). Uncertainty analysis therefore provides opportunities for the selection of reliable and parsimonious models, as it explores the sensitivity to model parameters as well as the confidence in simulation results (Freni et al., 2009b).

A Monte-Carlo Markov-Chain (MCMC) sampling method is therefore adopted for the evaluation of the runoff quality model for the in situ experiment. This approach assumes that simulation results, for a set of parameters  $\theta$ , may be expressed in probabilistic terms by formulating assumptions regarding the structure of residuals between model's outcome  $f(\theta)$  and observations  $D$ . The probability density function of model parameters  $P(\theta/D)$  can thus be derived from prior knowledge about model parameters  $P(\theta)$  updated by observations  $D$  by application of Bayes theorem:

$$P(\theta | D) = \frac{P(\theta)P(D | \theta)}{\int P(D | \theta)P(\theta)d\theta} \quad (3:38)$$

Where  $P(D/\theta)$  is the likelihood function  $L(D/\theta)$  which measures the probability of simulation errors. When  $P(\theta)$  is uniform (non-informative), the integral term can be seen as a normalizing constant and  $P(\theta/D)$  is proportional to the likelihood  $L(D/\theta)$ .

Gaussian likelihood functions  $L(D/\theta)$  have often been adopted, assuming that residuals are independent, homoscedastic and normally distributed. However, such hypotheses are generally unverified and recent results suggest that violation of these assumptions may significantly affect the reliability of uncertainty analyses results (Del Giudice et al., 2013; Dotto et al., 2013; Schoups and Vrugt, 2010; Thyer et al., 2009). In this study, an autoregressive AR(1) error model is introduced for a realistic bias description and a “log-sinh” transformation (Del Giudice et al., 2013; Wang et al., 2012) is adopted to reduce the dependence between residuals and model outputs. In the transformed space, the error model can thus be written as:

$$e_i = \rho \times e_{i-1} + \varepsilon_i \quad (3:39)$$

$$g(y) = \beta \log \left[ \sinh \left( \frac{\alpha + y}{\beta} \right) \right] \quad (3:40)$$

Where:  $y$  = output data (e.g. simulated or measured concentrations)  $g(y)$  = transformed output data,  $\rho$  = autocorrelation coefficient,  $e_i$  = residuals between transformed model outputs and transformed observations for the  $i^{\text{th}}$  measurement,  $\varepsilon_i$  = stochastic innovations at  $i$ ,  $\alpha$  and  $\beta$  = lower and upper reference output for the log-sinh transformation. (Here,  $\rho$ ,  $\alpha$  and  $\beta$  are treated as model parameters during the calibration).

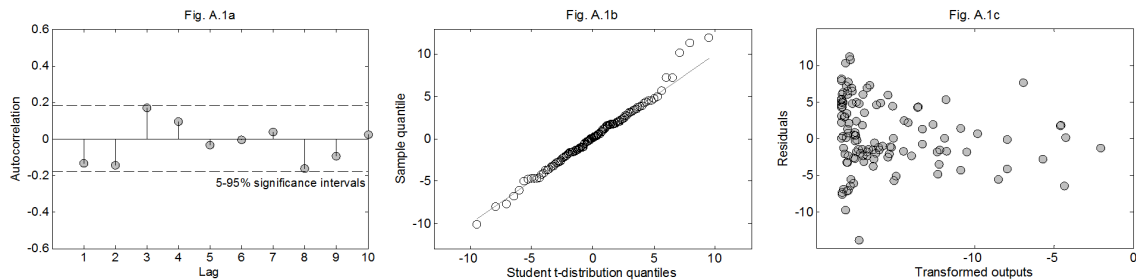
Despite the transformation of output data, the assumption of normally distributed innovations in the error model (3:39) remains inconsistent. Innovations are thus assumed to follow a Student t-distribution with standard deviation  $\sigma$  and degrees of freedom  $\nu$ , following the approach of Yang et al. (2007). In these conditions, the expression for the likelihood function is:

$$L(\theta | D) = \frac{\Gamma\left(\frac{\nu+1}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{\nu}{2}\right)} \frac{\sqrt{1-\rho^2}}{\sigma\sqrt{\pi(\nu-2)}} \left[ 1 + \frac{e_1^2(1-\rho^2)}{(\nu-2)\sigma^2} \right]^{\frac{\nu+1}{2}} \left| \frac{dg}{dy} \right|_{y_1} \prod_{i=2}^n \left[ \frac{\Gamma\left(\frac{\nu+1}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{\nu}{2}\right)} \frac{1}{\sigma\sqrt{\pi(\nu-2)}} \left( 1 + \frac{\varepsilon_i^2}{(\nu-2)\sigma^2} \right)^{\frac{\nu+1}{2}} \left| \frac{dg}{dy} \right|_{y_i} \right] \quad (3:41)$$

Where  $e_1$  = residuals at the first time step,  $n$  = number of observations,  $\varepsilon_{it}$  = innovations at the  $i^{\text{th}}$  time-step,  $|dg/dy|$  = derivative of the log-sinh function,  $\Gamma$  = Gamma function. (Note that  $\rho$  and  $\sigma$  are treated as model parameters and estimated within the Bayesian framework).

Once the likelihood function is specified, the Metropolis Hasting (1970) algorithm can be implemented to generate samples from the posterior probability distribution  $P(\theta/D)$ , which reflects the uncertainty associated with model parameters. (From a practical perspective, a narrow posterior distribution indicate that a parameter significantly affect model performance, whereas a large dispersion denotes a low sensitivity and a difficult identification of satisfactory parameter values). At each time step, a set of parameter  $\theta'$  is generated from a previously sampled set of parameter  $\theta$ . Movement from  $\theta$  to  $\theta'$  is depends upon a transition probability which is selected to ensure convergence of the sample towards the actual posterior distribution  $P(\theta/D)$  (see Chib and Greenberg, 1995 for further details).

In this study, the Metropolis-Hasting algorithm is run for 10 independent Markov chains with 50.000 iterations from a previously identified (e.g. through an initialization run) maximum likelihood estimate. Best fit of the innovations to their theoretical distribution is achieved by setting the degrees of freedom  $\nu$  of the Student t-distribution to 6 (cf. Figure 3.18).



*Figure 3.18 – Diagnostic plot for the residualsA.1 – Analysis of the innovations (results shown at the maximum of likelihood for the initial model formulation) – A.1a: autocorrelation plot, A.1b: quantile-quantile plot of innovations.*

Because a concentration range is associated with the fraction of runoff corresponding to the last containers in the collection system, this measurement uncertainty is additionally propagated through the calibration algorithm by generating a concentration value within this range (uniform sampling) at each iteration of the Metropolis-Hasting algorithm. Finally, the Nash-Sutcliffe (1970) efficiency coefficient ( $E$ ) is calculated for the simulation results associated with each set of parameters of the posterior distribution and model performance is evaluated from the most likely  $E$  value of sampled distribution. Confidence intervals associated with parameter and total predictive uncertainty are finally generated by (1) running the model for 1000 set of parameters sampled from the distribution  $P(\theta/D)$  (parameter uncertainty) and (2) propagating the error term shown in equation 6 (total predictive uncertainty). (These intervals reflect the uncertainty associated with simulation results for predictive purposes).

#### 3.3.3.4. Results and discussion

##### a. Simulated rainfall experiment

Data description. For each rainfall intensity ( $i$ ) and antecedent dry period duration ( $T_{DRY}$ ), zinc concentrations exhibit a similar temporal pattern, with a strong decrease with the first 2 to 3 millimetres from a high initial concentrations to a rather stable value. It can nonetheless

be noted that this “steady state” region seems to be reached more quickly for short antecedent dry period durations (especially when comparing the results obtained for  $T_{DRY} = 21$  days to those associated with shorter exposure durations) and, to a lesser extent, for high rainfall intensities (cf. Figure 3.19). While the cumulative rainfall volume associated with the initial decrease of zinc concentration and the differences observed from an experiment to another could clearly be regarded as limited, it is important to point out that small rain events that do not exceed 5mm actually represent a large fraction of the annual rainfall volume in Paris region. The few millimetres differences in the cumulative volume associated with the initial concentration decrease shown in Figure 3.19 thus remain important as compared to the rainfall volume associated with most rain events.

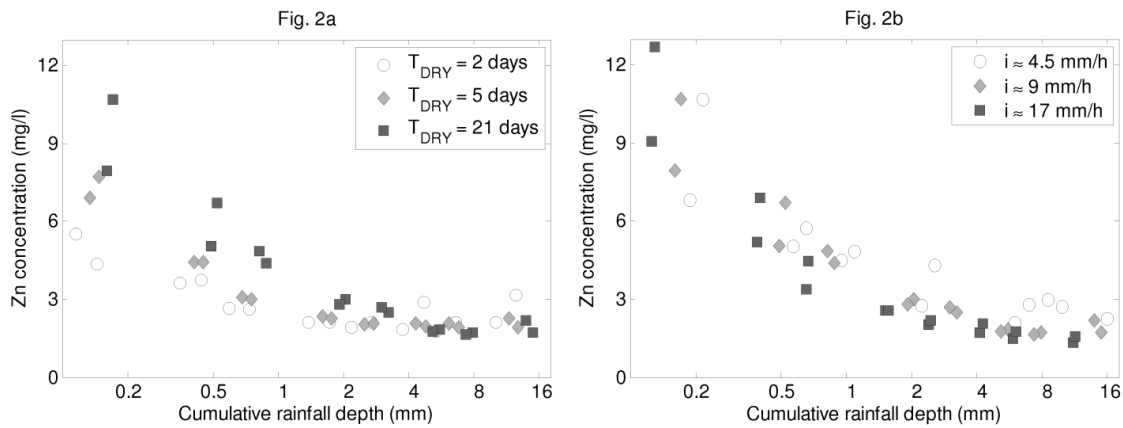


Figure 3.19 – Laboratory experiment results – 2a: effect of antecedent dry period for 9 mm/h rainfall intensity, 2b: effect of rainfall intensity for a 21 days antecedent dry period (Error bars represent the measurements associated with each duplicate).

Significant variations are observed for Zn concentrations in the first fraction of runoff ( $\mu = 7.3$  mg/l,  $\sigma = 2.6$  mg/l) which seems to be positively correlated to antecedent dry period duration  $T_{DRY}$  ( $R^2 = 0.46$ , p-value = 0.05), although an outlier is obtained for  $T_{DRY} = 2$  days and  $i \approx 17$  mm/h (cf. Figure 3.20a). This result is consistent with those of He et al. (2001) who suggested that this dependence could be associated with the formation of corrosion products during non-rainfall periods. By contrast, no correlation is here observed between the concentration in the first samples and rainfall intensity. However, this difference with the results of He et al. (2001) possibly originates from the very low rainfall intensity (<1mm/h) used in their drizzle experiment, for which higher contact time with metal surfaces and very specific runoff conditions are believably achieved (water flowing as droplets).

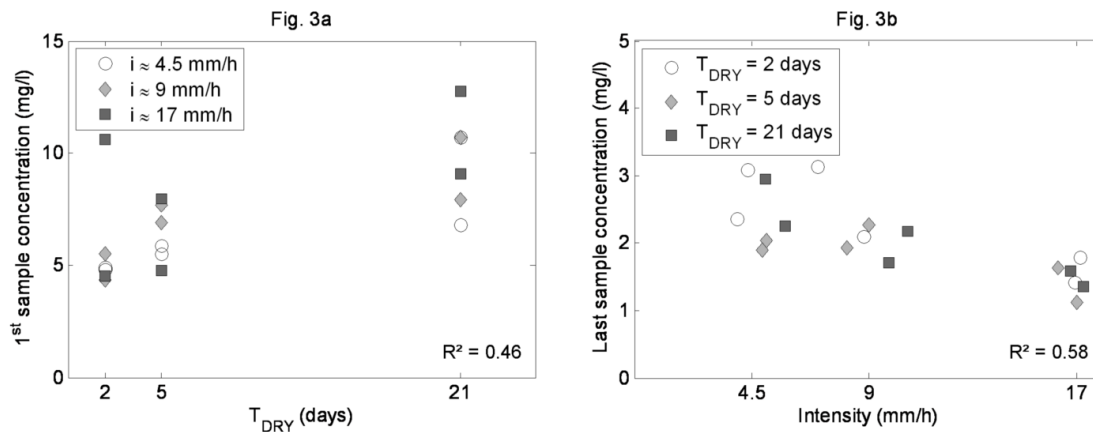


Figure 3.20 – Effect of  $T_{DRY}$  and rainfall intensity – 3a: relation between the concentration in the first sample and  $T_{DRY}$ . 3b: relation between the concentration in the last sample and rainfall intensity.

Steady state concentrations, comprised between 1.1 and 3.1 mg/l, remain quite similar from an experiment to the other. However, Zn concentration in the last sample seems to be negatively correlated to  $i$  (cf. Figure 3.20b,  $R^2 = 0.58$ ,  $p$ -value = 0.01) which may reflect a dilution effect at higher rainfall intensities. This relationship should nonetheless be carefully interpreted as the duration of each experiment is here selected in accordance with rainfall intensity (to achieve the same volume for each experiment). Hence, the increase of concentrations at lower  $i$  values might as well be a consequence of a longer exposure to precipitations.

Model fitting. (1) *Model formulation.* For the simulated rainfall experiments, the wash-off model (3:36) is fitted to the data for each of the 18 concentration patterns (3  $T_{DRY}$  values  $\times$  3 rainfall intensities  $\times$  2 replicates) with a simple least square optimization. Because each test is conducted under constant rainfall intensity, model parameter  $C_2$  is set to 1 (the dependence between  $C_1$  and  $i$  should therefore be investigated). Given the low variations in the observed steady state concentrations, a constant steady state concentration model is considered, with  $C_3 = 1$ . Accumulation is not considered for this application and the initial amount of corrosion products  $M_{ACC}(t=0)$  is thus adjusted along with wash-off model parameters  $C_0$  and  $C_1$ . The purpose of these adjustments is (1) to determine if the concentration patterns of the simulated rainfall experiment can be approximated by a simple exponential function and (2) to evaluate the differences in fitted parameters from an experiment to the other so as to complement the analysis of the measurements and further investigate the effect of  $i$  or  $T_{DRY}$  on zinc emission dynamics.

(2) *Modelling results.* The wash-off dynamics simulated from equation (3:36) satisfactorily describes the variation of zinc concentration monitored for the different experiments ( $R^2 = 0.86$  to  $0.99$ ). Optimal values for parameters  $C_0$  and  $C_1$  vary moderately from an experiment to another ( $\mu = 2.0$  mg/l,  $\sigma = 0.46$  mg/l for  $C_0$  and  $\mu = 2.6$ ,  $\sigma = 0.69$  for  $C_1$ ), whereas important differences are observed for fitted  $M_{ACC}(t=0)$  values. Although moderate, the correlation between  $M_{ACC}(t=0)$  and  $T_{DRY}$  remains statistically significant ( $R^2 = 0.66$ , p-value  $< 0.01$ ). The results of these simple model adjustments hence indicate that zinc wash-off can be well described as a source-limited process at the beginning of rainfall periods, and again suggests that the temporal variability of zinc concentrations could be largely driven by the formation of easily soluble corrosion products over zinc surfaces during dry periods (even though the rate of corrosion is believably unsteady and affected by other environmental factors). On the other hand, no relation between  $C_1$  and rainfall intensity is observed, and the value of the second wash-off parameter  $C_2$  can thus probably be expected to be somewhat close to 1.

**b. In-situ experiment**

*Data description.* Zinc concentrations in the 150 runoff samples collected from May to September 2014 range between 0.58 and 15.16 mg/l ( $\mu = 4.23$  mg/l,  $\sigma = 2.20$  mg/l). Surprisingly, these concentrations are relatively close to those obtained for the simulated rainfall experiment, despite the differences in the age of the zinc panels. As compared to the simulated rainfall experiment, pH here remains relatively high and exhibits moderate variations ( $\mu = 6.7$ ,  $\sigma = 0.4$ ).

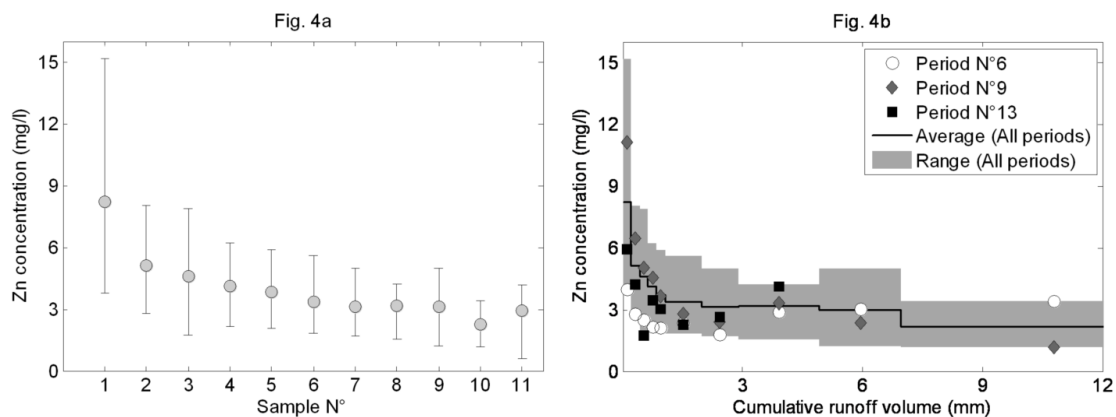


Figure 3.21 – In-situ experiment results – 4a: zinc concentration the different runoff fractions (circles represent average values over the 15 rainfall periods and minimum and maximum values are displayed as error bars), 4b. Zinc concentrations as a function of cumulative runoff volume (example for periods 6, 9 and 13)

The evolution of zinc concentrations from the outdoor panel is generally similar to the one observed for the simulated rainfall experiment, starting from relatively high and quickly decreasing concentrations in the first samples (cf. Figure 3.21). As shown in Figure 3.21b, the magnitude of this decrease may however significantly vary depending on the sampling period. Besides, concentrations associated with the last runoff fractions do not always stabilize around an approximately constant value like in the simulated rainfall experiment. An increase of zinc concentrations can indeed be observed for some rainfall periods after the initial decrease of concentrations with the first millimetres of runoff. Such variations are nonetheless not easily interpretable in the case of average concentrations under unsteady rainfall intensities (as one runoff fraction may actually cover very different durations, encompass highly variable rainfall conditions or even be associated with several distinct rain events separated by relatively long dry periods).

Again, the overall evolution of zinc concentrations (as a function of the runoff volume) is consistent with previous findings, although higher concentration values have generally been reported. In the experiment conducted by Schriewer et al. (2008), concentrations ranging from 6 to 20 mg/l were measured in the first fractions of runoff, with “steady-state” concentrations between 3 and 8 mg/l. These differences are however not completely surprising as an older metal surface was considered (14 year old zinc roof). Steady state concentrations are also lower than those obtained by He et al. (2001) for new zinc panels, but this result is quite expectable as more acidic pH values (3.8 to 4.8) were considered.

*Runoff quality model evaluation.* The performance of the accumulation and wash-off model (equations (3:36) and (3:37)) is verified against in-situ measurements, using the calibration and uncertainty analysis method described in the section 3.3.3.3. The model is implemented at a 1-min time-step to replicate zinc concentrations in runoff from precipitation records (continuous modelling from May to September 2014) and average simulated concentration values are derived for the runoff fractions corresponding to the measurements.

(1) *Application of the model with  $C_3 = 1$ .* The model is first evaluated under the simplifying hypothesis that “steady state” concentrations remain constant, regardless of rainfall intensities, i.e. considering  $C_3 = 1$ .

The performance of the model appears quite satisfactory, with a 0.61 Nash-Sutcliffe efficiency coefficient for the maximum of posterior distribution (cf. Figure 3.22). The

model however does not systematically succeed in replicating zinc measurements (cf. Figure 3.23a) and thus exhibits a high predictive uncertainty, despite a decent overall performance. Interestingly, while the contribution of parameter uncertainty remains relatively moderate, coverage intervals tend to be wider for high concentration values, which suggest that larger uncertainties might be associated with accumulation parameters ( $M_{LIM}$  and  $D$ ) controlling the magnitude of concentrations at the beginning of each period.

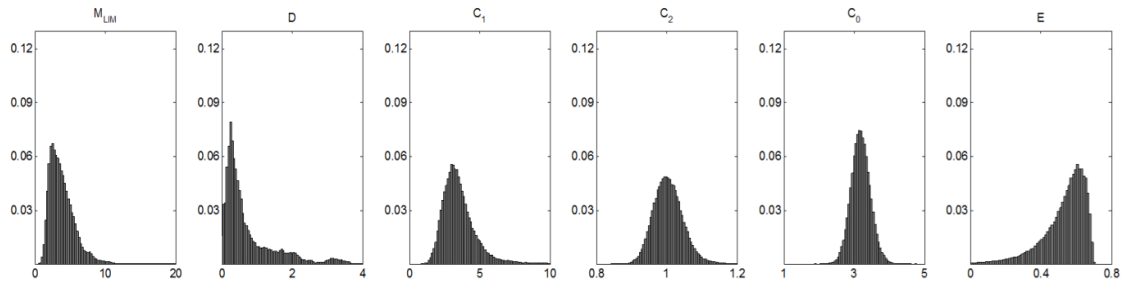


Figure 3.22 – Posterior probability distribution of model parameters and Nash-Sutcliffe efficiency coefficient  $E$  (original model formulation)

Posterior distributions computed from the Metropolis-Hasting algorithm (cf. Figure 3.22) indicate that optimal values could be identified for all model parameters (unimodal distributions) and suggest that the calibration was not significantly impeded by equifinality problems (discussion on this concept can be found Beven and Binley, 1992; Beven, 1993). Posterior probability distributions however exhibit a relatively important dispersion for all model parameters (which tends to be more pronounced for accumulation parameters (which tends to be more pronounced for accumulation parameters  $M_{LIM}$  and  $D$ )).

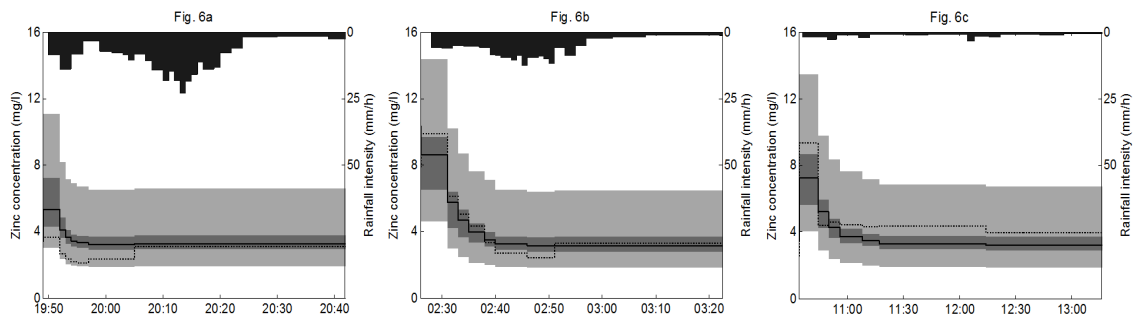


Figure 3.23 – Simulation results (original model formulation) – 6a: Period n°6, 6b: Period n°9, 6c: Period n°13 (Solid black line = simulated concentrations (maximum of likelihood), dashed line = measurements, light shaded area = 5-95% total uncertainty coverage, dark shaded area = 5-95% parameter uncertainty coverage, black area = rainfall intensity)



The uncertainty associated with accumulation rate  $D$  appears to be particularly high, with values ranging from 0.05 to more than 4 days<sup>-1</sup>. While a relatively low optimal accumulation rate (0.27 days<sup>-1</sup>) can clearly be identified from the posterior distribution, the dispersion towards higher values of  $D$ , for which accumulation is mostly instantaneous, casts doubts on the validity of the accumulation model (Kanso et al., 2005; Sage et al., 2015c). The shape of the distribution nevertheless indicates that the model remains sensitive to accumulation parameters, which confirms that formation of corrosion products during dry period could partly govern the variability of zinc concentrations in runoff.

However, more than for the simulated rainfall experiment, the dependence between the concentrations in the first sample of each period as a function of  $T_{\text{DRY}}$  here remains unclear (cf. Figure 3.24). Results therefore suggest that the variability of zinc concentrations at the beginning of rain events cannot be solely explained by the model (cf. Figure 3.23), which was expectable as corrosion depends on various environmental factors such as temperature, relative humidity or atmospheric pollution (Leuenberger-Minger et al., 2002; Schriewer et al., 2008).

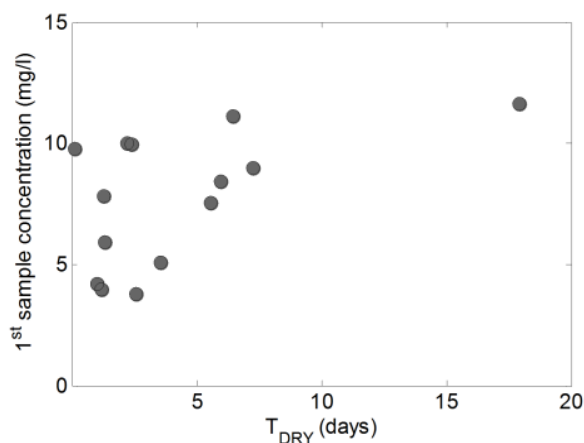


Figure 3.24 – Relation between the concentration in the first sample of each rainfall period of the in-situ experiment and antecedent dry period duration  $T_{\text{DRY}}$

As compared to accumulation parameters, the model clearly displays a high sensitivity to  $C_0$ ,  $C_1$  and  $C_2$  (low dispersion of model parameters in Figure 3.22) and optimal values for these parameters ( $C_0 = 3.12$  mg/l,  $C_1 = 3.08$ ,  $C_2 = 1.01$ ) are relatively similar to those obtained for the simulated rainfall experiment (differences believably result from the age of the material or exposure conditions). Posterior probability distribution for  $C_2$  indicates that this parameter remains close to 1, and once more suggests that rainfall intensity does not

significantly affect the removal of corrosion products at the beginning of a rain event. Furthermore, a correlation between  $C_1$  and  $C_2$  ( $R^2 = 0.28$ ) is evidenced during calibration, which supports the idea that deviations of  $C_2$  from unity are not completely behavioural and call for a simplification of the runoff quality model with  $C_2 = 1$ .

Because  $C_2$  does not significantly differ from 1, the amount of water needed to dissolve the majority of the corrosion products can be directly estimated from  $C_1$ : according to calibration results, 99% of accumulated loads are here washed-off after 0.8 to 2.0 mm of runoff (based on the 5<sup>th</sup> and 95<sup>th</sup> percentile of the posterior distribution for  $C_1$ ), which is in good agreement with the results presented in Figure 3.19.

In the case of small rainfall events (less than 5mm), this early fraction of runoff may therefore significantly contribute to the overall load discharged to surface waters or sewer systems. Concentration time-series simulated for 10.000 sets of parameters sampled from the posterior distribution  $P(\theta/D)$ , indicate that the load generated by both the source and the transport limited component of equation (3:36) during these first millimetres of rainfall (computed as the amount of precipitations needed to remove 99% of accumulated loads) could for instance represent between 18 and 55% (5<sup>th</sup> and 95<sup>th</sup> percentiles) of the total amount of zinc dissolved for the 5 month period considered in the in-situ experiment. The implementation of stormwater source-control systems retaining the contamination associated with the first millimetres of runoff prior to the discharge to conveyance systems (where this concentration decrease is likely to be attenuated) could hence be particularly relevant, providing the opportunity to manage significant amount of pollutants through the capture of relatively small rainfall volumes. The simulation results obtained for the 10.000 samples of the posterior distribution of model parameters nonetheless reveal that the load generated by the source-limited component of equation (3:36) (e.g. without taking into account the load simulated by the transport limited one) represents, for the same 5 month period, a much smaller proportion of the total zinc discharge (between 5 to 16%, for the 5<sup>th</sup> and 95<sup>th</sup> percentiles), indicating that large fraction of the load washed-off at early stages of runoff is in fact associated with constant concentration term of equation (3:36). Hence, the benefits associated with the interception of the first millimetres of runoff do not solely result from variability of zinc concentrations and may also be largely explained by the contribution of small rainfall events to the overall rainfall volume.

Regarding  $C_0$ , despite a high sensitivity, uncertainty associated with this parameter remains important, with values ranging from 2.7 to 3.9 mg/l for the 5<sup>th</sup> and 95<sup>th</sup> percentiles of sampled distribution. This uncertainty believably reflects the inability of the model to replicate the fluctuations of zinc concentrations after corrosion products have been removed (cf. Figure 3.22). It can however be noticed from Figure 3.23 that the fluctuations in Zn concentration from one period to another remain limited, despite significant differences in rainfall intensities after the first millimetres of runoff.

(2) *Application of the model with  $C_3 \neq 1$  and  $C_2 = 1$ .* Based on previous modelling results, a different model parameterization is tested. The “source-limited” component of equation (3:36) is simplified by setting  $C_2 = 1$ , whereas a dependence between the concentrations simulated by the transport limited term and rainfall intensities is introduced ( $C_3 \neq 1$ ) in order to determine if the description of zinc concentration fluctuations within the steady state period can be improved.

As compared to previous application, modelling results show a slight increase of the Nash-Sutcliffe efficiency coefficient, from  $E = 0.61$  to  $0.67$  for the maximum of posterior distribution (and  $E = 0.70$  to  $0.72$  for the highest value of sampled distribution). Regarding the likelihood function (3:41), which assigns more weight to lower and intermediate concentration values (as opposed to the Nash Sutcliffe criterion which is a least square objective function), a significant improvement is also observed, with log-likelihood (logarithm of the likelihood) rising from  $-19.75$  to  $-15.5$  for the reformulated wash-off equation.

This increase of the likelihood is accompanied by a decrease of parameter uncertainty, with substantially lower dispersion of posterior probability distributions for some parameters (cf. Figure 3.25). The reduction of calibration uncertainty associated with model reformulation is particularly visible for accumulation parameter  $D$ . As compared to the one generated for the initial application of the runoff (cf. Figure 3.22), posterior distribution indeed here exhibits a sharper peak (again,  $D = 0.25$  for the maximum of likelihood), and no longer stretches out to very fast accumulation rates. For the optimal  $D$  value, two weeks are needed to reach 97% of the maximum of easily removable storage  $M_{LIM}$ , which is again consistent with the simulated rainfall experiment. Calibration results therefore support previous hypotheses regarding the formation of corrosion products during dry periods and

once more suggest that  $T_{DRY}$  may be a relevant predictor of zinc concentrations in the first millimetres of runoff. From Figure 3.25, it can however be noted that, while the uncertainty associated with  $D$  is significantly reduced for the reformulated runoff quality, posterior distribution of  $M_{LIM}$  remains relatively unchanged. As a matter of fact, the negative correlation between  $D$  and  $M_{LIM}$  ( $R^2 = 0.44$ , also detected for the initial model) indicates that the magnitude of simulated concentrations may often be driven by  $M_{LIM} \times D$ . Hence, because the posterior distribution of model parameters include low  $D$  values, the model no longer produces asymptotic accumulation for some configurations (as  $M_{LIM} \times \exp(-D \times \Delta t) \approx -M_{LIM} \times D \times \Delta t$  when  $D$  is small). Such result is not surprising given the weak relation between the concentration at the beginning of a rainfall period and  $T_{DRY}$  (cf. Figure 3.24). Nonetheless, further simplification to a constant rate accumulation model is believably not desirable, as the simulated rainfall experiment rather suggests that concentrations in the first millimetres of runoff are asymptotically related to  $T_{DRY}$ .

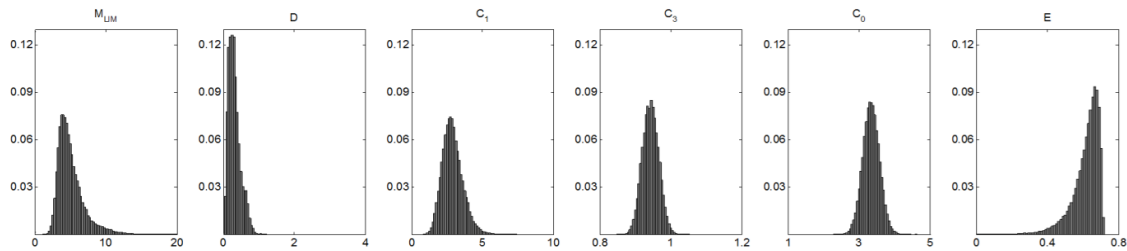
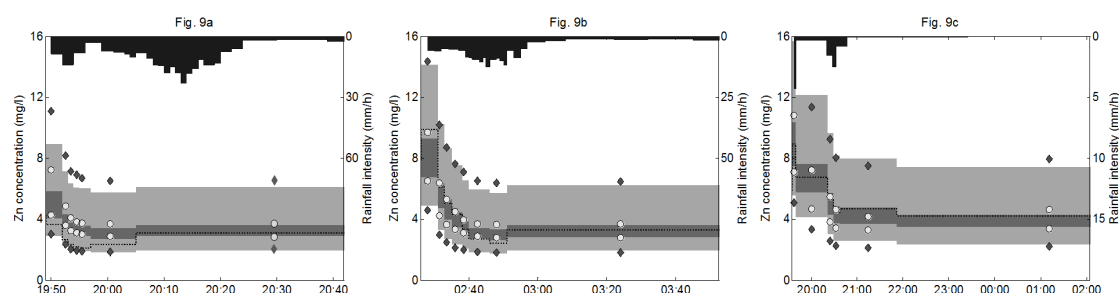


Figure 3.25 – Posterior probability distribution of parameters (reformulated model)

Calibration results could at first glance indicate that the introduction of dependence between “steady state” zinc concentrations and rainfall intensity (controlled by parameter  $C_3$ ) in the reformulated model is relevant. Posterior probability distribution for  $C_3$  indeed exhibits a relatively low dispersion (cf. Figure 3.25) and no correlation with other parameters could be observed, which suggests that this parameter is behavioural. Uncertainty analysis additionally reveals that this parameter can be expected to remain less than unity (exceeded for the 99<sup>th</sup> percentile of sampled distribution), and hence produces a decrease of zinc concentrations at higher rainfall intensities for most configurations of the posterior probability distribution.

Nonetheless, because  $C_3$  generally remains larger than 0.90 (most likely value = 0.94), this parameter only produces slight fluctuations of the steady state concentrations (20% difference between 0.5 and 20mm/h for  $C_3=0.94$ ). While this very moderate effect of

rainfall intensities is consistent with the results of the simulated rainfall experiment, the little reduction of the uncertainty regarding  $C_0$ , as well as the very limited improvement of model performance at lower concentration values (cf. Figure 3.26), suggest that the model remains unable to capture all the variability of zinc concentrations after the first millimetres of runoff. (The uncertainty associated with the concentrations measured for the last fractions of runoff probably had a knock-on effect on the calibration procedure and believably explains the relatively large uncertainty associated with  $C_0$ ).



*Figure 3.26 – Simulation results (reformulated model) – 9a: Period n°6, 9b: Period n°9, 9c: Period n°14, (dashed line = measurements, light shaded area / diamonds = 5-95% total uncertainty coverage for the reformulated/initial model, dark shaded area/circles = 5-95% parameter uncertainty coverage the reformulated/initial model, black area = rainfall intensity)*

Previous findings therefore indicate that, although the modified runoff quality model might be preferred over the initial formulation (as it results in a reduction of parameter uncertainty), further simplification of the wash-off equation with  $C_2=C_3=1$  could as well be considered (as the reformulation only produces a slight improvement of model performance). While both simulated rainfall experiment and calibration support the adoption of the asymptotic accumulation model (3:34), previous literature results may cast doubts on its applicability (Schriewer et al., 2008), and the poor representation of zinc concentrations for some sampling periods could thus partly result from model's inability to capture all the variability associated with the corrosion process. However, large predictive uncertainties and modest performance is a trait of many runoff quality models (Dotto et al., 2011; Kanso et al., 2006; Vezzaro and Mikkelsen, 2012), and comparison to previous studies suggest that the model presented here is in fact fairly satisfactory. While such conceptual models have often been found to poorly represent reality for large catchments or road surfaces, this study indeed suggests that commonly used model structures could be probably adapted and implemented to simulate the temporal variability of zinc concentrations in runoff. Besides, the ability of the model to replicate zinc concentrations

solely from precipitation data remains surprisingly good given the complexity of zinc runoff and corrosion processes, which potentially involve numerous other environmental factors such as rainfall composition, temperature, moisture conditions or air pollution (Bertling et al., 2006; Leuenberger-Minger et al., 2002; Reiss et al., 2004). It is however important to acknowledge that, in this study, the averaging of zinc concentrations in the sampling system after the first millimetres of runoff (cf. 3.3.3.2) necessarily dissimulates some of the variability of zinc concentrations. Further research is thus believably needed to improve the description of zinc runoff process.

#### ***3.3.3.5. Conclusions and perspectives***

Two distinct experiments were conducted to explore the influence of rainfall intensity and dry period duration on the variability of zinc concentrations from small zinc panels, combining a simulated rainfall approach and in-situ measurements under real weather conditions. After a simple analysis of concentration patterns obtained for the simulated rainfall experiment, a generic runoff quality model was introduced, assuming that the variability of zinc concentrations principally results from the accumulation and the removal of corrosion products over zinc surfaces. The ability of the model to replicate zinc concentrations from the in-situ experiment was investigated for two alternate formulations, allowing for a discussion on the factors controlling the variability of zinc runoff. Calibration and uncertainty analysis were performed using a Markov Chain Monte Carlo sampling method, accounting for both the non-normality and the autocorrelation of the residuals. The results can be summarized as follow:

- Similar concentration patterns were obtained for both experiments, with relatively high (4 to 15mg/l) and quickly decreasing concentrations in the first millimetres of runoff (0.5 to 2 mm), stabilizing around lower values (1.5 to 5mg/l) with moderate fluctuations in the remaining fraction of runoff. This observation is consistent with previous studies and presumably reflects the “source limited” nature zinc wash-off at the beginning of a rain event, as a result of the removal of highly soluble corrosion products. For the simulated rainfall experiment, such behaviour was satisfactorily approximated by a first order decay equation.
- The laboratory experiment evidenced an increase of zinc concentrations in the first millimetres of runoff for longer dry period durations. This dependence was

however less visible for the in-situ experiment. While the model generally simulates fairly well the evolution of zinc concentrations in runoff, the lower performance observed for some rainfall periods suggests that many environmental factors (such as air pollution, relative humidity, temperature...) actually govern the formation of corrosion products over zinc surfaces which cannot be solely explained by dry weather duration. Further investigation of the corrosion process at short timescales, during both wet and dry periods, is thus probably needed to better replicate the variability of zinc concentrations and to account for the influence of these environmental factors on zinc emission dynamics.

- Regarding rainfall intensity, neither of the two experiments could evidence an impact of rainfall intensity at early stages of runoff, suggesting that the removal of corrosion products is neither influenced by mechanical forces (as a result of higher intensities), nor increased contact times of rainwater (as a result of lower intensities). Conversely, both experiment tend to indicate that lower rainfall intensities could result in a slight increase of zinc concentrations for the remaining fraction of runoff (e.g. after the initial decrease of zinc concentrations).
- The performance of the runoff quality model was generally satisfactory, despite a relatively high predictive uncertainty, indicating that the overall emission dynamic of zinc could be approximated from very simple conceptual equations using rainfall measurements as the sole model input. The model could therefore be adopted to generate long zinc concentrations time-series, exhibiting a realistic inter- and intra-event variability, differing from those traditionally considered in runoff quality modelling (essentially focusing on suspended solids) and support the design of efficient stormwater control source-control devices. Besides, because zinc concentrations in runoff exceeds EQS by several order of magnitude, the model presented in this study could as well be part of a more integrated modelling framework and be associated with other environmental models so as to assess the effect of stormwater discharge on receiving waters.
- The strong decrease of zinc concentrations observed at beginning of each rainfall period suggests that managing the first millimetres of runoff could result in a significant reduction of the amount of zinc discharged to surface waters or sewer systems. Further investigation is however needed (1) to clarify the importance of

the inter- or intra-event variability of zinc concentrations for the design of source-control system and (2) to specify relevant stormwater capture targets. In this context, the model presented in this study believably offers opportunities for a better understanding of the benefits associated with the interception of the first millimetres of runoff.

- This study finally illustrates the possibilities offered by formal Bayesian methods for the development and the evaluation of stormwater runoff quality models. In this example, careful selection of the error model and the likelihood function allowed for a rigorous assessment of parameter uncertainty, which appeared as a relevant tool for the identification of the most suitable model structure.

---

FIN DE L'ARTICLE

---

#### **3.3.4. Incidence de l'incertitude sur les concentrations simulées pour l'évaluation de l'efficacité des techniques alternatives**

##### ***3.3.4.1. Introduction***

In recent years, on-site runoff pollution control in small vegetated systems (referred to as Sustainable Urban Drainage Systems, Best Management Practices or Green Infrastructure) has been shown to be a relevant option to limit the adverse effects of stormwater discharge to receiving waters (Ahiablame et al., 2012). Recent literature results suggest that the performance of such source-control systems is mostly related to the volume reduction induced by infiltration and evaporation (Bressy et al., 2014) and hydrological modelling therefore offers opportunities for the development of efficient stormwater control strategies. Nonetheless, because pollutant concentrations in runoff exhibit large temporal variations during rain events (Kanso et al., 2006; Schriewer et al., 2008; Shaw et al., 2010; Vezzaro and Mikkelsen, 2012), volume reduction generally differs from pollutant load reduction and it is yet unclear whether accounting for this temporal variability is needed to assess the performance of Best Management Practices (BMP).

Various water quality models have been introduced in the past to simulate pollutant concentrations in runoff. Correct replication of the wash-off process on urban surfaces (which dictates the variability of concentrations) however remains a challenge and several



findings indicate that the performance of these models has generally been overestimated and that simulated concentrations are thus subject to very large uncertainties (Dotto et al., 2010; Freni et al., 2009b; Kanso et al., 2006; Sage et al., 2015c; Vezzaro and Mikkelsen, 2012). In the context of stormwater management practices modelling, assessing the effect of these uncertainties on the performance of source control systems requires propagation of errors through BMP models. Unfortunately, it is yet difficult to obtain reasonable estimation of uncertainty from conventional formal Bayesian methods which have usually relied on unverified statistical assumptions about model residuals (Dotto et al., 2013; Evin et al., 2013). While informal methods such as the Generalized Likelihood Uncertainty Estimation (GLUE) framework apparently offer more flexibility, they often implicitly rely on the same unverified hypotheses as traditional Bayesian techniques and have generally been criticized for producing subjective uncertainty estimates (Dotto et al., 2012; Montanari, 2007; Stedinger et al., 2008). Besides, the absence of an explicit error characterization as well limits the applicability of these approaches for the propagation of uncertainty. Despite the difficulties associated with the implementation of formal Bayesian techniques, extensions of these methods have recently shown promising results for more rigorous bias description and robust uncertainty analysis (Del Giudice et al., 2013; Schoups and Vrugt, 2010; Yang et al., 2007).

The purpose of this study is therefore (1) to adequately evaluate the uncertainty in the intra-event variability of concentrations simulated from the widely used exponential wash-off model and (2) to assess the effect of this uncertainty for BMP modelling. The water quality model is calibrated from continuous turbidity and flow-rate measurements from an urban street over an 11 month period, using an autoregressive AR(1) error model to account for the autocorrelation and the non-normality of the residuals. So as to illustrate the benefits of this approach, calibration results are first compared to those obtained under the standard hypothesis of independent, homoscedastic and normally distributed residuals (standard error model). After a short discussion on calibration results, TSS concentrations simulated for 1-year rainfall period and corresponding runoff rates are used as an input to a conceptual BMP model. Parameter and predictive uncertainty associated with pollutant wash-off dynamics are thus propagated through the BMP model to evaluate the effect of uncertainty under various BMP design for both the improved and standard error models.

#### **3.3.4.2. Material and methods**

##### **a. Site and data description**

The experimental site consists of a small road catchment ( $\sim 800\text{m}^2$ ) carrying moderate traffic loads ( $\sim 8000$  vehicles per day) located in “Sucy-en-Brie” municipality, a residential district nearby Paris, France. Flow-rate and turbidity measurements were recorded over an 11 month period at a 1-min time-step from a tipping bucket flow-meter system and a multi-parameter probe located in a storm drain. Turbidity time-series were converted to total suspended solids concentrations (TSS) using a linear TSS-turbidity relationship adjusted from event mean runoff samples collected for 7 rain events (cf. 3.3.2)

A total of 175 rain events (considering a 30 minutes minimum inter-event time for their identification) were fully monitored from January 2013 to November 2013 and are thus used in this study for water quality model calibration and uncertainty analysis. (While larger inter-event times are usually considered in hydrology to ensure the identification of statistically independent rain events (Andrés-Doménech et al., 2010), the use a short duration is here essentially justified by the need to isolate as much as possible dry periods during which various processes may rapidly affect pollutant deposition).

##### **b. Water quality modelling**

The temporal variability of pollutant concentrations in runoff (from an event to another and during a storm) has traditionally been assumed to result from dry weather accumulation of pollutants on urban surfaces, followed by their removal during rain events and many conceptual water quality models thus seek to replicate these two processes from relatively simple equations (see Freni et al., 2009 for some examples). Recent findings however suggest that the reliability of such models should be questioned and concerns have more specifically been raised about the validity of accumulation functions which relate the amount of pollutants available at the beginning of a rain event to antecedent dry period duration (Kanso et al., 2006; Sage et al., 2015c; Shaw et al., 2010).

The inability of conventional water quality models to simulate pollutant accumulation for the dataset used in this study, as a result of the stochastic nature of sediment deposition, was discussed in Sage et al. (2015) (3.3.2).

In this paper, accumulation is hence deliberately left aside so as to focus on the uncertainty associated with wash-off modelling which controls the intra-event variability of TSS concentrations. A widely used wash-off equation is here considered:

$$C_i = \frac{M_i \times [1 - \exp(-C_1 \times q_i^{C_2} \times \Delta t)]}{q_i \times \Delta t} \quad (3:42)$$

Where:  $C_i$  = TSS concentration in runoff from  $t$  to  $t+\Delta t$  (subscript  $i$  is here refers to the  $i^{\text{th}}$  time-step),  $q_i$  = flow rate recorded (or simulated) at the outlet of the catchment,  $M_i$  = sediment load available on road surface at the beginning of the time-step [ $\text{g.m}^{-2}$ ],  $\Delta t$  = computation time-step (= 5 min),  $C_1$ ,  $C_2$  = wash-off model parameters. When runoff occurs ( $q_t > 0$ ), the sediment storage is updated at each time-step from the suspended solid load washed-off at the previous time step ( $M_{i+1} = M_i - C_i \times q_i \times \Delta t$ ). The model hence simply requires  $M_i$  to be specified at the beginning of each rain event (corresponding procedure is discussed in the next section).

#### c. Model calibration and uncertainty analysis

Bayesian inference and MCMC sampling. Formal Bayesian techniques have often been successfully applied in hydrological modelling and clearly offer opportunities for a robust assessment of parameter and predictive uncertainty (Bates and Campbell, 2001; Del Giudice et al., 2013; Li et al., 2011; Schoups and Vrugt, 2010; Yang et al., 2007). In this study, a Monte-Carlo Markov Chain (MCMC) sampling method based on the Metropolis-Hasting (1970) algorithm (M-H) is adopted for calibration and uncertainty analysis of the exponential wash-off model.

Under the formal Bayesian approach, model outcome for a set of parameter  $\theta$  is expressed as a probability density function of model parameters  $P(\theta/D)$  that can be derived from prior knowledge about model parameters  $P(\theta)$  updated by observations  $D$ . Assuming non-informative (e.g uniform) prior  $P(\theta)$ , the posterior probability density function of model parameters  $P(\theta/D)$  can be shown to be proportional to the likelihood function  $L(D/\theta)$  which measures the probability of simulation errors and reflects the structure of the residuals between observation and model outputs. Once the likelihood function specified, posterior parameter distribution  $P(\theta/D)$  can be estimated numerically from the M-H algorithm which generates a random walk through the space of parameters that converges to the posterior probability function  $P(\theta/D)$  (Chib and Greenberg, 1995).

Error model formulation. The specification of a likelihood function directly relates to the selection of a statistical error model to describe the residuals  $e_i$  between model outputs and observations (Schoups and Vrugt, 2010). In many applications, residuals have been assumed to be independent, homoscedastic and normally distributed  $e \sim N(0, \sigma_e)$ . Under such hypothesis  $P(\theta|D)$  can be computed from:

$$P(\theta|D) \propto L(D|\theta) = \prod_{i=0}^N \left[ \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma_e^2}} \exp\left(-\frac{e_i^2}{2\sigma_e^2}\right) \right] \quad (3:43)$$

Unfortunately, such assumptions are generally unrealistic in both natural and urban hydrology, especially when dealing with high frequency flow rates or water quality measurements (Del Giudice et al., 2013; Sage et al., 2015c), and recent results suggest that strong violation of these statistical hypotheses may lead to erroneous estimation of parameter and prediction uncertainty (Dotto et al., 2013; Evin et al., 2013; Schoups and Vrugt, 2010; Thyer et al., 2009). In this study, a non-normal autoregressive AR(1) error model and log-sinh variance stabilization technique (Del Giudice et al., 2013; Wang et al., 2012) are thus introduced for a more realistic bias description:

$$e_i = g(y_{sim,i}) - g(y_{obs,i}) = \rho \times e_{i-1} + \varepsilon_i \quad (3:44)$$

$$g(y_{sim,i}) = \frac{1}{b} \log[\sinh(a + by_{sim,i})] \quad (3:45)$$

Where:  $y_{obs,i}$  = observations,  $y_{sim,i}$  = model outputs,  $e_i$  = residuals in the transformed space,  $\rho$  = autocorrelation coefficient,  $\varepsilon_i$  = stochastic innovations,  $a$  and  $b$  = log-sinh transformation parameters. Assuming that innovations  $\varepsilon_t$  follow a Student-t distribution with standard deviation  $\sigma$  and  $\nu$  degrees of freedom, the likelihood function becomes (Yang et al., 2007):

$$L(\theta|D) = \frac{\Gamma\left(\frac{\nu+1}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{\nu}{2}\right)} \frac{\sqrt{1-\rho^2}}{\sigma\sqrt{\pi(\nu-2)}} \left[ 1 + \frac{e_0^2(1-\rho^2)}{(\nu-2)\sigma^2} \right]^{-\frac{\nu+1}{2}} \left| \frac{dg}{dy} \right|_{y_0} \prod_{i=1}^N \left[ \frac{\Gamma\left(\frac{\nu+1}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{\nu}{2}\right)} \frac{1}{\sigma\sqrt{\pi(\nu-2)}} \left( 1 + \frac{\varepsilon_i^2}{(\nu-2)\sigma^2} \right)^{-\frac{\nu+1}{2}} \left| \frac{dg}{dy} \right|_{y_i} \right] \quad (3:46)$$

Where:  $N$  = number of observations,  $\varepsilon_i$  = innovations at the  $i^{\text{th}}$  time-step,  $|dg/dy|$  = derivative of the log-sinh function,  $\Gamma$  = Gamma function.

Note that for the first time step  $e_0$  is here assumed to follow the same distribution as  $\varepsilon_i$ , as suggested in previous studies (Evin et al., 2013; Yang et al., 2007).

*Uncertainty analysis implementation.* So as to evaluate the benefits of a statistically correct bias description, wash-off model calibration is conducted for both the “standard” and “improved” (e.g. autoregressive, heteroscedastic and non-normal) error models with corresponding likelihood functions (equations (3:43) and (3:46)).

M-H algorithm is run for 100.000 iterations from a previously identified maximum likelihood estimate and jump probability is automatically adjusted to approximately achieve a 23% acceptance rate (see Roberts et al., 1997). Because pollutant accumulation over the surface of the road is not represented in this study, the sediment storage  $M_i$  available at the beginning of each rain event is adjusted from a simple least square optimization at each iteration of the M-H algorithm, and the calibration procedure thus solely investigates the uncertainty associated with the intra-event variability of pollutant concentrations and wash-off model parameters. Fitted  $M_i$  values are here assumed to range from 0 to 20 g/m<sup>2</sup>, in accordance with previous literature results (Deletic and Orr, 2005; Vaze and Chiew, 2002; Zhao et al., 2011).

Posterior probability distribution for wash-off model parameters  $C_1$  and  $C_2$  as well as autocorrelation coefficient  $\rho$  and log-sinh transformation parameters  $a$  and  $b$  are estimated jointly within the Bayesian framework for uniform prior distribution  $P(\theta)$ . For the second likelihood function, the optimal value for the degrees of freedom  $\nu$  of the Student t-distribution is determined after performing calibration for different values of  $\nu$ , and checking corresponding innovations against their theoretical distribution, following the approach of Yang et al. (2007).

Parameter and total predictive uncertainties (combining stochastic errors and parameter uncertainty) are finally propagated by running the model for 5.000 sets of parameters sampled from the estimated posterior distribution  $P(\theta/D)$  to generate confidence intervals for both the “standard” and “improved” error models. For each sample, a random error term (Gaussian white noise or auto-correlated bias with Student-t innovations) is hence added to model outputs to compute total predictive uncertainty. (A detailed methodology for the calculation of confidence intervals can be found in Li et al., 2011)

#### d. BMP modelling and propagation of uncertainty

*Stormwater management modeling.* A conceptual BMP model is adopted to assess the effect of uncertainties associated with pollutant wash-off dynamics for the modelling and the evaluation of on-site stormwater management practices. This model was initially developed to simulate both volume control (e.g. capture and abatement of some fraction of runoff) and flow-rate control strategies (e.g. storage and release of captured volumes). The facility consists in a simple storage unit, providing volume control through infiltration or evapotranspiration, and from which discharge may either occur as overflow (volume control only) or release at controlled rate through a flow limiting device (cf. Figure 3.27).

The model, intended to provide a relatively detailed description of the hydrological processes in the facility, may be described as more sophisticated than several of the approaches adopted to evaluate the effect of source control-systems for larger scale-studies (Burns et al., 2012; Freni and Oliveri, 2005; Petrucci et al., 2013) and somehow similar to the BMP feature implemented in the United States Environmental Protection Agency Storm Water Management Model (Rossman, 2010b).

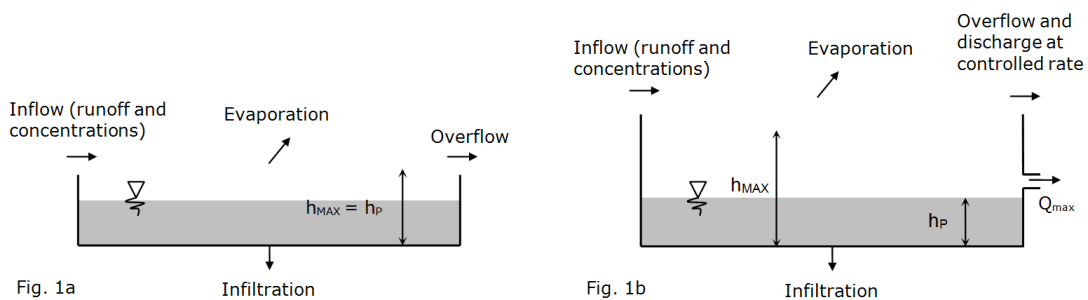


Figure 3.27 – Conceptual BMP model – 1a: volume reduction strategies, 1b: flow-rate control strategies

While the ability of source-control systems to provide stormwater treatment is often considered (Wild and Davis, 2009; Wong et al., 2006), a strictly hydrological modelling approach is here adopted, and specific processes such as settling or adsorption are not accounted for: pollution control hence simply results from the volume reduction associated with infiltration and evaporation. This choice is chiefly motivated by (1) the finding that load reductions do not systematically result from a decrease of pollutant concentrations at the outlet of the facilities (Bressy et al., 2014; Trowsdale and Simcock, 2011) and (2) the large uncertainties surrounding stormwater treatment modelling that heavily relies on observations (Imteaz et al., 2013).

The BMP can be described by its relative size  $b$  (expressed as the ratio of infiltration area to drainage area), a maximum water elevation  $h_{\text{MAX}}$  (mm), a permanent interception depth  $h_p$  (mm) (in the case of volume control strategies  $h_p = h_{\text{MAX}}$ ) and a maximum outflow rate  $Q_{\text{MAX}}$  ( $\text{l}\cdot\text{s}^{-1}\cdot\text{ha}^{-1}$ ) (flow rate control strategies only). Outflow rates are here calculated from a simple orifice function assuming that  $Q_{\text{MAX}}$  is reached at the maximum water elevation  $h_{\text{MAX}}$ . A Green-Ampt model coupled with a conceptual soil moisture redistribution scheme introduced by Milly (1986) is implemented to simulate infiltration and evapotranspiration fluxes are calculated from meteorological records (Penman-Monteith reference evapotranspiration). As compared to conventional BMP models which often rely on simple approaches to simulate soil moisture redistribution (or simply ignore this process) (Browne et al., 2008), this model explicitly accounts for the variations in water content within the soil profile and their influence on infiltration rates. While lateral infiltration is sometimes considered for specific BMP designs such as infiltration trenches (Freni and Oliveri, 2005; Freni et al., 2009a; Locatelli et al., 2015), the model adopted here only simulates vertical infiltration (assuming that the shape of the facility is not too elongated).

Because the infiltration-redistribution model requires soil hydrodynamic parameters to be specified, a soil description based on the United States Department of Agriculture classification (Rawls et al., 1982) is here adopted (soil type may hence be seen as an additional model parameter). Concentrations in the storage unit are finally computed considering the BMP as a perfect reactor where runoff inflow instantaneously mixes with stored water

*Propagation of uncertainty.* So as to clarify the benefits of a statistically correct bias description (consistent with the assumptions about the residuals), predictive and parameter uncertainties are propagated through the BMP model for both the “standard” and “improved” error models. BMP model response is evaluated from the annual pollutant load reduction efficiency  $\eta$  simulated for 2 designs scenarios (cf. Tableau 3.19). The approach adopted for the propagation of uncertainties is similar to the one described in the previous section (for the production of confidence intervals), although a lower number of run (500) is here performed due to the computational cost associated with BMP modelling. (Because the purpose of the procedure is to illustrate the potential effect of modelling uncertainties rather than providing a precise estimation of the distribution of simulated efficiencies, the use of a larger number of simulations is not necessarily required. Further details can be found as supplementary material – cf. Annexe C.4).

### 3.3 - Modélisation de la dynamique d'émission des contaminants

Design scenario	b (%)	h <sub>P</sub> (mm)	h <sub>MAX</sub> (mm)	Q <sub>MAX</sub> (l/s/ha)	Soil Type
Volume reduction	1 to 10	100	100	0	Silt Loam <sup>1</sup>
Flow rate control	5	0	400	5	Silt Loam <sup>1</sup>

*Tableau 3.19 – Configuration of the BMP model for the propagation of uncertainties (1 cumulative runoff volume associated with each container (1 corresponding saturated hydraulic conductivity is 6.8 mm/h)*

A simple linear reservoir model is implemented to generate runoff volumes from an urban street for a 1-year rainfall record (Paris region, 01/06/2007 to 01/06/2008), considering 1mm initial losses, a  $10^{-8}$  m.s<sup>-1</sup> infiltration through road surface (in addition of evaporation) and a 1-min lag time to simulate flow routing (proposed parameterization is based on the observations of Ramier et al, 2011). TSS concentrations are computed from simulated runoff volumes and used as inputs of the BMP model. Here, the use of simulated flow-rates is essentially justified by the absence of records for some periods of the observation time-series (Sage et al., 2015c) and the need to evaluate BMP performance from a more representative array of rain events. Because the wash-off equation requires initial sediment load  $M(t_{0,i})$  to be specified at the beginning of each rain event, hypotheses regarding pollutant accumulation are necessary to generate concentration time series. The widely used Alley and Smith (1981) accumulation model is therefore adopted, assuming that accumulation occurs whenever rainfall stops at very fast rate (95% of a 5g/m<sup>2</sup> equilibrium load reached within a day), which has been found to be acceptable in numerous studies (Kanso et al., 2006; Sage et al., 2015c; Shaw et al., 2010).

#### 3.3.4.3. Results and discussion

##### a. Water quality modelling

Error model consistency. As shown in Figure 3.28, the standard assumptions of independent, homoscedastic and normally distributed residuals clearly do not hold in this study. It can be noted that residuals here exhibit a very strong first order autocorrelation ( $R=0.81$ ) (Figure 3.28 (2b)) which may result from model structural errors (Beven, 2005) and is probably exacerbated by the relatively high frequency of the measurements (5 min time step) (Del Giudice et al., 2013).

In comparison, the improved (autoregressive with Student-t innovations and log-sinh transformation) error model appears to be much more consistent and diagnostic plots (Figure 3.28d and e)) indicate that corresponding statistical assumptions are not strongly



violated (best agreement to observed residuals is obtained for  $\nu = 3$ ). More specifically, Figure 3.28f shows that the heavy tailed Student-t distribution better describes large and relatively infrequent errors than the Gaussian distribution does.

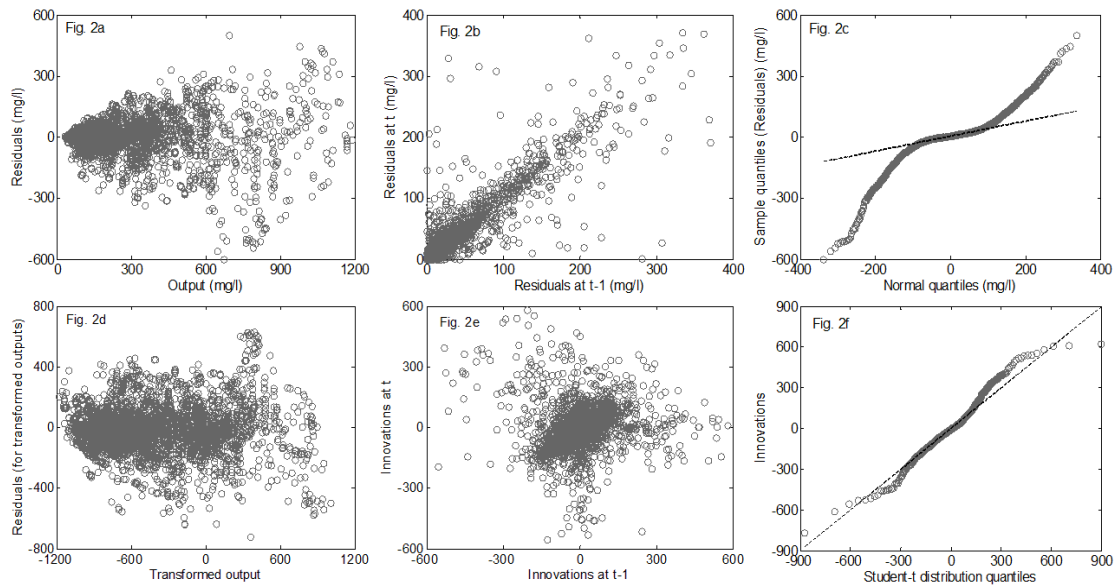


Figure 3.28 – Diagnostic plots for the standard and improved error model (2a to 2c and 2d to 2f respectively). 2a/2d: residuals as a function of model outputs, 2b/2e: residuals and innovations autocorrelation, 2c/2f: observed vs. theoretical residual or innovation quantiles

Model performance. The accuracy of the wash-off model is first evaluated using the Nash-Sutcliffe efficiency coefficient ( $E$ ) computed for non-zero TSS concentrations. The overall performance the model remains very similar for both calibration approaches, although a slightly lower value of  $E$  (0.84 vs. 0.86) is obtained for the improved error model as a result of variance stabilization (log-sinh transformation) which requires the model to fit a wider portion of the pollutographs (Dotto et al., 2013). This difference nonetheless remains very moderate as the log-sinh transformation tends to preserve the least square nature of the likelihood better than other variance stabilization methods do (Del Giudice et al., 2013).

As shown in Sage et al. (2015) (cf. 3.3.2), turbidity time-series recorded at studied site however exhibit a large seasonal variation which limits the applicability of the Nash-Sutcliffe criterion since the average of observation becomes a poor predictor of reference time series (Schaepli and Gupta, 2007). Besides, because initial pollutant load  $M(t_{0,i})$  is adjusted for each rain event, the model should be expected to naturally replicate the inter-event variability of TSS concentrations. The application of a simple constant concentration model adjusted for each rain event indeed results in an only slightly lower efficiency

( $E=0.79$ ), which suggests that model performance is in fact relatively poor (cf. Figure 3.28a and c) despite high  $E$  values. Nevertheless, detailed inspection of simulation results indicate that the wash-off model still remains a better predictor than event mean concentrations for 78% of the events and that the mean absolute percentage error for TSS predictions does not exceed 20% for half of them.

*Uncertainty analysis results.* Posterior parameter distributions estimated through the M-H algorithm for each error model are presented in Figure 3.29. In the case of wash-off coefficient  $C_1$ , calibration results clearly demonstrate that a change of the likelihood function can dramatically affect the posterior distribution of model parameters, which is consistent with previous findings (Bates and Campbell, 2001; Dotto et al., 2013; Schoups and Vrugt, 2010; Yang et al., 2007).

While the value of  $C_1$  is mostly driven by high concentrations for the standard error model (as a result of the least-square nature of (3:43)), the improved approach requires the model to fit a larger portion of the measurements and assigns greater probability to large prediction errors (heavy tailed distribution of the innovations) (Schoups and Vrugt, 2010), resulting in higher uncertainty and significantly different values for  $C_1$ . Contrariwise, posterior distribution for the second wash-off parameter  $C_2$  does not significantly differ from a calibration approach to another and  $C_2$  values thus probably remains equally acceptable regardless of the magnitude of output concentrations.

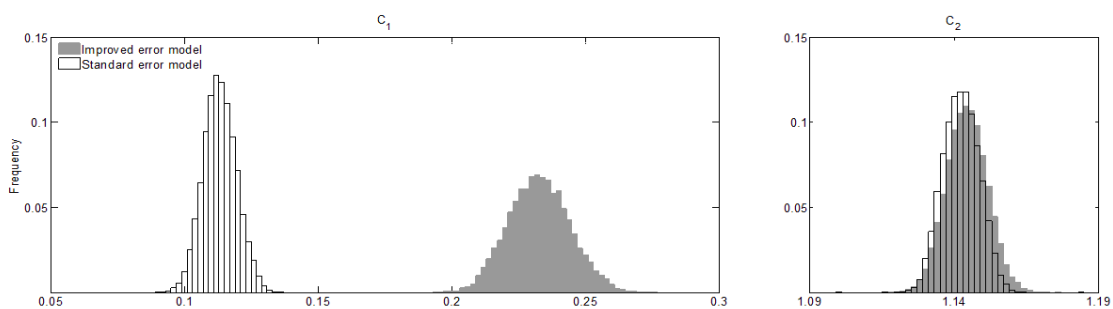
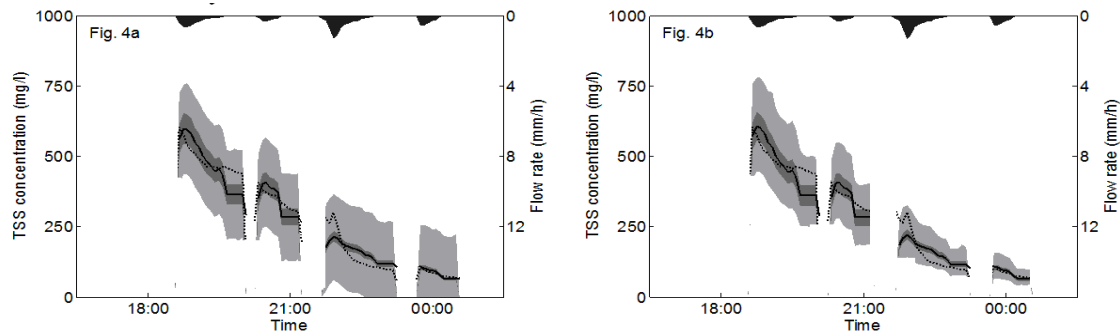


Figure 3.29 – Distributions of model parameters for both error models.

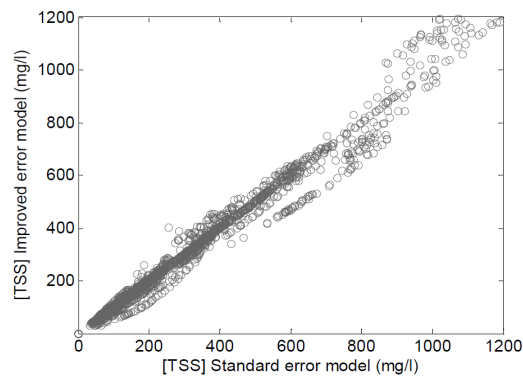
As shown in Figure 3.30, the difference in the distribution of model parameters does not necessarily result in large differences in simulated concentrations. A possible explanation is that, for several rain events, the adjustment of the initial sediment load  $M(t_{0,i})$  might actually compensate for the differences in  $C_1$  and result in an equally good fit to the measurements. Nonetheless, the comparison between the concentrations computed for each calibration

approach indicates that more significant differences may as well be observed for other rain events (cf. Figure 3.31).



*Figure 3.30 – Simulation results for the 10/04/2013 event - 4a: standard error model, 4b: improved error model. Black dashed: measured concentrations, solid black line: simulated concentrations, light shaded area: 5-95% total uncertainty, dark shaded area: 5-95% parameter uncertainty and black area: flow rate over street surface*

Further comparison between the standard and improved calibration approaches can be done by comparing confidence intervals generated for each error model. As shown in Figure 3.30, the effect of parameter uncertainty does not significantly differ from an approach to another, despite the differences in both optimal parameter values and the dispersion of posterior distributions. Conversely, the standard error model clearly produces unrealistic confidence intervals for the total predictive uncertainty as it does not account for the output dependence of the residuals (cf. Figure 3.30a). Besides, the simple addition of a random Gaussian noise to simulated concentrations does not only result in unreliable coverage of uncertainty but also fail to capture the temporal variability of the stochastic error (Dotto et al., 2011), and it is yet unclear whether such approach is acceptable if one seeks to propagate uncertainties through another model (cf. next section).



*Figure 3.31 – Comparison between the concentrations simulated for each error model (Results shown at the maximum of likelihood)*

### b. Propagation of the uncertainty in the BMP model

Simulation results for the propagation of the uncertainty associated with pollutant wash-off dynamics through the BMP model (cf. Tableau 3.19) are shown in Figure 3.32. For both design scenarios, total pollutant load reduction  $\eta$  simulated for the standard and improved error model significantly differs as a result of water quality model parameterization. Because estimates of wash-off coefficient  $C_l$  based on the improved calibration approach are almost twice as large as for the standard one (cf. Figure 3.29), the water quality model simulates a much faster sediment wash-off and therefore produces a more pronounced decrease of TSS concentrations at early stages of runoff. As a consequence, first millimeters of runoff, easily captured in the BMP, represent a larger fraction of the total washed-off sediment load, resulting in higher values for  $\eta$ . Besides, it may be noted that  $\eta$  remains systematically higher than the volume reduction efficiency (cf. Figure 3.32). These results suggest that accounting for the temporal variability of pollutant concentrations is probably necessary to assess the performance of stormwater management strategies, although simulation results may depend strongly on water quality model parameterization.

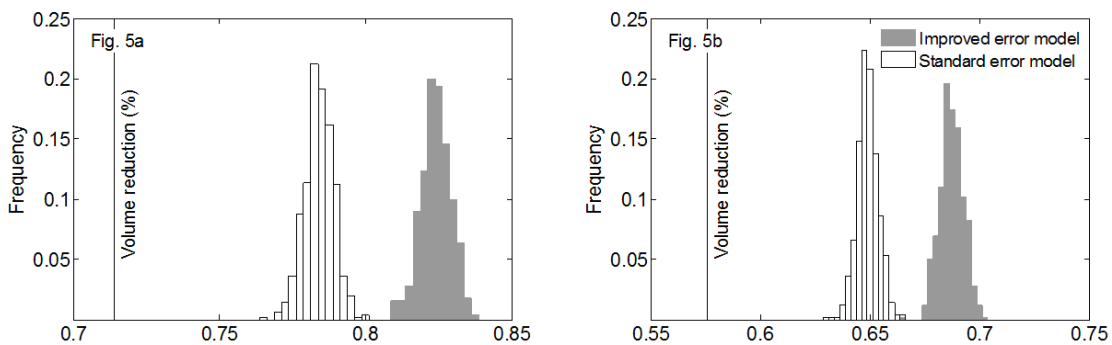
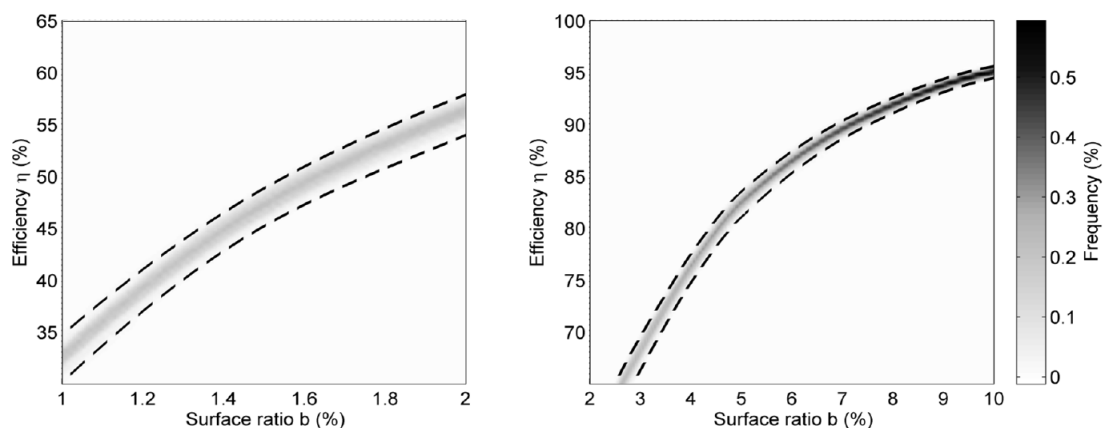


Figure 3.32 – Comparison Results for the propagation of the uncertainty in the BMP model : distribution of load reductions  $\eta$  (in %). 5a: volume reduction scenario, 5b: flow-rate control scenario

Surprisingly, while the magnitude of  $\eta$  clearly varies from a posterior distribution to another (depending on the value of  $C_l$ ), the uncertainty in model outputs, represented by the dispersion of  $\eta$ , remains very similar for the two error models and thus presumably do not depend on error structure. This uncertainty in BMP model outputs however does not solely originate from calibration uncertainty: in the case of the volume control scenario, simulated efficiencies for the first and last percentile of  $C_l$  (for the posterior distribution computed with the improved error model) for instance exhibit only a 1.4% difference,

which remains moderate as compared to the dispersion  $\eta$  shown in Figure 3.32a (2.5% difference between the first and last percentiles). This result therefore indicates that the propagation of a stochastic error term to account for the uncertainty in TSS concentrations does influence BMP model outputs, although the structure of this error (statistical properties and temporal variability) apparently has no effect on simulated efficiencies. Nonetheless, the similarity in the dispersion of  $\eta$  for the two approaches might be related to the hypothesis of a nearly invariant initial pollutant load  $M(t_{0,i})$  which reduces the variability of simulated concentrations and thus limits the incidence of the homoscedasticity assumption for the standard error model.

Comparison between the volume and the flow-rate control scenarios does not reveal major differences in the uncertainty associated with BMP model outputs. However, because the previous approach only partially explores the relation between BMP design and the dispersion of  $\eta$ , propagation of the uncertainty is additionally performed for different values of the surface ratio  $b$  in the case of the volume control strategy.



*Figure 3.33 – Results for the propagation of the uncertainty in the case of the volume reduction scenario with the improved error model : Uncertainty in simulated efficiency as a function of BMP area. The dashed black line gives the 1-99% confidence interval for simulated efficiency. (Results interpolated from the distributions calculated for 10 values of  $b$ )*

As indicated in Figure 3.33, the dispersion of  $\eta$  clearly tends to decrease as the surface ratio  $b$  increases and the difference between the first and last percentile in simulated efficiencies ranges from 4.6% to 1.3% for  $b = 1\%$  and  $10\%$  respectively. However, the magnitude of  $\eta$  is as well strongly influenced by  $b$ : the reduction in model output uncertainties for large values of  $b$  is therefore very expectable since an important fraction of the total runoff volume is captured in BMP, resulting in a very limited effect of the variability in TSS

concentration. Besides, it is finally important to acknowledge that, regardless of the value  $b$ , the dispersion of  $\eta$  remains very moderate, and should probably be regarded as negligible given the numerous assumptions associated with BMP modelling.

#### ***3.3.4.4. Conclusion and perspectives***

Calibration and uncertainty analysis of a commonly used wash-off model was conducted using a formal Bayesian approach, considering two different error models, either (1) based on the unverified assumption of homoscedastic, independent and normally distributed residuals (standard error model) or (2) assuming heteroscedastic and autoregressive errors (improved error model). For both approaches, the uncertainty associated with water quality modelling was propagated through a conceptual BMP model, whose response was evaluated from the total pollutant load reduction efficiency simulated over a 1-year period. The results of this study can be summarized as follow:

- In the case of pollutant wash-off modelling, good agreement with the statistical assumptions about the residuals could be achieved with the heteroscedastic and autoregressive error model (for Student-t innovations). Parameter distribution estimated for the improved calibration approach significantly differed from the one obtained with the standard and unverified hypotheses. Besides, the standard error model was found to produce unreliable predictive confidence intervals due the heteroscedasticity of the residuals. Further research is however needed to identify the most important statistical hypotheses to be verified for a robust assessment of parameter uncertainty. It should also be pointed out that, while the methodology adopted in this study does allow for a statistically correct bias description, it does not explicitly address measurement uncertainties and could hence be improved on the basis of advanced error models (Kavetski et al., 2006; Kuczera et al., 2006) which have yet essentially been applied to large scale rainfall–runoff modelling.
- The magnitude of pollutant removal efficiency simulated by the BMP model after propagation of the uncertainties associated with wash-off dynamics significantly differed from an error model to another as a result of the differences in parameter posterior distributions. This finding therefore indicates that BMP model outputs are in fact quite sensitive to the intra-event variability of inflow concentrations and

suggests that erroneous representation of the pollutant wash-off dynamics may bias the assessment of the performance of Best Management Practices (BMP).

For both the standard and improved approaches, pollutant removal efficiencies simulated by the BMP model were found to exhibit a very similar dispersion. While the use of a statistically correct error model is clearly needed for calibration, it is yet unclear whether it is justified for the propagation of uncertainty through another model. Besides, the uncertainty in model outputs apparently remained very moderate regardless of BMP design, which casts doubt on the necessity of accounting for the uncertainty associated with the intra-event variability of concentrations in runoff.

---

FIN DE L'ARTICLE

---

#### **3.3.5. Conclusion sur la modélisation de la dynamique d'émission des contaminants**

La possibilité de simuler, à partir de modèles conceptuels relativement simples (de type accumulation-lessivage), la dynamique d'émission des polluants particuliers (MES) à l'exutoire de chaussées urbaines et du zinc dissous au niveau d'éléments de couverture en zinc a été étudiée.

Dans le cas des MES, la confrontation des concentrations simulées à partir d'un modèle d'accumulation-lessivage à des mesures en continu et sur des périodes longues de la qualité des eaux de ruissellement indique de manière générale que le pouvoir prédictif des modèles usuels est probablement très limité. Les résultats précédents suggèrent en particulier que, si des estimations satisfaisantes des concentrations dans le ruissellement pourraient éventuellement être obtenues pour des applications portant sur un nombre réduit d'évènements pluvieux, la représentation traditionnelle du processus d'accumulation des polluants, comme une fonction de la durée de temps sec entre deux pluies, s'avère inadéquate lorsque des périodes longues de modélisation sont considérées. Pour la chaussée étudiée, le caractère imprévisible de l'accumulation expliquerait donc en grande partie l'inaptitude du modèle retenu à reproduire les concentrations mesurées. L'application du modèle à des périodes courtes de modélisation (3.3.2.3.b) et l'analyse plus spécifique de sa composante de lessivage (3.3.4.3.a) révèlent cependant que ce faible pouvoir prédictif ne

résulte pas uniquement de la difficulté à simuler le processus d'accumulation : la formulation des modèles usuels de lessivage ne permet en effet pas systématiquement de reproduire la variabilité des concentrations observées.

Pour le zinc, les expérimentations réalisées en laboratoire ou en conditions d'exposition naturelles mettent en premier lieu en évidence une certaine homogénéité de la dynamique d'émission, avec une diminution systématique et rapide des concentrations en début d'évènement pluvieux, lesquelles se stabilisent ensuite autour d'une valeur approximativement constante (alors que des fluctuations beaucoup plus erratiques sont à l'inverse observées dans le cas des MES des chaussées). Les modèles usuels de lessivage peuvent alors aisément être modifiés de manière à reproduire l'allure des pollutogrammes observés pour une pluie donnée. Les résultats obtenus suggèrent également que la durée de temps sec séparant deux évènements pluvieux pourrait en partie conditionner les concentrations en zinc dans les premiers millimètres de ruissellement. Le recours aux modèles usuels d'accumulation apparaît donc ici plus réaliste que dans le cas des contaminants particuliers et un modèle d'accumulation-lessivage, adapté à la dynamique d'émission du zinc, peut alors être introduit. De la même manière que pour les MES, les concentrations en zinc simulées demeurent cependant incertaines et ce modèle n'explique donc que partiellement la variabilité temporelle des concentrations mesurées.

De manière générale, le travail précédent confirme donc que les modèles conceptuels d'accumulation-lessivage ne permettent de simuler que de manière assez approximative la dynamique d'émission des contaminants au niveau des surfaces urbaines étudiées. Dans le cas des MES, le développement de modèles permettant de tenir compte du caractère stochastique de l'accumulation et de mieux décrire le processus de lessivage semble en particulier nécessaire pour mieux reproduire la variabilité des concentrations observées. De la même façon, une validation du modèle proposé pour le zinc à partir de mesures plus fines de concentrations serait probablement souhaitable. Dans les deux cas, l'acquisition d'observations supplémentaires apparaît indispensable pour une meilleure compréhension de la variabilité temporelle des concentrations dans le ruissellement et une évaluation plus robuste des performances des modèles utilisés.

En absence de résultats supplémentaires, les modèles étudiés demeurent cependant l'une des rares solutions permettant de simuler la variabilité temporelle des concentrations dans



le ruissellement. Bien que n'offrant qu'une description simplifiée de la dynamique d'émission des contaminants, les modèles d'accumulation-lessivage présentés en 3.3.2 et 3.3.3 pourraient ainsi être utilisés dans la suite pour modéliser de manière idéalisée le comportement des contaminants en amont des techniques alternatives.

La paramétrisation de ces modèles étant à la fois incertaine, dépendante des méthodes de calage utilisées et spécifique aux sites ou matériaux étudiés, l'identification de « configurations type » (quant à paramétrisation des modèles), supposées offrir une description satisfaisante et représentative de la dynamique d'émission des polluants particuliers au niveau de chaussées urbaines ou du zinc dissous par des éléments de toitures métalliques, n'est vraisemblablement pas pertinente pour la suite de ce travail. Les modèles précédents pourront en revanche être utilisés pour évaluer de façon plus théorique et systématique l'incidence de certaines caractéristiques de la dynamique d'émission des contaminants (i.e. influence ou non de la durée du temps sec, de l'intensité des précipitations...) sur l'efficacité des techniques alternatives, en évaluant notamment la sensibilité des résultats de modélisation à leur paramétrisation. Etant donné le faible pouvoir prédictif des modèles utilisés, il conviendra également de s'interroger sur la nécessité d'une modélisation fine de la variabilité temporelle des concentrations pour des applications telles que l'analyse de différents scénarios de gestion du ruissellement. Comme l'indiquent les résultats précédents (cf. 3.3.4), une description approximative de la distribution des masses lessivées en fonction des volumes ruisselés pourrait en effet s'avérer suffisante dans le cadre de cette étude. Ici encore, une analyse de la sensibilité des flux de polluants simulés à l'aval des dispositifs de gestion des eaux pluviales aux paramètres des modèles d'accumulation-lessivage semble donc nécessaire pour mieux comprendre l'influence de la dynamique d'émission des contaminants sur les abattements simulés.

### 3.4. Conclusions et perspectives

La description des pertes par infiltration dans les dispositifs de gestion à la source des eaux pluviales et la prise en compte de la dynamique d'émission des contaminants au niveau des surfaces urbaines constituent deux aspects importants de la démarche de modélisation retenue pour analyser l'incidence du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives sur la maîtrise des flux de polluants. Dans cette partie, la modélisation de

l'infiltration et de la production des contaminants ont donc fait l'objet d'un approfondissement, avec (1) le développement d'un modèle d'infiltration-redistribution destiné à mieux rendre compte de la variabilité temporelle des pertes hydrologiques dans les ouvrages de gestion et (2) l'évaluation des modèles usuels d'accumulation-lessivage pour deux dynamiques d'émission, en distinguant le cas des sédiments issus de chaussées urbaines et du zinc dissous au niveau de toiture en zinc.

Le modèle d'infiltration-redistribution proposé peut être envisagé comme une généralisation de la formule de Green-Ampt, permettant de représenter de façon explicite mais simplifiée l'évolution du profil de teneur en eau dans le sol entre deux événements pluvieux. L'évaluation du modèle, basée sur une comparaison à des solutions numériques de l'équation de Richards, indique que ce dernier est généralement capable de simuler avec une précision très satisfaisante la variabilité des flux d'infiltration dans les techniques alternatives. Bien que ne décrivant que de façon assez approximative le processus de redistribution, ce modèle apparaît donc comme une solution pertinente pour la modélisation des dispositifs de gestion des eaux pluviales (notamment parce-que présentant des temps de calcul suffisamment réduits pour envisager une application à des périodes longues de précipitation pour un grand nombre de scénarios de gestion). Dans la suite, celui-ci est donc adopté pour l'analyse du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives. Si les résultats précédents mettent clairement en évidence l'intérêt d'une prise en compte du processus de redistribution pour une modélisation fine de la variabilité des flux d'infiltrations dans les ouvrages, des estimations assez satisfaisantes de ces flux pourraient également être obtenues en négligeant les variations de l'état hydrique du sol d'un événement à l'autre (à condition de choisir convenablement la teneur en eau initiale du sol). L'analyse du modèle d'infiltration-redistribution ne portant que sur un nombre limité de scénarios de gestion, elle ne permet cependant pas de conclure quant à l'opportunité d'une description simplifiée de l'infiltration (absence de redistribution, voire hypothèse d'une infiltration constante) pour des applications telles que l'estimation de volumes infiltrés cumulés pour des périodes longues de précipitations. Une étude plus approfondie de l'incidence du niveau de détail apporté à la représentation des pertes par infiltration, en considérant une grande variété de scénarios de gestion, pourrait donc s'avérer pertinente et permettrait d'identifier les approches les plus adaptées pour la modélisation des techniques alternatives.

### 3 - Développement d'une chaîne de modélisation consolidée

---

Pour la description de la dynamique d'émission des contaminants, des formulations classiques ou modifiées des modèles usuels d'accumulation-lessivage ont été évaluées à partir (1) de mesures en continu de turbidité au niveau d'une chaussée urbaine et (2) d'une combinaison d'observations in-situ ou en condition contrôlée de l'évolution des concentrations en zinc au niveau de panneaux en zinc. Les résultats suggèrent de manière générale qu'une représentation simplifiée de la production de polluants, basée sur des modèles conceptuels n'intégrant qu'un nombre réduit de paramètres hydrologiques (intensités précipitées ou débits ruisselés et durée de temps sec entre deux événements pluvieux), ne permet pas de rendre compte de l'ensemble des processus contrôlant la variabilité des concentrations dans le ruissellement. Dans le cas des sédiments lessivés au niveau des chaussées urbaines, le faible pouvoir prédictif des modèles usuels pourrait ainsi être en partie expliqué par le caractère imprévisible de l'accumulation, ne pouvant être décrite comme une simple fonction de la durée de temps sec séparant deux événements pluvieux. Bien qu'une modification des modèles existants semble, pour le zinc, permettre de décrire de façon plus satisfaisante la variabilité des concentrations dans le ruissellement, les concentrations simulées demeurent incertaines et la capacité des formulations étudiées à reproduire la dynamique d'émission des polluants particuliers comme dissous sur des périodes longues peut probablement être remise en question. Etant données la complexité et la diversité des processus contrôlant l'accumulation, le lessivage ou la dissolution des contaminants au niveau des surfaces urbaines, l'insuffisance des approches traditionnelles semble inévitable et le développement de modèles hybrides, combinant approches déterministes et stochastiques, pourrait donc être envisagé à l'avenir pour mieux rendre compte de la variabilité temporelle des concentrations dans le ruissellement. Dans la suite, les modèles d'accumulation-lessivage étudiés sont cependant conservés pour simuler différentes dynamiques de production des contaminants en amont des ouvrages de gestion. En dépit de leur pouvoir prédictif limité, ces derniers permettent alors de modéliser de manière idéalisée la production de polluants particuliers ou dissous et peuvent donc être utilisés pour évaluer de façon théorique l'incidence de certaines caractéristiques de la dynamique d'émission des contaminants sur l'efficacité des techniques alternatives.

Deux composantes importantes de la chaîne de modélisation « surface urbaine + ouvrage » présentée en 2.3 ont pu être approfondies avec : (1) le développement d'un modèle d'infiltration-redistribution pour la description des pertes hydrologiques dans les dispositifs de gestion, (2) l'identification des limites des modèles usuels de production des flux de

contaminants et (3) la sélection de deux formules de lessivage permettant de simuler des dynamiques d'émission distinctes. Si ce travail permet bien d'envisager une consolidation de la démarche de modélisation présentée dans la partie précédente, il conviendra de s'interroger sur l'incidence des différentes hypothèses ne renvoyant pas directement à la description de la production de contaminants au niveau des surfaces urbaines ou de l'infiltration dans l'ouvrage. Le développement d'une chaîne de modélisation offrant une représentation suffisamment détaillée des dispositifs de gestion semble en particulier nécessaire afin de déterminer si la description simplifiée adoptée en première approche (cf. 2.3) est bien acceptable dans le cadre de cette étude. L'évaluation des modèles de production des flux de contaminants met par ailleurs clairement en évidence la difficulté que pourrait poser la paramétrisation de certains sous-modèles, pour lesquels l'identification de « configurations type », c'est-à-dire de valeurs de paramètres supposées réalistes et représentatives des situations susceptibles d'être rencontrées dans la réalité, semble impossible. Préciser l'influence des différents paramètres d'entrée d'une telle chaîne de modélisation apparaît donc comme un pré-requis à son application pour l'analyse du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives.



# Partie 4.

## Construction et analyse de sensibilité d'une chaîne de modélisation « de référence »

### 4.1. Introduction

L'approche retenue pour évaluer l'incidence du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives sur les rejets d'eau et de polluants est la modélisation d'un système « surface urbaine + ouvrage » permettant de simuler différents scénarios de gestion du ruissellement, en considérant des dynamiques variées de production des flux d'eau et de contaminants (le principe général de cette démarche a été exposé dans la seconde partie du mémoire). Dans la partie précédente, la description des pertes hydrologiques dans le dispositif de gestion et la modélisation de la dynamique d'émission des polluants au niveau des surfaces urbaines ont fait l'objet d'une analyse approfondie, permettant d'envisager la construction d'une chaîne de modélisation « de référence », c'est-à-dire destinée à être par la suite utilisée pour l'étude du dimensionnement et du fonctionnement des techniques alternatives. L'objectif de cette quatrième partie est donc en premier lieu de proposer un modèle conceptuel pour l'analyse de différentes stratégies de gestion à la source du ruissellement offrant, en comparaison de la première application présentée dans la Partie 2, une représentation plus aboutie du système « surface urbaine + ouvrage ».

La chaîne de modélisation présentée par la suite ne pourra cependant qu'offrir une vision idéalisée du système « surface urbaine + ouvrage », reposant sur différentes hypothèses simplificatrices, et potentiellement dépendante de sa paramétrisation. Analyser la contribution des paramètres d'entrée ou des hypothèses de modélisation à la variabilité des réponses de ce modèle semble par conséquent essentiel avant d'envisager une quelconque

application à l'étude du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives. Une analyse de sensibilité est donc mise en œuvre de manière à (1) préciser l'incidence de l'incertitude quant à la paramétrisation de certains sous-modèles, (2) évaluer l'importance de différentes hypothèses simplificatrices et plus généralement (3) d'étudier le comportement de la chaîne de modélisation de « référence » pour une grande diversité de scénarios de gestion du ruissellement (en considérant à la fois des dynamiques variées de production des flux d'eau et de contaminants et différents scénarios de conception des techniques alternatives). Si une description relativement simple des dispositifs de gestion des eaux pluviales a dans un premier temps pu être adoptée (cf. 2.3), une représentation plus détaillée est ici délibérément retenue afin de déterminer si la production de recommandations génériques, ne faisant appel qu'à un nombre limité de paramètres pour la description des différents scénarios de gestion du ruissellement, est ou non envisageable.

Bien que l'analyse de sensibilité soit généralement perçue comme une étape clé du développement d'un modèle (Jakeman et al., 2006), sa mise en œuvre s'est longtemps appuyée sur des méthodes locales d'une grande simplicité visant à évaluer l'effet d'une variation de l'un des paramètres d'entrée en maintenant les autres à une valeur « nominale ». Si de telles approches peuvent fournir une information quant au comportement d'un modèle autour d'une configuration donnée (ou « nominale »), elles ne permettent en revanche pas d'explorer de façon systématique l'espace des paramètres et ne sont donc en principe pas adaptées à l'étude de modèles non-linéaires (Saltelli and Annoni, 2010). Les méthodes d'analyse de sensibilité globale (« Global Sensitivity Analysis » ou GSA), destinées à caractériser la variabilité des réponses d'un modèle pour l'ensemble du domaine de variation de ses paramètres d'entrée, ont donc fait l'objet d'une attention croissante pour l'évaluation des modèles environnementaux (Gan et al., 2014; Nossent et al., 2011; Pappenberger et al., 2008; Sun et al., 2012), avec quelques applications prometteuses dans le domaine de l'hydrologie urbaine (Vanrolleghem et al., 2015).

L'objectif de la démarche de modélisation proposée dans le cadre de cette étude étant l'évaluation de différents scénarios de gestion des eaux pluviales, le recours à une approche locale, supposant la définition d'une ou plusieurs configurations « nominales », n'apparaît pas réellement pertinent et une méthode globale sera donc privilégiée pour l'analyse de sensibilité de la chaîne de modélisation.

Les paragraphes qui suivent correspondent à l'article « *Modelling the efficiency of source control systems for the management of urban runoff – A variance based sensitivity analysis* » (2016, soumis). Après une présentation détaillée de la chaîne de modélisation (correspondant à une annexe de l'article), une méthode d'analyse de sensibilité globale est introduite et mise en œuvre, en considérant comme variables de sortie du modèle différents indicateurs permettant de caractériser l'efficacité des dispositifs de gestion à la source du ruissellement.

## Description détaillée de la chaîne de modélisation de référence (Annexe A de l'article présenté en 4.2)

### 1. Production sub-model

#### 1.1. The rainfall-runoff model

Runoff volumes are computed from a simple linear reservoir model, with retardation factor  $1/T_P$  ([T]), accounting for both surface depression  $SD_P$  ([L]) and continuous losses associated with evaporation or infiltration (urban streets only). Potential evaporation rates are estimated from Penman-Monteith reference evapotranspiration  $ETP_0$  ([L.T<sup>-1</sup>]) using a multiplicative factor  $EF_P$  (cf. Eq. 1) and infiltration through road surfaces is assumed to occur at a constant rate  $K_P$ . The water balance equation may thus be written as follow:

$$\frac{dh}{dt} = R - Q_P - EF_P \times ETP_0 - K_P \quad (\text{A.1})$$

Where:  $R$  = rainfall rate ([L.T<sup>-1</sup>]),  $h$  = rainfall depth accumulated on the catchment ([L]),  $Q_P$  = runoff rate leaving the production sub-model ([L.T<sup>-1</sup>]) computed under the linear reservoir model assumption, e.g.  $Q_P = 1/T_P \times (h - SD_P)$  if  $h > SD_P$  and  $Q_P = 0$  otherwise. An additional condition is implemented so that  $Q_P$  never exceeds rainfall excess  $h - SD_P$ . In this study,  $Q_P$  is computed at a 6s time step for each 5 min rainfall measurement (because  $T_P$  is often close or smaller than 5 min, the use of a smaller time-step is need to account for transfer). The average runoff rate associated with each 5-min time step  $\Delta t$  is denoted as  $q_t$  (where subscript  $t$  refers to an average value between  $t$  and  $t+\Delta t$ ).

#### 1.2. The water quality model

The production sub-model relies on conceptual accumulation and wash-off functions to calculate pollutant concentrations in runoff (at a 5min time-step). The general form of the wash-off model is a combination of two widely used equations, and incorporates both a source and a transport limited component (see Bai and Li, 2013):



$$C_{R,t} = C_{t,TL} + C_{t,SL} \quad (A.2)$$

Where:  $C_{R,t}$  = average concentration in runoff ( $[M.L^{-1}]$ ) between  $t$  and  $t+\Delta t$ ,  $C_{t,TL}$  = transport limited component and  $C_{t,SL}$  = source limited component.

$$C_{t,TL} = \frac{1}{q_t \times \Delta t} \times (C_0 \times q_t^{C_3} \times \Delta t) \quad (A.3)$$

$$C_{t,SL} = \frac{1}{q_t \times \Delta t} \times M(t) \times [1 - \exp(-C_1 \times q_t^{C_2} \times \Delta t)] \quad (A.4)$$

Where:  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  and  $C_3$  = wash-off model parameters,  $M(t)$  = pollutant load available on road or roof surface at  $t$  associated with the source limited component  $[M.L^{-2}]$ . When runoff occurs ( $q_t > 0$ ),  $M(t)$  is updated at each time-step for the source limited term  $C_{t,SL}$  (e.g.  $M(t+\Delta t) = M(t) - C_{t,SL} \times q_t \times \Delta t$ ). During zero-runoff periods,  $M(t)$  is computed with the following accumulation equation:

$$\frac{dM(t)}{dt} = D \times [M_{LIM} - M(t)] \quad (A.5)$$

Where:  $D$  = pollutant accumulation coefficient  $[T^{-1}]$  and  $M_{LIM}$  = maximum  $M(t)$  value ( $[M.L^{-2}]$ ). (Note that for large values of  $D$ , previous equation reverts to an instantaneous accumulation model).

## 2. Facility sub-model

### 2.1. General description

The facility consists in a simple storage unit, providing volume control through infiltration ( $Q_{INF}$ ) or evapotranspiration, and from which discharge may either occur as overflow ( $Q_O$ ) or release at controlled rate ( $Q_{CTRL}$ ) through a flow limiting device. The current storage volume in the facility is denoted as  $h_F(t)$  ( $[L]$ ). As for the production sub-model, potential evapotranspiration fluxes are computed from reference evapotranspiration records using multiplicative factor  $EF_F$ . During ponding periods ( $h_F \neq 0$ ), only standing water evaporation is considered, whereas the infiltration-redistribution model accounts for evapotranspiration from the soil during non-rainfall periods (cf. 2.2). Potential evaporation and evapotranspiration fluxes are computed using the same  $EF_F$  factor: given the uncertainty regarding the description of these fluxes (estimated from reference evapotranspiration measurements  $ETP_0$ ), introducing a distinction between standing water evaporation and soil water evapotranspiration is not really relevant.

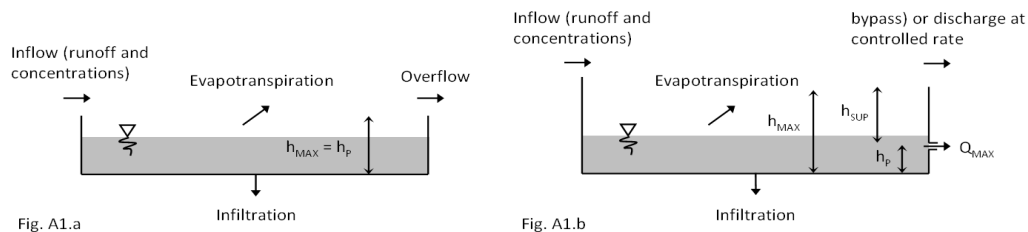


Figure A.1 - The conceptual storage unit A.1.a: volume reduction strategies, A.1.b: flow-rate control strategies

Parameters related to the design of the stormwater management facility primarily include its size  $b$  (expressed as a ratio to drainage area), a dead volume storage  $h_P$  ([L]) and, in the case of flow rate control strategies, the normalized design outflow rate  $Q_{MAX}$  ([L.T<sup>-1</sup>]) expressed as a discharge rate over catchment area (the actual outflow rate is here denoted as  $Q_{CTRL}$ ) and a complementary storage capacity  $h_{SUP}$  ([L]) (cf. figure A1). While surface depressions on the soil surface could have been included in  $h_P$ , they are here treated as an independent parameter  $SD_F$  ([L]). In this study,  $h_P$ ,  $h_{SUP}$ ,  $SD_F$ ,  $Q_{CTRL} \times dt$ , and the current storage volume  $h_F(t)$  ([L]) are expressed as runoff depth over the area of the facility. The water balance equation is thus:

$$\frac{dh_F}{dt} = \frac{Q_P}{b} + R - EF_F \times ETP_0 - Q_{INF} - Q_O - Q_{CTRL} \quad (A.6)$$

Introducing the maximum water elevation  $h_{MAX} = h_{SUP} + h_P$ , it can be noted that the overflow term  $Q_O$  in previous equation remains 0 unless  $h_F > SD_P + h_{MAX}$ . Details for the calculation of  $Q_{CTRL}$  can be found in 2.3.  $Q_O$  is computed using  $Q_O \times dt = \max(h_F - SD_P - h_{MAX}, 0)$ . Due to the high non-linearity of the differential equations governing  $Q_{INF}$ , previous equation is solved at a variable time-step (0.15s to 2.5-min) to avoid numerical errors in the calculation of  $Q_{INF}$  (this time-step  $d_t^*$  is automatically adjusted to ensure that the difference in  $Q_{INF}$  values computed at a  $2 \times d_t^*$  and  $d_t^*$  time-step over 5-minutes remain smaller than 0.5%).

The concentration in the storage unit  $C_F$  is computed considering the facility as a perfect reactor where runoff inflow instantaneously mixes with stored water. Introducing the bypass parameter  $ByP$ , two options may be considered when the maximum water elevation is reached. If the storage unit is bypassed ( $ByP = 1$ ) runoff concentration  $C_R$  is associated with  $Q_O$ , and if the storage unit simply overflows ( $ByP = 0$ )  $Q_O$  is associated with  $C_F$ . The mass balance equation for facility may hence be written as follow:

$$\frac{dM_F}{dt} = C_R \times \left( \frac{Q_P}{b} - Q_O \times ByP \right) - C_F \times \left[ EF_F \times ETP_0 + Q_{INF} + Q_{CTRL} + Q_O \times (1 - ByP) \right] \quad (A.7)$$

Where  $M_F$  the pollutant load stored in the facility ([M.L<sup>-2</sup>]). Pollutant discharge rate  $\Phi_{OUT}$  ([M.L<sup>-2</sup>.T<sup>-1</sup>]) directed to receiving waters or sewer system and the flux associated with pollutant removal  $\Phi_{EFF}$  ([M.L<sup>-2</sup>.T<sup>-1</sup>]) can thus be expressed as:

$$\Phi_{EFF} = C_F \times (EF_F \times ETP_0 + Q_{INF}) \quad (A.8)$$

$$\Phi_{OUT} = C_R \times (Q_O \times ByP) + C_F \times [Q_{CTRL} + Q_O \times (1 - ByP)] \quad (A.9)$$

## 2.2. The infiltration-redistribution module

The Green-Ampt equation relies on the assumption of a piston displacement of the saturated profile (e.g. saturated zone delimited by a sharp wetting front) and can be used to compute infiltration-rates under ponded conditions into a homogeneous soil with uniform water content. In this study, a consolidated infiltration-redistribution model (referred to as MGAR2) based on the Green-Ampt

assumption is implemented to simulate both saturated flows and soil drying under the action of gravity, capillary forces and evapotranspiration (Sage et al., submitted). Under ponded conditions, the infiltration rate  $Q_{INF}$  can be computed as follow:

$$Q_{INF} = K_s \times \left[ 1 + \frac{(\theta_s - \theta_{n-1}) G(\theta_s, \theta_{n-1})}{\beta F} \right] \quad (A.10)$$

Where:  $K_s$  = soil saturated hydraulic conductivity ([L.T<sup>-1</sup>]),  $\theta_{n-1}$  = soil water content in the uppermost non-saturated soil layer (numbered as n-1) (e.g. below the wetting front),  $\beta$  = correction factor to account for the deviation from a sharp wetting front (here  $\beta = 1.1$  whereas  $\beta = 1$  in the original Green-Ampt equation) (see Stewart et al., 2013; Triadis and Broadbridge, 2012),  $F$  = cumulative infiltration volume ([L]) and  $G(\theta_s, \theta_{n-1})$  = capillary drive at the wetting front calculated from the Brooks and Corey (1964) retention curve:

$$G(\theta_s, \theta_{n-1}) = z_p + \Psi_b + \frac{\Psi_b}{3\lambda + 1} \times \left[ \left( \frac{\theta_s - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{3+1/\lambda} - \left( \frac{\theta_{n-1} - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{3+1/\lambda} \right] \quad (A.11)$$

Where:  $z_p$  = ponding depth (it is assumed here that  $z_p = h_F$ ) ([L]),  $\theta_s$  = saturated water content,  $\theta_r$  = residual water content,  $\theta_n$ ,  $\lambda$  and  $\Psi_b$  = Brooks and Corey (1964) retention curve parameters.

It may be noted that previous equation is valid under ponded conditions only. When water inflows exceeds saturated hydraulic conductivity but has not caused surface saturation yet, water is assumed to infiltrate at the inflow-rate  $R + Q_p/b$  (cf. A.6). The non-saturation condition is verified at each time step from the cumulative infiltration volume  $F$  using equation A.10: ponding is reached when the cumulative infiltration  $F$  value results in  $Q_{INF} \leq Q_p/b + R$ .

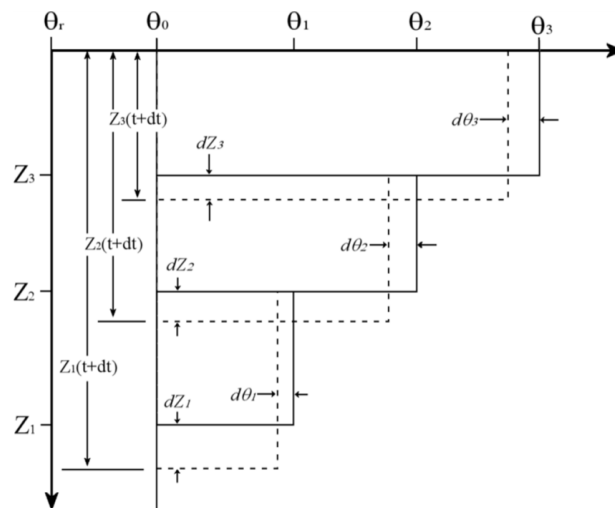


Figure A.2 - Soil profile as represented in the MGAR2 model

Whenever ponding stops, the cumulative infiltration volume  $F$  is set to 0 and the water content as soil surface  $\theta_n$  is updated using the redistribution equations presented in Sage et al. (submitted). In the MGAR2 framework, the soil domain may be seen as succession of  $n$  fronts delimitating  $n+1$  soil layers with homogeneous water content  $\theta_i \in [1; n]$  and a penetration denoted as  $Z_i$  (cf. Figure A.2).

The soil layer located beneath the lowermost front is assumed to have a constant water content  $\theta_0$  and an infinite extension.

In the MGAR2 model, redistribution equations associated with soil fronts n-1 to 1 are thus:

$$\frac{d\theta_i}{dt} = -2K_s \frac{G(\theta_i, \theta_{i-1})}{\beta L_i^2} \quad i < n \quad (\text{A.12})$$

$$(\theta_i - \theta_{i-1}) \frac{dZ_i}{dt} = K(\theta_i) - K(\theta_{i-1}) + 2K_s \frac{G(\theta_i, \theta_{i-1})}{\beta L_i} \quad i < n \quad (\text{A.13})$$

Or in the case of the uppermost front:

$$\frac{d\theta_n}{dt} = \frac{2}{Z_n} \left[ q_e - K(\theta_n) - K_s \frac{G(\theta_n, \theta_{n-1})}{\beta Z_n} - E \right] \quad (\text{A.14})$$

$$(\theta_n - \theta_{n-1}) \frac{dZ_n}{dt} = 2K(\theta_n) + 2K_s \frac{G(\theta_n, \theta_{n-1})}{\beta Z_n} - q_e - K(\theta_{n-1}) + E \quad (\text{A.15})$$

Where: E = evapotranspiration flux calculated as  $EF_F \times ETP_0$  and the soil moisture index which depends on  $\theta_n$  (Sage et al., submitted) ( $[L.T^{-1}]$ ),  $L_i$  = width of the  $i^{\text{th}}$  constant  $\theta$  region =  $Z_{i+1} - L_i$  ( $[L]$ ),  $q_e = Q_P/b + R < K_s$ ,  $K(\theta_i)$  hydraulic conductivity at  $\theta_i$  calculated from the expression of Brooks and Corey (1964).

### 2.3. Outflow rate calculations

In the case of flow-rate control modelling, water volumes released through the flow limiting device when the dead volume storage is exceeded are computed from a theoretical three-parameter flow-rate to water elevation function:

$$Q_{CTRL}(t) = \frac{Q_{MAX}}{b} \times \left[ a_1 + (1 - a_1) \times \left( \frac{z - z_p}{z_{MAX} - z_p} \right)^{a_2} \right] \quad (\text{A.16})$$

Where:  $Q_{CTRL}$  = outflow rate (discharge rate over the area of the facility),  $z$  = water elevation at  $t$ ,  $z_P$  and  $z_{MAX}$  = water elevations associated with  $h_P$  and  $h_{MAX} = h_{SUP} + h_P$ ,  $a_1$ ,  $a_2$  = parameters controlling the magnitude of  $Q_{CTRL}$  at low water elevations and how fast the maximum outflow rate  $Q_{MAX}/b$  is reached (in the case of a simple orifice,  $a_2 = 0.5$ ). A value greater than 0 for  $a_1$  may be interpreted as the installation of the flow-limiting device at a lower elevation than the bottom of the facility. The distinction between water elevation  $z$  and  $h_F$  is introduced in the next section.

### 2.4. Cross-sectional shape description

The hypothesis of a rectangular storage unit as represented in Fig. A1 may not be realistic and source control systems may exhibit a specific shape that can potentially result in a reduction of infiltration and evapotranspiration area at low water elevations (cf. Figure 3). A simple one-parameter approach is therefore adopted to account for the deviation from a rectangular storage unit. The vertical

projection of the facility is here assumed to remain rectangular and parameter  $\alpha$  ranging between 0 and 1 is introduced to describe the reduction of the cross sectional area along the length or the width of the facility. For  $\alpha = 1$ , the surface available for infiltration is 0 for  $z = 0$ , whereas for  $\alpha = 0$  the facility reverts to a rectangular storage unit.

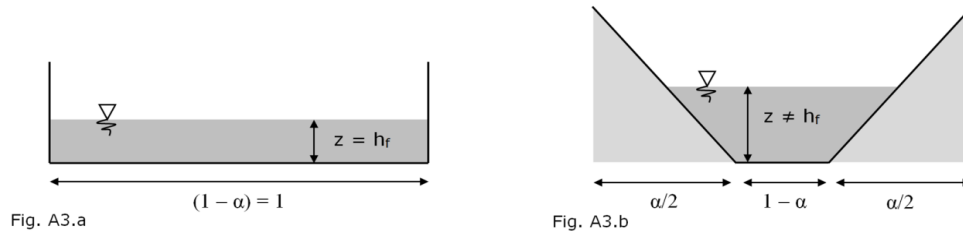


Figure A.3 - Reduction of the cross sectional area with  $\alpha > 0$

Because infiltration is assumed to be strictly vertical, the effective area  $b_{EFF}$  available for infiltration and evaporation is the projection of the water surface and can be expressed as a function the water elevation in the storage unit:

$$b_{EFF} = \left[ (1 - \alpha) + \alpha \frac{z}{z_{MAX}} \right] \times b \quad (A.17)$$

Where:  $z$  = water elevation ([L])  $\neq h_F$ ,  $z_{MAX}$  = maximum water elevation ([L]), reached for  $h_F = h_{MAX} + h_p$ . The relation between water elevation  $z$  and the storage volume are given by:

$$H_F(z) = (1 - \alpha)z + \frac{\alpha}{2z_{max}} z^2 \quad (A.18)$$

$$z = \frac{2h_{max}}{2\alpha - \alpha^2} \times \left[ -(1 - \alpha) + \sqrt{(1 - \alpha)^2 + \frac{2\alpha - \alpha^2}{h_{max}} H_F} \right] \quad (A.19)$$

## 4.2. Analyse de sensibilité de la chaîne de modélisation

### 4.2.1. Introduction

The adverse effects of urban runoff on receiving waters as well as the limitations of conventional end-of pipe solutions have led to the emergence of innovative stormwater management strategies (referred to as Best Management Practices in this article), advocating for the management of the full rainfall spectrum in small decentralized facilities through infiltration or evapotranspiration (Ahiablame et al., 2012). Although the benefits of such approaches are today well established, the efficiency of source-control systems yet

remains variable and investigations are still needed to identify the optimal design requirements for on-site pollution control through the management of frequent rain events (Bressy et al., 2014).

Mathematical modelling has become a common practice in urban hydrology and several studies have already illustrated the benefits of simulation methods for the development and the assessment of better stormwater management strategies (Heasom et al., 2006; Lucas, 2010; Wild and Davis, 2009). The applicability of urban drainage or other environmental models has however often been limited by the lack of confidence in model predictions (Caminiti, 2004; Gromaire et al., 2007) resulting from (1) uncertainties in parameter specification, often exacerbated by model complexity, and (2) structural errors related to poor model conceptualization or simplifying assumptions (Dotto et al., 2012; Nossent et al., 2011; Vanrolleghem et al., 2015; Vezzaro and Mikkelsen, 2012). Exploring the contribution of these factors (parameters or modelling hypotheses) to the variability of model outputs is therefore essential for a better understanding of model behaviour and is generally seen as key element in the model development process (Jakeman et al., 2006). Such assessment is usually referred to as “sensitivity analysis” and is often associated with “uncertainty analysis” which attempts to quantify the uncertainty in model outputs (Saltelli and Annoni, 2010).

Sensitivity analysis has traditionally relied on local methods that separately investigate the effect of variations in one of the model parameters while keeping the others at a nominal value. While such approaches remain informative of model behaviour at fixed parameter location, they do not allow for a complete exploration of the space of parameters and are, as a rule, regarded as unsuitable in the case of non-linear models (Saltelli and Annoni, 2010). Global sensitivity analysis (GSA) methods, which assess model response over the whole range of input factors, have thus received significant attention in environmental modelling (Gan et al., 2014; Nossent et al., 2011; Pappenberger et al., 2008; Sun et al., 2012), and have already been successfully applied in urban hydrology (see Vanrolleghem et al., 2015 for a detailed review). Because stormwater and source control models are typically intended to examine various design or management scenarios, definition of a baseline (nominal) parameterization is generally not relevant and global sensitivity analysis thus clearly offers opportunities for a more systematic model assessment.

In this study, a conceptual stormwater management model, based on the representation of a pervious source control system collecting runoff and pollutant loads generated over a small urban catchment, is introduced and a variance-based GSA method is adopted to: (1) evaluate the effect of the uncertainties in the parameterization of the different sub-models, (2) discuss the importance of various modelling assumptions and (3) more generally explore model response under a variety of stormwater management scenarios. The sensitivity analysis is conducted for various model outputs related to the efficiency of the facility, and therefore allows for a more complete understanding of the processes that govern the performance of source control systems. Besides, this thorough examination of a rather detailed model, including various modelling alternatives, provides valuable insights into the appropriate level of complexity required for similar applications. Finally, because GSA investigates the functioning of stormwater management practices over a wide range of scenarios, this study additionally illustrates the potential of the model to support the design of source control systems through the identification of most relevant management strategies.

### **4.2.2. The conceptual stormwater management model**

#### ***4.2.2.1. Modelling framework***

The main purpose of the conceptual model presented here is to evaluate the performance of various stormwater management strategies for on-site runoff and pollution control at the scale of a small urban catchment (typically less than 2 ha). The modelling system consists of two “sub-models” to simulate (1) runoff and pollutant production on the catchment (production sub-model) and (2) stormwater management in a vegetated source-control facility providing volume reduction through infiltration and evapotranspiration (facility sub-model).

The efficiency of stormwater management practices largely depends on their initial storage conditions and more generally varies from one storm to another. Assessing their performance on a single event basis is thus clearly inappropriate and instead requires continuous modelling over long rainfall periods (Fletcher et al., 2013). The model was therefore initially developed to simulate runoff volume and pollutant concentration time-series at the inlet and the outlet of the source-control system from long rainfall records (> 10 years). In this study, simulation over extensively long periods is however not possible

due to the computational cost of GSA: runoff volumes and pollutant concentrations are thus computed at a 5 min time-step from a 4-year meteorological record (precipitations and evapotranspiration) from Paris region and used as an input for the facility sub-model.

While the efficiency of source control systems principally results from the volume reduction associated with infiltration and evapotranspiration (Bressy et al., 2014), pollutant load reduction is likely to differ from volume reduction as a result of the large temporal variability of concentrations in runoff (Sage et al., 2015d). Two types of contaminants (dissolved and particulate-bound) associated with different wash-of dynamics are therefore selected to evaluate the performance of the source control system. The catchment sub-model thus incorporates a general water quality equation which may alternatively be used to simulate suspended solids (TSS) concentrations in runoff for an urban street or zinc (Zn) concentrations (predominantly in dissolved form) from a metal roof.

This modelling framework potentially allows for a discussion of the performance of simulated stormwater management strategies for a wide range of metrics. For this case study, volume and load reduction efficiencies are adopted, acknowledging that such criteria only provide a relative measure of efficiency (e.g. without respect to inflow or outflow concentrations). The 9 outputs selected for the GSA include rainfall volume, runoff volume and pollutant load reduction efficiencies, denoted as  $E_{RAIN}$ ,  $E_{RUN}$  and  $E_{POL}$ , calculated as the percent difference between influent and effluent loads or volumes (e.g.  $1 - X_{IN}/X_{OUT}$ , where  $X_{IN}$  = rainfall or runoff volumes for  $E_{RAIN}$  or  $E_{RUN}$  and pollutant inflow for  $E_{POL}$ , and  $X_{OUT}$  = outflow volumes for  $E_{RAIN}$  or  $E_{RUN}$  and outflow loads for  $E_{POL}$ ). Efficiencies are computed for the whole simulation period as well as the 1- and 6-month return period efficiencies (denoted as  $E_{RAIN,Tot}$ ,  $E_{RAIN,1-mth}$ ,  $E_{RAIN,6-mth}$  and so on...) based on the distribution of daily inflow and outflow loads or volumes (e.g. percent difference between the 1- or 6-month influent and effluent load or volume).

#### 4.2.2.2. Production sub-model

##### a. Rainfall-runoff model

Runoff volumes are computed from a simple linear reservoir model (retardation factor  $I/T_P$ ) accounting for both surface depression  $SD_P$  and continuous losses associated with evaporation or infiltration (urban streets only). For these surfaces, potential evaporation rates are estimated from Penman-Monteith reference evapotranspiration using a



multiplicative factor  $EF_P$  (similar to a crop coefficient), and infiltration through road surfaces is assumed to occur at a constant rate  $K_P$ .

The hydrologic behaviour of urban surfaces is already well documented and plausible range for parameters such as  $SD_P$  and  $K_P$  can be selected from the literature (Hollis and Ovenden, 1988a). The evaporation factor  $EF_P$  is the ratio between the potential evaporation from urban surfaces and the reference evapotranspiration (calculated for well irrigated grass): rather than a physical quantity, this coefficient reflects the uncertainty regarding the magnitude of evaporation and a wide range of  $EF_P$  values may thus be deliberately considered. Finally, flow-routing parameter  $T_P$  can be selected in accordance with the size of studied catchments. The range of variation of these parameters is presented in table 4. (The justification is given as supplementary material – cf. Annexe D.1).

Parameter		Description	Urban street		Zinc roof	
Name	Units		Min.	Max.	Min.	Max.
<i>Hydrologic parameters</i>						
$SD_P$	(mm)	Surface depressions	0	2	0	2
$K_P$	(m.s <sup>-1</sup> )	Infiltration rates (streets only)	10 <sup>-10</sup>	10 <sup>-7</sup>	-	-
$EF_P$	-	Evaporation factor	0	2	0	2
$T_P$	(min)	Retardation factor ( linear reservoir model)	0	10	0	10
<i>Water quality parameters</i>						
$D_{ACC}$	(d <sup>-1</sup> )	Pollutant accumulation rate	0.1	3	0.1	3
$M_{LIM}$	(g.m <sup>-2</sup> )	Asymptotic pollutant load	0.1	10	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-2</sup>
$C_0$	-	Wash-off model parameter	-	-	1	5
$C_1$	-	Wash-off model parameter	0.01	0.5	0.5	10
$C_2$	-	Wash-off model parameter	0.5	2	-	-
$C_3$	-	Wash-off model parameter	-	-	0.5	1

Tableau 4.1 – Range of variations for the parameters of the production sub-model

#### b. Water quality model

The production sub-model relies on conceptual accumulation and wash-off functions to calculate pollutant concentrations in runoff. Although these models have generally been shown to produce relatively rough estimates of concentrations (Dotto et al., 2011; Kanso et al., 2006), they currently remain one of the only available options to replicate (in an idealized way) the temporal variability of concentrations in runoff.

Pollutant wash-off may alternatively be described as a source or transport-limited process (Bai and Li, 2013). The applicability of source and transport limited equations for TSS and Zn concentrations modelling has been discussed in previous studies (Sage et al., 2015c,

2015d, submitted.) (cf. 3.3): while TSS wash-off may satisfactorily be described as a source-limited process, both behaviours have to be considered to simulate zinc concentrations which stabilize around a near constant value after a strong decrease of concentrations in the first millimetres of runoff. The general form of the wash-off function implemented in the production sub-model is thus a combination of source and transport limited equations and may be written as:

$$C_t = \frac{1}{q_t \times \Delta t} \times \left( C_0 \times q_t^{C_3} \times \Delta t + M(t) \times \left[ 1 - \exp(-C_1 \times q_t^{C_2} \times \Delta t) \right] \right) \quad (4:1)$$

Where the left-hand term in the main parenthesis is the transport-limited component and the left-hand one is the source limited component which depends on an easily removable fraction  $M(t)$  of the pollutant load accumulated on road or roof surface at  $t$ ,  $C_t$  = concentration in runoff (subscript  $t$  refers to average values between  $t$  and  $t+\Delta t$ ),  $q_t$  = flow rate simulated from the rainfall-runoff model,  $\Delta t$  = computation time-step (= 5 min),  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  and  $C_3$  = wash-off model parameters. When  $q_t > 0$ ,  $M(t)$  is updated using:  $M(t+\Delta t) = M(t) \times \exp(-C_1 \times q_t^{C_2} \times \Delta t)$ .

In the case of TSS concentrations, wash-off is considered as a strictly source limited process and  $C_0 = C_3 = 0$ , whereas  $C_2$  is not explicitly considered in the case of Zn (e.g.  $C_2 = 1$ ). Equation (4:1) thus reverts to a 2 or 3 parameter model, depending on the situation. In both cases, an exponential accumulation model with asymptotic limit  $M_{LIM}$  and first order accumulation coefficient  $D$  is implemented to update  $M(t)$  during zero-runoff time-steps. Parameter limits for the water quality model can be found in table 4.

#### 4.2.2.3. Facility sub-model

The source control system consists in a conceptual storage unit providing volume reduction through infiltration or evapotranspiration, and may be used to simulate volume or flow-rate control strategies (e.g. abatement of some fraction of runoff or storage and release of captured volumes at a controlled rate) (cf. Figure 4.1). Pollutant concentrations in the storage unit are computed considering the facility as a perfect reactor where runoff inflow instantaneously mixes with stored water. In this study, specific treatment processes (such as settling or adsorption) are not accounted for and pollutant removal simply results from the volume reduction associated with infiltration and evapotranspiration.

A consolidated model (referred to as MGAR2) based on the Green-Ampt equation (Sage et al., submitted) (cf. 3.2), is implemented to simulate both infiltration and soil drying (redistribution) under the action of gravity, capillary forces and evapotranspiration. As compared to the traditional Green-Ampt approach, the model explicitly represents the variations in soil moisture profile in the facility. Since the relevance of this complex model may reasonably be questioned, two alternative procedures are additionally adopted: a simple Green-Ampt approach (assuming that the water content over the whole soil profile immediately falls to field capacity when ponding stops, referred to as GA model) and a constant infiltration-rate model (using the saturated hydraulic conductivity). So as to limit the number of input factors, infiltration model parameterization is based on a single “soil type” parameter, referring to the USDA classification (Rawls et al., 1982), which encompasses the retention curve and the hydraulic conductivity function. Here, 9 soil types with low to moderate saturated hydraulic conductivity (0.6 to 25.9 mm/h) are deliberately selected so as avoid the inclusion of a large proportion of configurations producing a 100% volume or load reduction efficiency in the sensitivity analysis (as such configurations are not informative of model sensitivity). Evapotranspiration fluxes applying to the facility are computed from reference values using a similar approach as for the production sub-model (introducing evapotranspiration coefficient  $EF_F$ ).

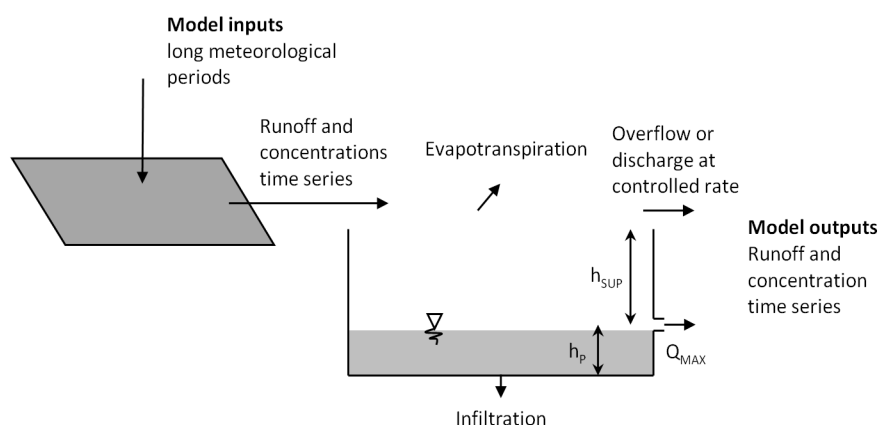


Figure 4.1 – Conceptual “catchment + source-control facility” modelling system

Parameters related to the design of the stormwater management facility primarily include its size  $b$  (expressed as a ratio to drainage area), a “dead storage”  $h_p$  and, in the case of flow-rate control strategies, the normalized design outflow rate  $Q_{MAX}$  (discharge rate over catchment area) and a supplementary storage volume  $h_{SUP}$ . The range of variation of aforementioned parameters is selected in accordance with current guidelines and practices

and presented in table .6. Surface depressions storage is here treated as an independent parameter  $SD_F$  for the purpose of the sensitivity analysis. In this study,  $h_P$ ,  $h_{SUP}$  and  $SD_F$  are expressed as equivalent depth over the area of the facility. When the maximum water elevation is reached, the storage unit may alternately be bypassed or overflow. Water volumes released through the flow limiting device when the “dead storage” volume is exceeded are computed from a theoretical three-parameter flow-rate to water elevation function:

$$Q_{CTRL}(t) = \frac{Q_{MAX}}{b} \times \left[ a_1 + (1 - a_1) \times \left( \frac{z - z_P}{z_{MAX} - z_P} \right)^{a_2} \right] \quad (4:2)$$

Where:  $Q_{CTRL}$  = actual outflow rate,  $z$  = water elevation at  $t$ ,  $z_P$  and  $z_{SUP}$  = water elevations associated with  $h_P$  and  $h_{MAX} = h_P + h_{SUP}$ ,  $a_1$ ,  $a_2$  = parameters controlling the magnitude of  $Q_{CTRL}$  at low water elevations and how fast the maximum outflow rate  $Q_{MAX}$  is reached (for these two parameters, a wide range of variation can be considered to investigate without restrictions the effect of the out-flow rate function). Because in the case of flow-rate control strategies, the capacity of stormwater management systems is often selected so as to accommodate large and infrequent storms (Sage et al., 2015b)(cf. 1.3),  $h_{SUP}$  is here automatically adjusted from intensity-duration-frequency curves to capture the 10-year storm and is thus a function of soil type and  $Q_{MAX}$  (cf. Annexe D.2). The range of variation of the aforementioned parameters is given in table .6

Parameter		Description	Flow-rate ctrl.		Volume ctrl.	
Name	Units		Min.	Max.	Min.	Max.
<i>Design parameters</i>						
<i>Soil</i>	-	Soil type using the USDA classification	1 <sup>1</sup>	9 <sup>1</sup>	1 <sup>1</sup>	9 <sup>1</sup>
<i>b</i>	(%)	Facility to drainage area ratio	1	25	1	25
<i>h<sub>P</sub></i>	(mm)	Dead volume storage	0	400	0	200
<i>Q<sub>MAX</sub></i>	(l.s <sup>-1</sup> .ha <sup>-1</sup> )	Design outflow rate	-	-	1	20
<i>a<sub>1</sub></i>	-	Flow-rate control parameter	-	-	0	0.5
<i>a<sub>2</sub></i>	-	Flow-rate control parameter	-	-	0.1	10
<i>α</i>	-	Geometry parameter	0	1	0	1
<i>Byp</i>	-	Bypass parameter	0 <sup>1</sup>	1 <sup>1</sup>	0 <sup>1</sup>	1 <sup>1</sup>
<i>Process related factors<sup>2</sup></i>						
<i>SD<sub>F</sub></i>	(mm)	Surface depressions	0	5	0	5
<i>EF<sub>F</sub></i>	-	Evaporation factor	0	5	0	5

Tableau 4.2 – Range variations for the parameters of the facility sub-model for both volume and flow-rate control strategies (cf. Annexe D.1)<sup>1</sup>Categorical inputs: values reported in the table are integers referring to a level of the input parameter (properties associated with the 9 soil classes are given as supplementary data – cf. Annexe D.1)<sup>2</sup>An additional factor is the infiltration model

An additional parameter  $\alpha$  ranging between 0 and 1 is finally introduced to investigate the effect of the cross-sectional shape of the source control system, which may deviate from a rectangle, resulting in a reduction of infiltration and evaporation area at low water elevations (cf. Figure 4.2). The maximum water elevation in the facility  $z_{MAX}$  (4:3) hence generally exceed  $h_P + h_{SUP}$  and may result in an unrealistic design (as the ponding depth of source control systems is often limited for a better site integration).

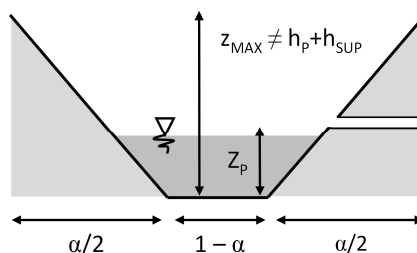


Figure 4.2 – Effect of the conceptual cross sectional shape parameter  $\alpha$

It may immediately be noted that when  $\alpha > 0$  or  $Q_{MAX} > 0$  (flow-rate control strategies), water elevation differs from the equivalent runoff depth over the facility (cf. Figure 4.2). The maximum water elevation in the facility  $z_{SUP}$  may thus exceed the upper limit of  $h_{SUP}$  and result in an unrealistic design (as the ponding depth of source control systems is often limited for a better site integration). In this study, configurations associated with water elevations greater than 40cm when  $Q_{MAX} = 0$  or 60cm when  $Q_{MAX} > 0$  are thus regarded as impractical (voir section. 1.4).

$$z_{MAX} = \frac{h_P + h_{SUP}}{(1 - \alpha/2)} \quad (4:3)$$

In this study, configurations associated with water elevations greater than 40cm for volume control strategies and 60cm for flow-rate control designs are thus regarded as impractical.

### 4.2.3. Sensitivity analysis methodology

#### 4.2.3.1. Variance-based sensitivity analysis

A large number of global sensitivity analysis techniques are currently available and comparison between these methods in the context of environmental modelling has been extensively addressed in the literature (Gan et al., 2014; Pappenberger et al., 2008; Sun et al., 2012; Vanrolleghem et al., 2015). Among these numerous options, variance based

methods, measuring the contribution of input factors to the unconditional variance of model output, have become increasingly popular due to their robustness, flexibility and ability to capture interactions between model parameters.

In this study, the approach introduced by Sobol (1993) is adopted. A model described function  $f$  of  $n$  independent input factors  $X_1 \dots X_n$  of the  $n$ -dimensional unit hypercube (e.g. scaled parameters), can be shown to have a unique decomposition in mutually orthogonal summands:

$$f(X_1, \dots, X_n) = f_0 + \sum_{i=1}^n f_i(X_i) + \sum_{i=1}^n \sum_{j=i+1}^n f_{ij}(X_i, X_j) + \dots + f_{1\dots n}(X_1, \dots, X_n) \quad (4:4)$$

In previous equation,  $f_0$  is the expectation value of model outputs  $E(Y)$  with  $Y = f(X_1 \dots X_n)$ ,  $f_i$  represents the first-order effect of  $X_i$  and remaining summands are associated with simultaneous variations of input factors (e.g. interactions). Each term of this functional decomposition can be expressed in terms of conditional expectation (Saltelli et al., 2010). In the case of the first order term:  $f_i = E(Y|X_i) - E(Y)$ . The orthogonality of each summand in (4:4) allows for a similar decomposition of the unconditional variance of model outputs:

$$V = \sum_{i=1}^n V_i + \sum_{i=1}^n \sum_{j=i+1}^n V_{ij} + \dots + V_{1\dots n} \quad (4:5)$$

Where  $V_i$  is the variance (taken over the whole range of  $X_i$  values) of the conditional expectation  $E(Y|X_i)$ , e.g.  $V[E(Y|X_i)]$  which is the expected variance reduction obtained by fixing  $X_i$ . Likewise,  $V_{ij} = V[E(Y|X_i, X_j)]$  and so on (see Saltelli et al, 2010). The individual contribution of each parameter  $X_i$  to the unconditional variance of model outputs can therefore be expressed from the first order sensitivity index  $S_i$  defined as:

$$S_i = \frac{V_i}{V} = \frac{V[E(Y|X_i)]}{V(Y)} \quad (4:6)$$

Similarly, a total sensitivity coefficient measuring the direct effect of  $X_i$  as well as its interactions with remaining parameters  $X_{-i}$ , can be introduced ( $X_{-i}$  refers to all parameters but  $X_i$ ). Considering  $X_{-i}$  as a single parameter, this coefficient can be expressed as the variance contribution that is not included in the first order effect of  $X_{-i}$ . (Saltelli et al., 2010). Therefore:

$$S_{T_i} = \frac{V_i}{V} + \sum_{j \neq i}^n \frac{V_{ij}}{V} + \dots + \frac{V_{1..n}}{V} = 1 - \frac{V_{\sim i}}{V} = 1 - \frac{V[E(Y|X_{\sim i})]}{V(Y)} \quad (4:7)$$

Because of the computational cost of estimating second or higher order terms in (4:5), variance based sensitivity analysis generally relies on  $S_i$  and  $S_{T_i}$  to measure the importance of model parameters and to detect interactions with other parameters from the difference between  $S_{T_i}$  and  $S_i$  (Vanrolleghem et al., 2015). These indices may be estimated at a cost of  $p \times (n+2)$  simulations where  $n$  is the number of input factors and  $p$  the sample size (usually larger than 500), from two  $p \times n$  independent sample matrices  $A$  and  $B$  (each row is a set of parameter) generated from random or quasi random methods (Saltelli et al., 2010). Simulation is conducted for matrices  $A$ ,  $B$  and  $A_{B,i}$  which refers to matrix  $A$  with the values of  $B$  in the  $i^{\text{th}}$  column and  $S_i$  and  $S_{T_i}$  may be estimated from (Jansen, 1999; Saltelli et al., 2010):

$$V[E(Y|X_i)] = V(Y) - \frac{1}{2n} \sum_{j=1}^n [f(A_{B,i}^{(j)}) - f(B^{(j)})]^2 \quad (4:8)$$

$$V[E(Y|X_{\sim i})] = V(Y) - \frac{1}{2n} \sum_{j=1}^n [f(A_{B,i}^{(j)}) - f(A^{(j)})]^2 \quad (4:9)$$

Where superscript  $(j)$  refers to the  $j^{\text{th}}$  row in matrices  $A$ ,  $B$  or  $A_{B,i}$  and  $V(Y)$  is simply estimated from the variance of model output associated with  $A$  and  $B$ .

#### 4.2.4. Graphical interpretation

A direct interpretation of sensitivity may be provided by the representation of model outputs as a function of one input factor  $X_i$  (Nossent et al., 2011). The analysis of corresponding scatterplots is however difficult due to the dispersion of model outputs for a given  $X_i$  value and such approach thus remains poorly informative unless model outputs exhibit a very clear dependence on  $X_i$ . In this study, a complementary approach based on the “differential” interpretation of sensitivity (Campolongo et al., 2007) is adopted: for each input factor  $X_i$  the variation of model outputs  $\Delta Y_i$ , from  $f(A)$  to  $f(A_{B,i})$ , is represented as a function of  $\Delta X_i$  (from  $A$  to  $A_{B,i}$ ). Because the effect of a variation in  $X_i$  may depend on the value of model parameters in matrix  $A$  (including  $X_i$ ), the change in model response may exhibit a strong dispersion for a given  $\Delta X_i$  value. These “sensitivity plots” thus additionally

display the distribution of  $\Delta Y_i$  as a function of  $\Delta X_i$  and provide information about the unevenness in the sensitivity to  $X_i$  resulting from the non-linearity of model outputs with respect to  $X_i$  and parameter interactions.

#### 4.2.4.1. Experimental design

The approach adopted in this study is to first calculate sensitivity indices  $S_i$  and  $S_{Ti}$  associated with each input factor to identify influential parameters in each sub-model and to further investigate their effect on model output through the information provided by the simulation results associated with  $A$ ,  $B$  and  $A_{B,i}$  (cf. 4.2.4). Because input factors include “process related factors”, directly referring to sub-models parameterization or reflecting uncertainties regarding the description of the system, as well as “design parameters” (cf. table .6) related to the characteristics of the source control system and for which a higher sensitivity may be expected, a stepwise approach is adopted to carry out the analysis. The effect of “process related factors” (and their interaction with design parameters) is first examined for each sub-model, so as to identify possible sources of uncertainty in model inputs and discuss the level of complexity needed for similar applications through the identification of non-influential factors. The relation between “design parameters” and the efficiency of source control systems is later investigated.

Here, two different stormwater management strategies (volume and flow-rate control) may be simulated for two categories of urban surfaces (associated with different pollutant wash-off dynamics). As shown in table .5 and .6, a specific range of parameters is defined for each of these situations, which introduces dependence between input factors (for instance,  $C_0 \neq 0$  implies that  $C_3 = 1$ ) and prevents a direct application of (4:4). Sample matrices  $A$  and  $B$  therefore consist of a vertical concatenation of four sub-matrices associated with these “situations” (e.g. for  $A$ :  $A_{US,VC}$ ,  $A_{US,FC}$ ,  $A_{ZR,VC}$ , and  $A_{ZR,FC}$ , where subscript VC and FC refer to volume and flow-rate control and US and ZR to urban street and zinc roof). For each of these sub-matrices, input parameters are independent and four sets of sensitivity indices may thus be computed. Because accounting for the maximum water elevation mentioned in 4.2.2.3 would introduce dependence between design parameters, all the configurations included in  $A$ ,  $B$  and  $A_{B,i}$  are first considered for the calculation of sensitivity indices. Sets of parameters resulting in an unrealistic water elevation are nonetheless left aside for the rest of the discussion.



The eight sample sub-matrices are generated using a Latin Hypercube Sampling technique with 1050 subsets of 16 to 19 parameters (depending on the situation) using the ranges of variations given in table .5 and .6. Because including a large number of simulations with a supposedly less reliable infiltration model is not desirable to evaluate the sensitivity of model parameters, the calculation of sensitivity indices is carried out for the more robust MGAR2 model. The difference between the three infiltration models is therefore investigated separately by comparing simulation results obtained for matrices A and B (2×4200 samples) for each modelling alternative. In this study, a total of 1.05×10<sup>5</sup> simulations were necessary for the analysis. The approach adopted for the sensitivity analysis is summarized in Figure 4.3.

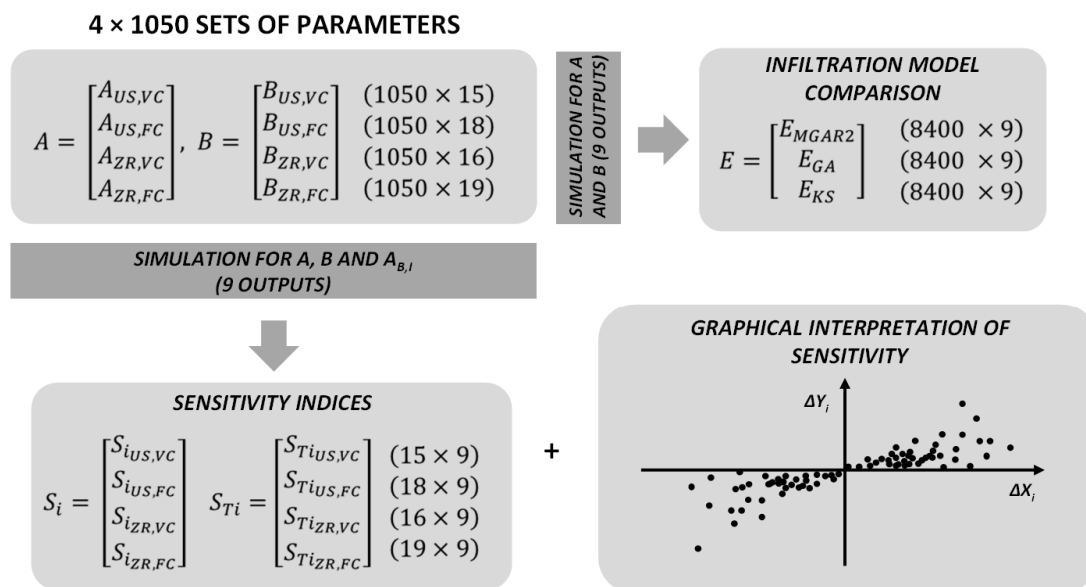


Figure 4.3 – Experimental design for the sensitivity analysis (TSS and ZN referring to suspended solids and zinc concentrations modelling and VC and FC to volume and flow-rate control strategies)

## 4.2.5. Results

### 4.2.5.1. Convergence analysis and sensitivity indices

The convergence of the sensitivity indices was verified by generating random samples of increasing size from the sub-matrices associated with A and B (cf. Annexe D.3). The stabilization of total sensitivity indices was found to be relatively quick, providing a robust assessment of the relative contribution of each input factor to the variability of model output at a modest computational cost ( $\approx$  300 samples).

As found in previous studies (Nossent et al., 2011), the convergence of  $S_i$  was however more difficult in the case of low-sensitivity parameters. First order sensitivity indices associated with the lowest total sensitivity indices ( $S_{Ti} \leq 5 \times 10^{-3}$ ) are thus not considered in this study ( $S_{Ti} \leq 5 \times 10^{-3}$  nevertheless implies that the effect of  $X_i$  is mostly negligible). Sensitivity indices estimated for total reductions efficiencies are presented in Figure 4.4a and Figure 4.4b illustrates the differences in  $S_{Ti}$  values depending on the “situation” (in terms of urban surface and stormwater management strategy) in the case of pollutant removal efficiencies.

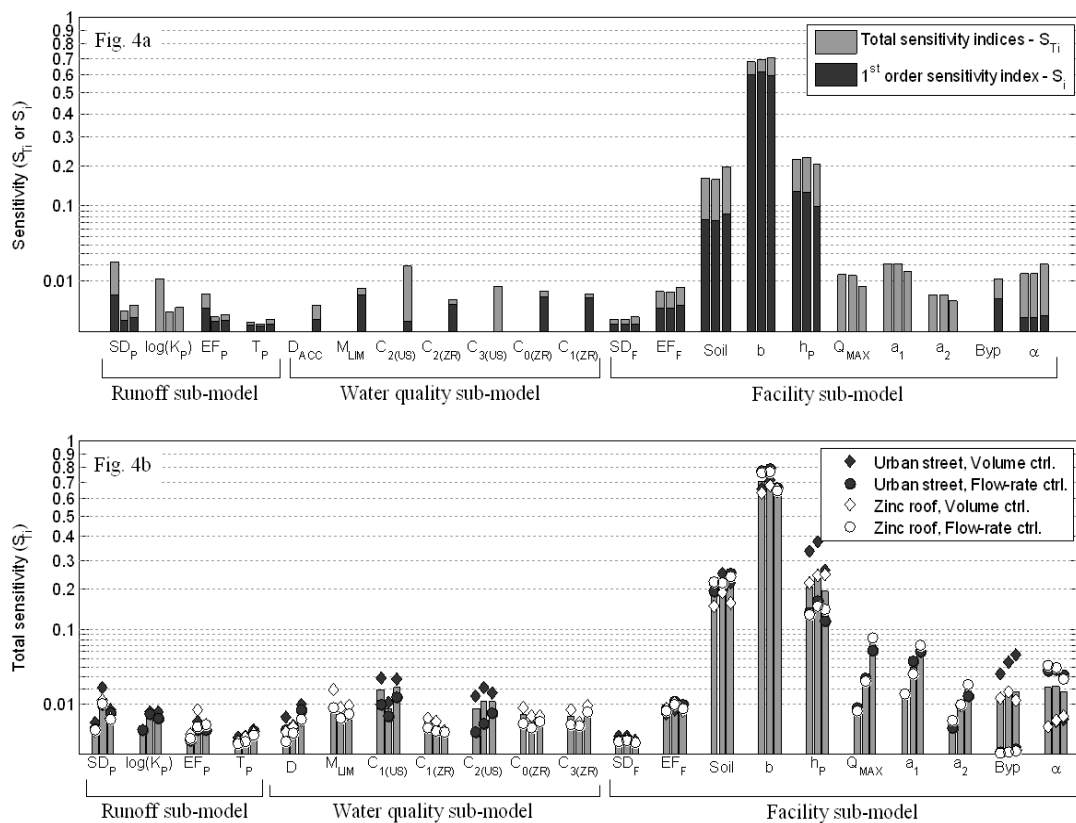


Figure 4.4 – Sensitivity analysis results. 4a: for both volume (rainfall and runoff) and load reduction outputs (for each parameter, from the left to the right:  $E_{RAIN, Tot}$ ,  $E_{RUN, Tot}$ , and  $E_{POL, Tot}$ ) (average sensitivity indices calculated across the different situations unless specified). 4b: differences in  $S_{Ti}$  values between the different situations (for each parameter, from the left to the right:  $E_{POL, Tot}$ ,  $E_{POL, 1-mth}$ , and  $E_{POL, 6-mth}$ )

These first results indicate that the most sensitive factors are by far those related to the dimensions of the facility and the magnitude of infiltration, which have already been identified as key parameters in the efficiency of source control systems (Zhang and Guo, 2012). Nonetheless, the much lower sensitivity of remaining parameters does not

necessarily imply that a change in their value does not produce variations in simulated load or volume reductions, but solely denotes a limited modification in model outputs as compared to the one associated with a change in  $b$ ,  $h_p$  or *Soil Type*. Furthermore, it is important to recall that  $S_i$  and  $S_{T_i}$  values actually depend on the range of parameters selected for the analysis. Here, because most configurations allows to capture a very large fraction of the runoff volume (median, 25<sup>th</sup> and 5<sup>th</sup> percentile values for  $E_{\text{RUN,Tot}} = 95.5\%$ , 81.2% and 37.2%)(additional results can be found as supplementary materials – cf. Annexe D.3), low sensitivity indices as well reflect the unevenness in the effect of some parameters, which appears to increase as the efficiency of the source control system decreases (cf. Tableau 4.3). Finally, table .7 reveals that a change in model parameters generally produces greater variations for distribution-related efficiencies  $E_{1\text{-mth}}$  and  $E_{6\text{-mth}}$  which implies that a greater uncertainty in these outputs should probably be expected.

	$E_{\text{POL}} \leq 90\%$			$E_{\text{POL}} > 90\%$		
	$\Delta E_{\text{POL, Tot}} $	$\Delta E_{\text{POL, 1-mth}} $	$\Delta E_{\text{POL, 6-mth}} $	$\Delta E_{\text{POL, Tot}} $	$\Delta E_{\text{POL, 1-mth}} $	$\Delta E_{\text{POL, 6-mth}} $
Mean	4.4 %	6.4 %	5.9 %	0.9 %	0.8 %	1.6 %
Std. dev.	9.4 %	9.8 %	13 %	13 %	4.1 %	5.5 %
75 <sup>th</sup> P.	4.5 %	4.1 %	6.3 %	6.0 %	0.3 %	0.0 %
95 <sup>th</sup> P.	24 %	22 %	33 %	30 %	3.6 %	1.8 %

Tableau 4.3 – Statistical properties of the absolute variation in model response  $\Delta|E_{\text{POL}}|$  under a change in one input factor calculated across all parameters (e.g.  $|f(A)-f(A_{Bi})|$ ) for the 19 model parameters presented in table 2) (15<sup>th</sup> and 95<sup>th</sup> percentiles)

#### 4.2.5.2. Process-related factors

##### a. Runoff production sub-model

As shown in Figure 4.4a, sensitivity indices associated with the hydrologic parameters of the production sub-model are generally low, although noticeably higher in the case of  $E_{\text{RAIN,Tot}}$ , as a significant fraction of the rainfall volume may be lost on urban surfaces before reaching the facility. Among these four parameters, lowest sensitivity indices are obtained for the retardation factor  $T_P$  which suggests that flow routing could probably be neglected for similar applications. So as to further investigate the effect of the hydrologic losses parameters, variations in model outputs are represented as a function of changes in the runoff coefficient  $C_R$  (associated with changes in hydrologic parameters) calculated for the whole simulation period (Figure 4.5).

While a high sensitivity of  $E_{\text{RAIN,Tot}}$  to  $C_R$  may be observed for some configurations, the effect of  $C_R$  regarding load reduction efficiencies appears to be much more limited which is

consistent with the sensitivity indices shown in Figure 4.4. Figure 4.5b additionally indicates that an increase of  $C_R$  does not necessarily result in an increase of  $E_{POL,Tot}$ . In some cases, the reduction of runoff volumes may be associated with a moderate increase of  $E_{POL,Tot}$ , as the facility can more easily accommodate lower runoff volumes, whereas, for others, the increase of  $C_R$  may result in a slightly lower relative efficiency as a larger fraction of the smallest rain events is captured on urban surfaces rather than in the facility. Finally, despite a relatively modest effect of the hydrologic parameterization of the production sub-model on  $E_{POL,Tot}$ , Figure 4.5b confirms that a larger variability can be expected with respect to distribution-related outputs ( $E_{POL,1-mth}$  and  $E_{POL,6-mth}$ ), even for “low sensitivity” parameters.

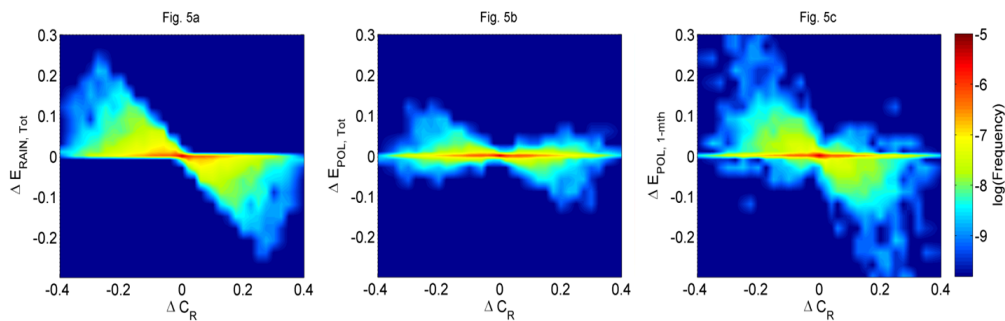


Figure 4.5 – Sensitivity of model outputs ( $E_{RAIN,Tot}$ ,  $E_{RUN,Tot}$ , and  $E_{POL,1-mth}$ ) to variations in the total runoff coefficient  $C_R$  (associated with production sub-model parameterization) calculated for the whole simulation period

### b. Water quality model

Figure 4.4 shows that, regarding  $E_{POL,Tot}$ , several water quality model parameters exhibit relatively large sensitivity indices as compared to those obtained for the runoff model. Interestingly  $S_{Ti}$  values associated with volume-control strategies systematically exceed those computed for flow-rate control. Because volume control typically provides volume reduction for the first millimetres of runoff whereas flow-rate control targets large infrequent storms, it may be hypothesized that the sensitivity to these parameters is mostly associated to their effect on small rain events or on the distribution of pollutant loads in the first millimetres of runoff.

Figure 4.4b as well evidences differences between the two urban surfaces. The only non-influential factor is obtained for urban streets with  $M_{LIM}$  which solely controls the magnitude of pollutant concentrations but does not affect the distribution of loads during the rain event. Contrariwise, this parameter becomes influential for zinc roof, as it

determines the importance of the source limited component of (4:1) (governing the concentration decrease with the first millimetres of runoff) as compared to the transport limited term driven by  $C_0$  and  $C_3$ . Large  $M_{LIM}$  values hence result in higher concentrations at early stages of runoff whereas the increase of  $C_0$  and the decrease of  $C_3$  produce higher concentrations for the transport limited term and reduce the contribution of the first millimetres of runoff to the overall pollutant.

The effect of remaining parameters is presented in Figure 4.6. Surprisingly, faster accumulation rates tend to produce a moderate increase of  $E_{POL,Tot}$  (cf. Figure 4.6.a), which believably results from a quite systematic capture of the first millimetres of runoff in the facility: as  $D$  increases, the contribution of this fraction of runoff (for frequent events) to the total pollutant discharge becomes more important and the benefits associated with its interception as well increase. Regarding second wash-off coefficient, the increase of  $C_1$  may produce significantly higher pollutant removal efficiencies as this parameter controls the magnitude of the concentration decrease at early stages of runoff. Despite larger  $C_1$  values for zinc roofs, a lower sensitivity is observed for this configuration as a result of the contribution of the transport limited component in (4:1). As for  $C_1$ , an increase of  $C_2$ , results in a faster decline of concentrations in first millimetres of runoff but additionally produces higher concentrations for high rainfall intensities: as a consequence, a larger  $C_2$  value does not necessarily produce higher efficiencies (cf. Figure 4.6.c) and the effect of  $C_2$  in fact depends on other parameters (which is consistent with  $S_i = 0$  in Figure 4.4a).

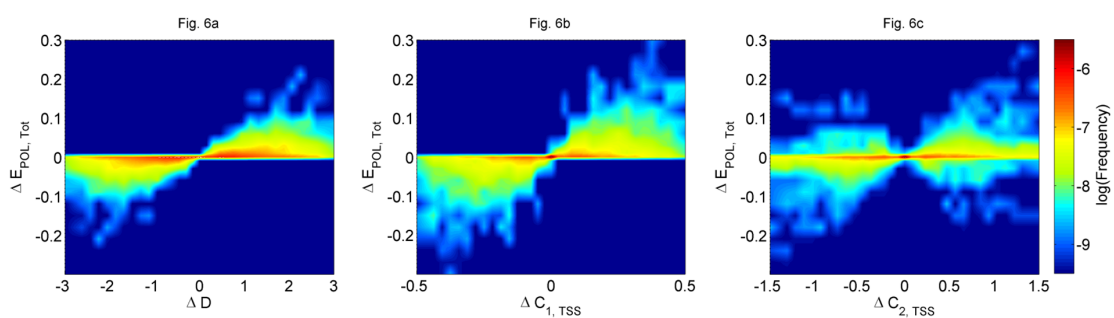


Figure 4.6 – Sensitivity of model outputs (total pollutant load reduction  $E_{POL,Tot}$ ) to variations in  $D$ ,  $C_1$  and  $C_2$  (urban streets only)

Finally, the influence of wash-off dynamics can more simply be observed from the difference between load and volume reduction efficiencies, which is on average about 4% and reaches 15 % for the 95<sup>th</sup> percentile of  $E_{POL,Tot} - E_{RUN,Tot}$ .

**c. Facility sub-model**

For the facility sub-model, process related factors include surface depressions  $SD_F$ , evaporation factor  $EF_F$  and the infiltration model whose effect is not directly evaluated within the GSA framework. As indicated by Figure 4.4,  $SD_F$  contributes to less than 0.2% of the variance of model outputs and has almost no effect on simulated efficiencies unless very limited “dead storage” volumes  $h_P$  (below 5mm) are considered (cf. Figure 4.7a). A larger sensitivity is obtained for the evaporation factor  $EF_F$  and Figure 4.7b reveals that variations in the magnitude of evaporation may affect volume and load removal efficiencies when infiltration rates are not excessively high as compared to evaporation losses.

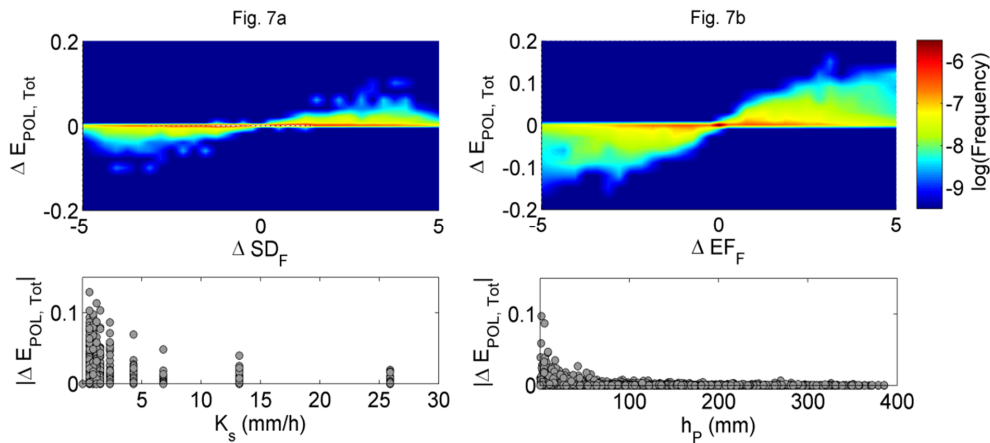


Figure 4.7 – Sensitivity of model output (total pollutant load reduction  $E_{POL,Tot}$ ) to variations in  $SD_F$  and  $E_F$ . Scatter plots at the bottom of each color graph shows  $|\Delta E_{POL,Tot}|$  associated with a change in  $SD_F$  or  $E_F$  as a function of  $h_P$  or soil hydraulic conductivity  $K_s$

The modifications in  $E_{RUN}$  resulting from the implementation of a simplified infiltration model (simple GA or constant-rate infiltration) are presented in table .8:

	Simple Green-Ampt			Constant-rate		
	$ \Delta E_{RUN, Tot} $	$ \Delta E_{RUN, 1-mth} $	$ \Delta E_{RUN, 6-mth} $	$ \Delta E_{RUN, Tot} $	$ \Delta E_{RUN, 1-mth} $	$ \Delta E_{RUN, 6-mth} $
Mean	3.2 %	2.9 %	6.4 %	-5.4 %	-6.8 %	-9.2 %
Std. dev.	3.8 %	6.8 %	8.1 %	6.2 %	12 %	9.4 %
5 <sup>th</sup> P. <sup>1</sup>	0 %	0 %	0 %	-19 %	-28 %	-29 %
95 <sup>th</sup> P. <sup>1</sup>	11 %	18 %	22 %	0 %	0 %	0 %

Tableau 4.4 – Statistical properties of the differences in the percent runoff volume reduction efficiency resulting from the implementation of a simpler infiltration model (15<sup>th</sup> and 95<sup>th</sup> percentiles) (Additional results are provided as supplementary data – cf. Annexe D.3)

As expected, largest errors are obtained with the simplest modelling alternative and mean differences primarily indicates that (1) the simple GA model overestimates infiltration

volumes, due to the assumption that soil water content immediately returns to field capacity after ponding stops, whereas (2) simulated efficiencies are underestimated for the constant-rate model which does not account for the initial transient stage of infiltration. As for the other input factors, a larger sensitivity to the infiltration model is obtained when  $E_{RUN,1-mth}$  and  $E_{RUN,6-mth}$  are considered. Besides, while average variations in simulated efficiencies remain moderate in the case of  $E_{RUN,Tot}$ , the magnitude of the 5<sup>th</sup> and 95<sup>th</sup> percentile discrepancies suggest that, for some configurations, a less accurate description of the infiltration process can bias the assessment of the performance of the facility. Again, largest deviations are obtained at low to moderate volume reduction efficiencies and more specifically for the lower range of  $h_P$  values (cf. Figure 4.8)

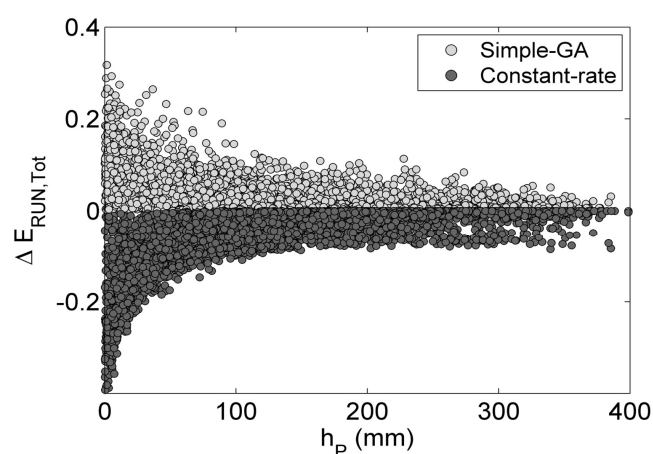


Figure 4.8 – Deviations in the total runoff volume efficiency  $E_{RUN,Tot}$  associated with the implementation of a simplified infiltration model as a function of the permanent pool volume  $h_P$

#### 4.2.5.3. Design parameters

As expected, the most influential design factors include  $h_P$  and *Soil type* as well as the area ratio  $b$  which controls both the “dead storage” volume and the magnitude of continuous losses. Nonetheless, because the importance of previous parameters is quite obvious, this study rather focuses on remaining design factors, for which relatively large sensitivity indices are also computed.

Among these parameters, only geometry coefficient  $\alpha$  and bypass option *Byp* apply to both volume and flow-rate control strategies and, as shown in Figure 4.4b, their effect strongly differs from a situation to the other. Because *Byp* only affects model outputs when overflow occurs, this parameter is mostly negligible when modelling flow-rate control

scenarios (as the facility is designed to accommodate the 10-year storm). Conversely, the implementation of a bypass for volume-control designs can be associated with a noticeable increase in  $E_{POL,Tot}$  (up to 45%) which presumably depends on the wash-off dynamics: when most of the pollutant load is carried in the first millimetres of runoff the bypass prevents the more contaminated fraction of runoff to be discharged as overflow. In the case of  $\alpha$ , largest sensitivity indices are obtained for flow-rate control strategies. In this situation, an increase of  $\alpha$  may significantly reduce the area available for infiltration below the flow-limiting device and thus results in a lower efficiency for small  $h_p$  values or when infiltration rates are small as compared to the maximum outflow rate (cf. Figure 4.9a) (whereas in the case of volume control, the area available for infiltration would gradually increase towards its maximum value as the water volume approaches  $h_p$ ).

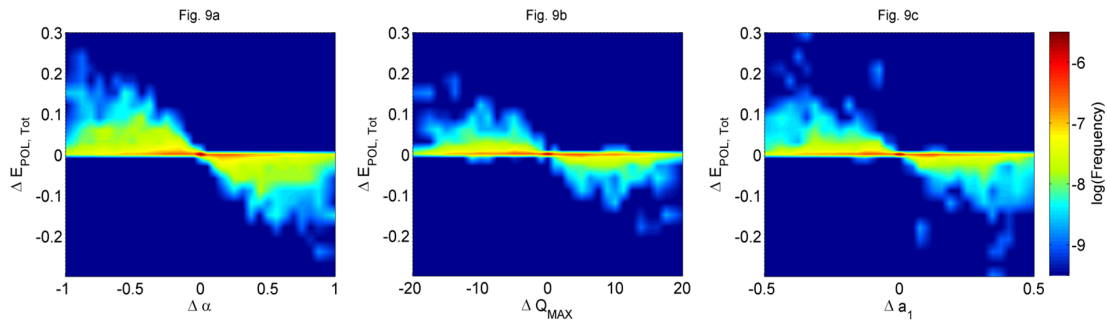


Figure 4.9 – Sensitivity of model output (total pollutant load reduction  $E_{POL,Tot}$ ) to variations in design parameters  $\alpha$ ,  $Q_{MAX}$  and  $a_1$

Regarding flow-rate related factors, the most influential parameter is  $a_1$  which controls the magnitude of outflow-rates at lower water elevations and thus affects the majority of rain events (cf. Figure 4.10a). Although usually considered as an important design factor, the maximum outflow-rate  $Q_{MAX}$  has only a moderate effect on  $E_{POL,Tot}$  (as it mostly affects infrequent storms). Similarly, a low sensitivity is obtained for  $a_2$  and total reduction efficiencies thus do not really depend on how fast  $Q_{MAX}$  is reached. It may however be noted from Figure 4.4a that a larger influence of flow-rate parameters should be expected for volume reduction efficiencies (presumably because the most contaminated fraction of runoff tends to be less influenced by flow-rate parameters). Besides, Figure 4.4b as well indicates that variations in one of these factors should be expected to produce significantly higher variations in model outputs for the 1- and 6-month efficiencies (Additional results can be found as supplementary materials – cf. Annexe D.3).



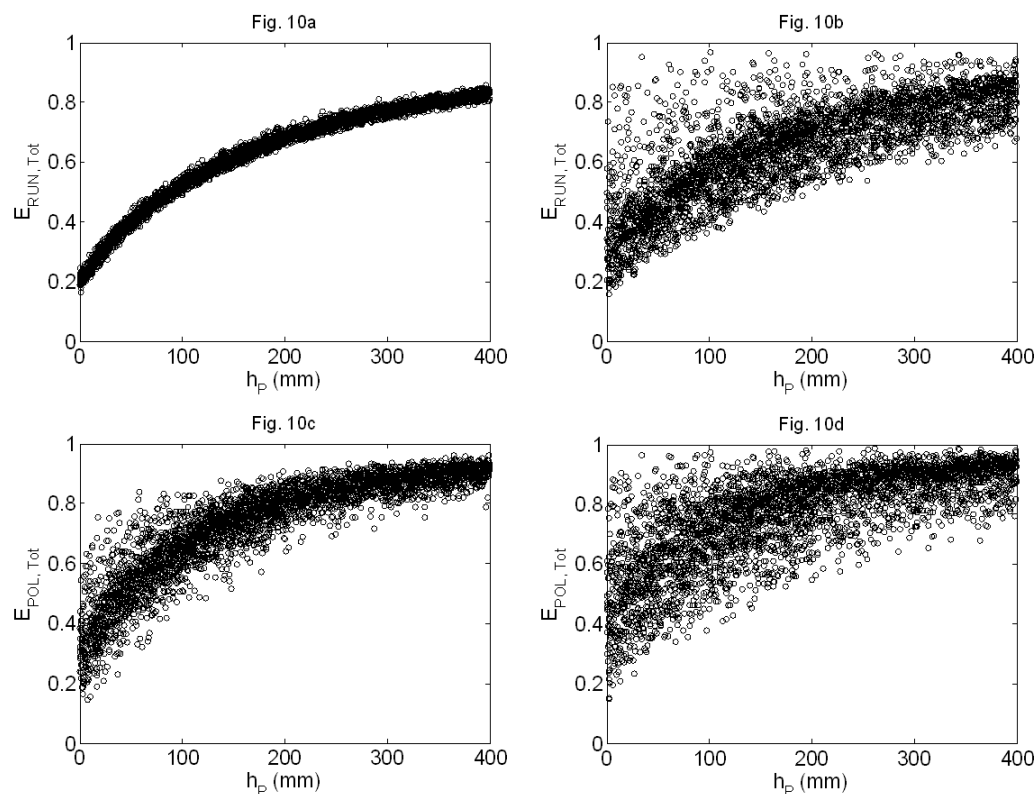


Figure 4.10 – Effect of parameter uncertainties on simulation results for volume and flow rate control designs. Results obtained for 3600 model evaluations - Fixed parameters:  $b=2.5\%$ ,  $B_{yp} = 0$ , Soil type = sandy clay loam ( $K_S = 4.3$  mm/h). 10a and 10c:  $Q_{MAX} = 0$  (volume control), 10b and 10d:  $Q_{MAX} = 5$  l/s/ha (flow-rate control)

#### 4.2.6. Discussion

The sensitivity analysis primarily reveals that large differences in the effect of input factors may be observed depending on selected output or modelling scenario. The relatively moderate uncertainty resulting from model parameterization in the case of total load or volume reductions, as compared to 1- and 6-month efficiencies, is consistent with previous findings (Vezzaro et al., 2015) and has important implications, as it suggests that the model may be used to assess of the overall performance of the source-control system despite the numerous uncertain input factors. Conversely, the larger uncertainty in distribution-related outputs suggests that the applicability of the model for short-duration performance indicators might be more limited. Besides, this study illustrates the benefits of investigating the effect of input factors for different outputs or under different scenarios: as suggested elsewhere (Gamerith et al., 2013; Vezzaro and Mikkelsen, 2012), relevant information about model behaviour may be derived by the comparison of the sensitivity indices associated with different situations or timescales.

As compared to previous research where a limited number of management scenarios have usually been considered for the assessment of urban drainage models (Vanrolleghem et al., 2015; Vezzaro et al., 2015), the sensitivity analysis presented here applies to both process-related and design factors and thus investigates the effect of model parameters for a wide range of management scenarios. While this approach clearly offers a more systematic evaluation of the uncertainty associated with model parameterization, this example shows that (1) the interpretation of sensitivity indices might be difficult as the effect of input factors (lumped in a single  $S_{Ti}$  value) varies with the design of the source control system and that (2) further testing is needed to evaluate the sensitivity of the model for a given facility design. More generally, it should be reminded that GSA results depend on the range of variations of model parameters, and that different outcomes might have been obtained by focusing on some configurations (or considering different atmospheric forcing, although this aspect is not discussed in the article). As shown previously, a more detailed analysis of simulation results however allows identifying the configurations for which the largest uncertainty in model outputs can be expected. The strong dependence between sensitivity and efficiency is quite expectable (for situations where the most of the runoff is captured in the facility, the variability induced by uncertain factors can only affect a small fraction of rain events) and encouraging as it implies that more reliable simulation results can be expected for the most efficient facility designs. As illustrated in Figure 4.10, uncertainties in simulated efficiencies nonetheless remain significant in the case of more modest (and perhaps relevant) stormwater management scenarios.

Regarding the production sub-model, the limited effect of hydrologic parameters on total reduction efficiencies indicates that the adoption of a simple runoff model is unlikely to introduce bias in the evaluation of stormwater management scenarios. The correct replication of runoff volumes nevertheless remains essential for applications such as the evaluation of pollutant loads at the outlet of the facility, as a significant fraction of rainfall volumes may be lost on the catchment. Given the lack of confidence in water quality models (Dotto et al., 2012; Sage et al., 2015c), the high sensitivity with respect to wash-off parameters could at first glance suggest that a more accurate description of concentrations in runoff is required for a reliable estimation of the performance of source-control systems. However, it is still unclear whether precise concentration estimates are needed for such applications (Sage et al., 2015d), and the importance of parameters controlling the relative amount of contaminant captured with the first millimetres of runoff (e.g.  $C_1$ ,  $M_{LIM}$ ,  $Byp...$ )

might as well indicate that simpler approaches could be acceptable as long as the overall distribution of pollutant loads over the event is correctly accounted for. The uncertainties in load reduction efficiencies nevertheless remain significant as compared to volume reduction efficiencies (cf. Figure 4.10) and simulation results reveal that  $E_{POL,Tot}$  exceeds  $E_{RUN,Tot}$  for 99.3% of the configurations tested in this study. Hence, a strictly hydrologic approach might as well be considered for simple applications, acknowledging that the performance of the source-control system is very likely to be underestimated.

The influence of the infiltration model and, to a lesser extent, of the evapotranspiration factor  $EF_F$ , exacerbated for some configurations, illustrates the importance of a correct representation of continuous losses in the facility. Evapotranspiration might for instance be an influential process in the case of low permeability soils, as for retention based techniques such as lined bio-retention systems (Fletcher et al., 2013). Regarding infiltration, while simple models may be acceptable in many applications, the results presented here suggest that a larger sensitivity can be expected for less usual facility designs with ponding depths below 10cm. Nonetheless, while investigating the effect of additional simplifying assumptions (such as vertical infiltration or homogeneous soil hypotheses) may be required to better specify the needs in terms of model complexity, the applicability of a model as a decision support tool cannot solely be based on robustness. It should hence be reminded that uncertainties resulting from the representation of infiltration will presumably be very limited as compared to those regarding soil properties which exhibit a large spatial variability and often cannot be measured accurately (Alfakih et al., 1999).

Finally, the analysis of design parameters shows that a larger uncertainty in model outputs should generally be expected in the case of flow-rate control strategies (see figure 10 for an illustration of the difference with volume-reduction strategies). As suggested by the experimental results of Bressy et al. (2014), the variability in the pollutant removal efficiency of flow-rate control systems here primarily results from the characteristics of the flow-limiting device and the ability of the facility to limit runoff discharge for frequent rain events. When flow-rate control designs are to be adopted (to prevent urban floods or CSO), suitable guidelines should therefore be made available to conciliate the management of large infrequent events and pollution control objectives.

#### 4.2.7. Conclusions

A variance-based sensitivity analysis method was adopted to investigate the effect of the parameterization and the formulation of a conceptual stormwater management model for the assessment of different stormwater management scenarios. The results can be summarized as follow:

- For the production sub-model, the uncertainty associated with hydrologic parameters only had a limited incidence on model outputs. A larger sensitivity was observed with respect to water quality model parameters as a result of the dependence between simulated efficiencies and the distribution of pollutant loads during rain events.
- For the facility sub-model, the opportunity of adopting a less sophisticated description of continuous losses (evapotranspiration and infiltration) was found to depend on the design scenario. Results however indicate that, for usual configurations, reasonable estimates of the efficiency of the source control system could be obtained with simple modelling approaches (when considering long simulation periods).
- The most influential design factors were those related to the dimensions of the facility and the magnitude of infiltration ( $b$ ,  $h_p$  and *Soil type*). Besides, the large sensitivity to flow-rate control parameters suggests that a more variable efficiency should be expected when captured volumes can be discharged through a flow-limiting device. This result underlines the importance of a careful design for multi-objective source-control system to conciliate the management of large infrequent events and pollution control.
- Finally, this study illustrates the ability of global sensitivity analysis techniques to investigate model behaviour over a wide range of modelling scenarios. More specifically, it was here possible to identify the main sources of uncertainty in terms of input factors and processes, so as to clarify the applicability of the model for the assessment of the performance of source-control systems and suggest some directions for further model improvements.

### 4.3. Conclusions et perspectives

Dans cette partie, une chaîne de modélisation destinée à évaluer l'incidence du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives sur les rejets d'eau et de contaminants, pour différentes dynamiques d'émission des polluants, a dans un premier temps été introduite. Cette dernière, dont le principe général demeure identique à celui exposé dans la Partie 2, tout en intégrant les modèles de production et d'infiltration présentés dans la Partie 3, offre en comparaison de l'approche simplifiée proposée en 2.1 une description plus aboutie du système « surface urbaine + ouvrage ». Cette chaîne de modélisation consolidée permet notamment, en comparaison de la version introduite dans la Partie 2, de rendre compte de façon plus détaillée de la conception et du fonctionnement hydrologique des dispositifs de gestion des eaux pluviales. Afin d'évaluer l'applicabilité d'un tel outil pour la comparaison de différents scénarios de gestion du ruissellement, une analyse de sensibilité approfondie a par la suite été mise en œuvre. Une méthode d'analyse dite « globale » a alors été adoptée de manière à préciser, pour une grande diversité de scénarios de gestion, l'incidence de la paramétrisation du modèle et de certaines hypothèses simplificatrices sur ses réponses en considérant plusieurs indicateurs liés à l'efficacité des techniques alternatives. Les principaux résultats de l'analyse de sensibilité sont résumés ci-dessous :

- Pour le sous-modèle de production caractérisant le comportement des surfaces urbaines, les résultats précédents font en premier lieu apparaître une sensibilité limitée des efficacités simulées (pour l'ouvrage de gestion seul) aux paramètres hydrologiques de la transformation pluie-ruissellement. Les résultats indiquent en revanche qu'une fraction non négligeable des précipitations peut être abattue au niveau du bassin versant d'apport et que l'efficacité du système « surface amont + dispositif de gestion » se révèle nettement plus sensible aux paramètres du modèle de production hydrologique. Enfin, les paramètres contrôlant l'évolution des concentrations en polluants dans le ruissellement sont également susceptibles d'introduire une variabilité importante des efficacités simulées au niveau de l'ouvrage. L'analyse de sensibilité confirme donc que la dynamique d'émission des contaminants conditionne en partie les abattements auxquels peuvent donner lieu les techniques alternatives (cf. 2.3. et 3.3.4).

- Concernant la modélisation des dispositifs de gestion du ruissellement, la comparaison des efficacités simulées pour trois modèles d'infiltration de complexité différente indique de manière générale que l'opportunité de négliger la variabilité temporelle des flux infiltrés dépend largement de la nature des solutions étudiées. Si le recours à des modèles d'une grande simplicité pourrait s'avérer acceptable pour une estimation de l'efficacité des techniques alternatives sur des périodes longues, lorsque des profondeurs de volume mort suffisamment importantes (au moins 10cm) sont considérées, les résultats suggèrent néanmoins que l'utilisation du schéma d'infiltration-redistribution développé en 3.2 demeure pertinente dans le cas d'ouvrages de régulation sans volume mort ou pour des configurations plus « inhabituelles » correspondant à une gestion plus diffuse des eaux pluviales urbaines (abattement des eaux pluviales grâce à un volume mort de faible profondeur, sur des surfaces importantes).
- Les paramètres de dimensionnement contrôlant le plus largement la variabilité des efficacités simulées sont la surface relative du système par rapport à la surface du bassin versant d'apport  $b$ , la conductivité hydraulique à saturation du sol  $K_S$  et le volume mort  $h_P$ . Pour les ouvrages intégrant un dispositif de régulation, une sensibilité importante aux paramètres caractérisant la loi de rejet est également observée et les résultats précédents suggèrent que l'efficacité des techniques alternatives pourrait s'avérer plus incertaine lorsque des stratégies de régulation des débits sont mises en œuvre.
- Les résultats précédents font enfin apparaître une variabilité importante des indicateurs d'efficacité se rapportant à la distribution des rejets en amont et en sortie d'ouvrage en comparaison de celle observée pour les abattements associés à des périodes longues de précipitations. Si une simplification du système « surface urbaine + ouvrage » pourrait donc être envisagée (en fixant notamment certains paramètres d'entrée) pour des applications simples telles que l'évaluation de l'efficacité des techniques alternatives sur des périodes longues de précipitations, une analyse plus fine de leur fonctionnement suppose vraisemblablement de s'interroger plus en détail sur la nature et la paramétrisation des modèles utilisés.

L'analyse de sensibilité a ici permis de mieux appréhender le comportement de la chaîne de modélisation proposée pour l'étude du dimensionnement et du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives (même s'il est important de souligner que les résultats obtenus sont vraisemblablement dépendants (1) des intervalles retenus pour les différents paramètres du modèle et (2) des données climatiques utilisées). Bien que l'approche retenue n'offre qu'une vision globale de l'influence des différents paramètres, et ne permette en particulier pas de quantifier la variabilité qu'ils induisent pour un scénario de dimensionnement donné, les résultats précédents indiquent de manière générale qu'une simplification de la chaîne de modélisation (en fixant certains paramètres ou en adoptant une description simplifiée de certains processus) n'est pas nécessairement souhaitable.

Si cette chaîne de modélisation présente vraisemblablement un intérêt pour l'étude du fonctionnement des techniques alternatives, son application pourrait s'avérer problématique en raison de la variabilité induite par la paramétrisation des différentes composantes du modèle. Parce-que plusieurs paramètres de la chaîne de modélisation sont clairement incertains ou ne peuvent être fixés à une valeur nominale sans compromettre la généralité des résultats, il conviendra donc de s'interroger sur la stratégie à adopter dans la suite pour l'analyse des différents scénarios de gestion du ruissellement. Enfin, la forte variabilité des efficacités observée dans le cas des stratégies de régulation des débits indique qu'une attention particulière devra probablement être apportée aux ouvrages « multi-objectifs » pour concilier gestion des événements rares et maîtrise des flux de contaminants.

# Partie 5.

## Vers la production de recommandations pour le dimensionnement des techniques alternatives

### 5.1. Introduction

L'objectif de cette cinquième partie est d'évaluer la pertinence de différents scénarios de gestion du ruissellement pour la maîtrise des flux de polluants, en s'appuyant sur la chaîne de modélisation (de « référence ») présentée précédemment. Ce travail vise en particulier à illustrer les applications potentielles du modèle pour la production de recommandations et d'outils de dimensionnement simplifiés à destination des aménageurs tels que des abaques reliant l'efficacité des ouvrages de gestion à quelques paramètres clés de leur conception. Si l'analyse de sensibilité de la chaîne de modélisation a permis de préciser, pour de multiples scénarios de gestion, l'effet des paramètres d'entrée, cette partie s'intéresse donc plus spécifiquement à l'incidence du dimensionnement et du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives sur les abattements simulés.

Une utilisation directe de la chaîne de modélisation de référence, pour la production de recommandations et d'outils de dimensionnement, s'avère ici difficilement envisageable du fait de (1) la relative complexité des modèles mis en œuvre (donnant lieu à des temps de calcul élevés) et (2) de l'importance de certains paramètres d'entrée n'ayant pas trait à la conception de l'ouvrage (notamment ceux contrôlant la dynamique d'émission des contaminants). La construction d'abaques permettant de relier l'efficacité des ouvrages de gestion à certains éléments clés de la conception (comme la surface d'infiltration ou la hauteur d'eau dans l'ouvrage) suppose en premier lieu de réaliser un grand nombre de simulations afin d'obtenir une estimation des abattements obtenus pour une multitude de



scénarios de dimensionnement. Dans la chaîne de modélisation telle que présentée dans la Partie 4, l'utilisation du modèle d'infiltration-redistribution (cf. 3.2.) rend pratiquement impossible de telles applications en raison de temps de calculs élevés. Si une représentation simplifiée du processus d'infiltration pourrait être envisagée, les résultats de l'analyse de sensibilité montrent cependant qu'une telle approche est susceptible d'introduire des erreurs non négligeables dans les abattements simulés pour certaines configurations (en particulier lorsque l'ouvrage présente un volume mort de profondeur limitée). En outre, l'évaluation d'un scénario de gestion à partir de quelques paramètres de dimensionnement semble délicate étant donnée la variabilité induite par la paramétrisation de certains maillons de la chaîne de modélisation (notamment le module de production des flux de contaminants). Ainsi, les efficacités simulées pour une configuration d'ouvrage donnée se révèlent parfois assez incertaines et il semble donc délicat de fixer l'ensemble des paramètres ne renvoyant pas au dimensionnement (ex : paramètre contrôlant la production des flux d'eau ou de contaminants au niveau des surfaces urbaines, coefficients de modulation de l'évapotranspiration dans l'ouvrage...) à une valeur nominale.

La difficulté à obtenir une estimation robuste de l'efficacité de l'ouvrage modélisé à partir de quelques paramètres génériques de dimensionnement, et donc d'une description simplifiée du système « surface urbaine + ouvrage », conduit à s'interroger (1) sur la pertinence de la chaîne de modélisation pour des applications opérationnelles et (2) sur la façon dont l'incertitude sur les efficacités simulées pour une configuration d'ouvrage donnée devrait être intégrée aux outils de dimensionnement.

La question de la prise en compte des incertitudes de modélisation par les acteurs opérationnels (aménageurs, décisionnaires...) est un problème assez récent en hydrologie, essentiellement abordée dans le domaine de la prévision du risque inondation (Juston et al., 2013; Pappenberger and Beven, 2006; Pappenberger et al., 2013) et sortant largement du cadre de cette étude. S'il n'existe aujourd'hui pas de réel consensus sur la manière de communiquer sur les incertitudes de modélisation, la position consistant à les ignorer purement et simplement semble clairement inacceptable. Plusieurs exemples indiquent par ailleurs que la connaissance de ces incertitudes peut s'intégrer au processus de décision (Baresel and Destouni, 2007; Ivanović and Freer, 2009; Pappenberger and Beven, 2006). Dans le cas présent, il semble par exemple important d'identifier les scénarios de gestions du ruissellement pour lesquels de fortes incertitudes pourraient conduire à un

dimensionnement inapproprié des techniques alternatives. Les outils de dimensionnement proposés devront donc non seulement fournir une estimation de l'abattement des flux de polluants obtenus pour une configuration d'ouvrage donnée, mais également faire apparaître le « degré de risque » associé au choix de ce scénario de gestion.

Plus encore que pour la construction de simples abaques, l'estimation de l'incertitude résultant de la paramétrisation de la chaîne de modélisation pour une multitude de scénarios de gestion suppose de réaliser un nombre considérable de simulations (cf. 5.3) ce que ne permet en aucun cas la chaîne de modélisation consolidée (quand bien même une représentation simplifiée de l'infiltration serait adoptée). En hydrologie comme dans d'autres domaines, les temps de calcul élevés constituent fréquemment un obstacle à la mise en œuvre de certaines méthodes de calage, d'analyse de sensibilité ou de propagation des incertitudes. Le recours à des modèles simplifiés, voire des fonctions mathématiques (appelées émulateur, surface de réponse ou méta-modèle), permettant d'approcher le comportement du modèle étudié peut alors être envisagé face à ce problème (Khu and Werner, 2003; Ratto et al., 2012; Razavi et al., 2012; Shrestha et al., 2009; Zhan et al., 2013). Dans la suite, une approximation de la chaîne de modélisation de référence par un méta-modèle présentant des temps de calcul très réduits est donc utilisée afin d'intégrer l'incertitude sur les efficacités simulées aux outils de conception à destination des aménageurs.

### **5.2. Approximation de la chaîne de modélisation de référence par un méta-modèle**

Un méta-modèle peut être défini comme un algorithme permettant d'approcher un modèle numérique complexe auquel il peut se substituer afin de réaliser un grand nombre de simulations (Razavi et al., 2012). Ces outils constituent le plus souvent des « boîtes noires », ne reprenant aucune composante interne du modèle initial et permettant d'approximer la relation entre les variables d'entrée et de sortie de ce modèle. Il existe en pratique un grand nombre de solutions possibles pour la construction des méta-modèles parmi lesquelles peuvent être cités: l'interpolation par plus proche voisin, l'interpolation polynomiale, les réseaux de neurones artificiels de type perceptron, les fonctions à base radiale ou encore les méthodes de krigeage (Asher et al., 2015; Ratto et al., 2012; Razavi et al., 2012).

Le choix d'un méta-modèle est généralement une question complexe qui dépend notamment du type d'analyse pour lequel ce dernier est utilisé, du nombre de variables d'entrée du modèle que l'on souhaite approcher, ou encore du nombre d'évaluations du modèle initial dont on dispose pour l'ajustement du méta-modèle (Razavi et al., 2012). Pour des raisons pratiques (boîte à outils disponible dans le logiciel Matlab®), une méthode d'approximation par réseau de neurones (perceptron multicouches) est ici retenue. Ce type de méta-modèle se révèle particulièrement adapté (1) dans le cas de problèmes en grande dimension, (2) lorsque de nombreuses évaluations du modèle initial peuvent être utilisées pour l'ajustement et (3) quand des temps de calculs extrêmement réduits sont recherchés (Razavi et al., 2012; Villa-Vialaneix et al., 2012). Dans la suite, les nombreuses simulations réalisées dans le cadre de l'analyse de sensibilité sont utilisées pour l'ajustement d'une relation entre les abattements simulés et les 19 paramètres de la chaîne de modélisation de référence.

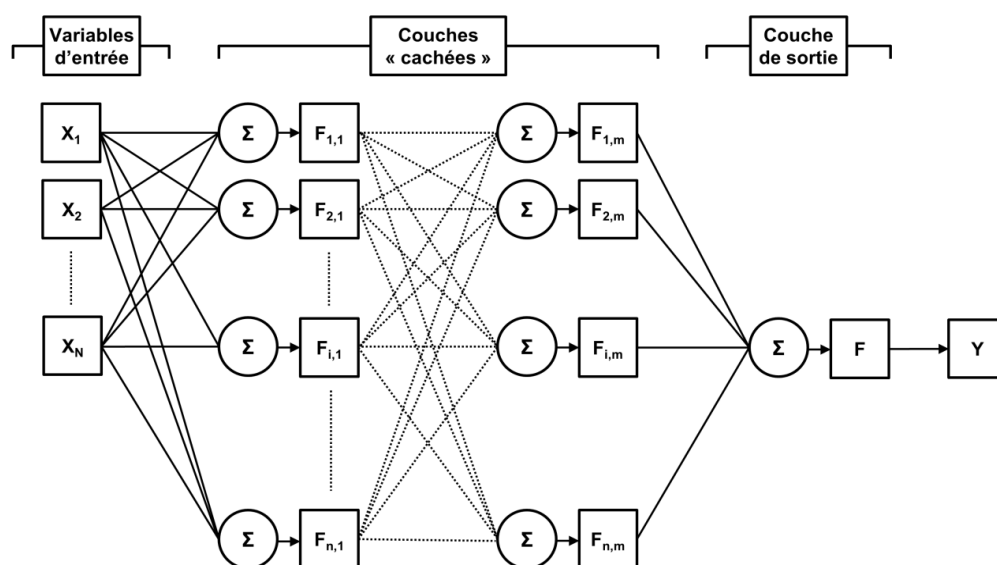


Figure 5.1 – Schéma de principe d'un perceptron multicouches pour  $N$  variables d'entrée  $X_i$ , une variable de sortie  $Y$  et  $m$  couches de  $n$  neurones (les  $F_{ij}$  désignant les fonctions d'activation opérant sur des combinaisons affines des signaux d'entrée).

Un réseau de neurones artificiel désigne une association d'objets élémentaires appelés « neurones formels » selon une organisation plus ou moins complexe (ASCE, 2000; Flood and Kartam, 1994; Martaj and Mohand, 2010). Dans le cas d'un perceptron multicouches, le réseau de neurones ne présente pas de rétroaction et l'information ne circule donc que des couches amont vers les couches aval (cf. Figure 5.1).

Un neurone formel peut de façon générale être envisagé comme une fonction de transfert opérant sur une combinaison affine de différents signaux d'entrée (issus d'autres neurones ou correspondant aux variables d'entrée du modèle) via une fonction dite d'activation ou de seuillage (sigmoïde par exemple). La réponse  $y$  de chacune de ces unités de calcul peut alors s'exprimer de la façon suivante :

$$y = f(x_1 \dots x_n) = F\left(b + \sum_{i=1}^n w_i x_i\right) \quad (5:1)$$

Où les  $x_i$  correspondent aux signaux d'entrée du neurone,  $f$  au modèle étudié,  $F$  à la fonction d'activation (sigmoïde, tangente hyperbolique, fonction de Heaviside...),  $b$  à un paramètre de biais et  $w_i$  aux poids synaptiques permettant de réaliser une combinaison affine des entrées.

L'ajustement ou entraînement d'un réseau de neurones à partir d'un jeu de données consiste à déterminer la valeur optimale des paramètres des fonctions de combinaison (poids synaptiques) et d'activation (biais) associés à chaque neurone formel. Dans la suite, un perceptron comportant 2 couches de 20 neurones est utilisé pour approcher la chaîne de modélisation de référence et 73.000 simulations effectuées dans le cadre de l'analyse de sensibilité sont mises à profit pour l'ajustement de ce dernier (en retenant comme variable de sortie l'abattement total en masse  $E_{POL,Tot}$ ).

L'utilisation de résultats issus de l'analyse de sensibilité est ici essentiellement justifiée par les temps de calcul considérables qu'aurait nécessités un ajustement du méta-modèle pour des périodes plus longues de précipitations. Les efficacités simulées ne correspondent donc ici qu'à une application de la chaîne de modélisation pour une durée de pluie de 4 ans (dont les caractéristiques sont présentées à l'Annexe B). Dans des applications ultérieures, l'utilisation de durées de modélisation plus importantes pourrait vraisemblablement être envisagée pour une meilleure prise en compte de la variabilité des conditions pluviométriques.

Afin de faciliter l'exploitation des résultats, le paramètre catégoriel (ne correspondant pas à une variable continue) lié au type de sol est, dans le jeu de données utilisé pour l'apprentissage, remplacé par une valeur numérique correspondant à sa conductivité hydraulique à saturation  $K_s$ . La conductivité hydraulique à saturation des sols sélectionnés

pour l'analyse de sensibilité ne dépassant pas 26 mm/h (pour la catégorie « Sandy Loam »), 3.000 simulations supplémentaires sont par ailleurs réalisées avec un sol plus perméable ( $K_S = 61$  mm/h, correspondant à la catégorie « Loamy Sand »)), de façon à permettre une application du méta-modèle pour un plus grand nombre de situations.

Le passage d'un « type de sol », pour lequel les propriétés hydrodynamiques du sol doivent être spécifiées, à une simple valeur de conductivité hydraulique à saturation revient à intégrer l'effet de l'ensemble de ces caractéristiques hydrodynamiques dans un unique paramètre continu  $K_S$ . Cette approche suppose donc que l'influence de la nature du sol sur les abattements simulés est essentiellement liée à  $K_S$  et qu'une extrapolation du comportement obtenu pour les différents types de sols testés en fonction de  $K_S$  est possible. Bien qu'une telle hypothèse semble raisonnable (Locatelli et al., 2015), il conviendra néanmoins de s'assurer que l'interpolation réalisée par le méta-modèle pour les valeurs de  $K_S$  ne correspondant pas aux types de sols utilisés dans le cadre de l'analyse de sensibilité (présentés à l'Annexe D.1) reste bien cohérente et n'est par exemple pas sujette au sur-apprentissage.

Etant donnée la forte sensibilité des efficacités simulées à certains paramètres d'entrée pour les faibles valeurs du volume mort  $h_p$  (cf. 4.2), 2.000 simulations supplémentaires sont également réalisées avec  $h_p < 10$  cm. Au total, 78.000 réalisations de la chaîne de modélisation de référence sont donc utilisées pour l'apprentissage et la validation du réseau de neurones.

La sélection d'une architecture adaptée (nombre de neurones et de couches) ainsi que l'apprentissage sont des étapes délicates qui nécessitent le plus souvent de réaliser de nombreux essais pour obtenir une qualité d'ajustement satisfaisante tout en évitant un sur-apprentissage du réseau de neurones (Gaume and Gosset, 2003; Maier and Dandy, 2000; Razavi et al., 2012). Le nombre de paramètres d'un réseau de neurones croît en effet très rapidement avec le nombre de couches, de variables d'entrée et de neurones par couche. Dans la configuration retenue (2 couches de 20 neurones), ce nombre s'élève par exemple à 841 paramètres ce qui peut à première vue sembler considérable. Un nombre de paramètres excessif peut alors donner lieu à une perte de généralité du réseau de neurone, se traduisant par de piètres performances prédictives en dépit d'une bonne adéquation avec les données d'apprentissage (Gaume and Gosset, 2003). En pratique, le problème du sur-apprentissage peut être évité (1) en utilisant un jeu de données de taille conséquente (i.e. dont la taille

dépasse dans l'idéal très largement le nombre de paramètres du réseau de neurones) pour l'ajustement, (2) en testant le pouvoir prédictif du réseau de neurones et (3) en utilisant un algorithme d'apprentissage adapté (Beale et al., 2010; Maier and Dandy, 2000; Razavi et al., 2012).

Ici, l'ajustement du réseau de neurones est réalisé à partir de 66.000 résultats de simulation tirés aléatoirement parmi les 78.000 échantillons disponibles, et la validation est effectuée pour les 12.000 échantillons restants. Bien que le nombre de paramètres du réseau de neurones s'avère ici relativement élevé, celui-ci demeure faible devant le nombre de simulations utilisé pour l'apprentissage. Une méthode d'apprentissage dite de « régularisation bayésienne » (Beale et al., 2010), disponible dans le logiciel Matlab®, visant à améliorer la généralité du réseau de neurones en minimisant conjointement l'écart aux données et les poids synaptiques (ce qui revient en quelque sorte à rendre inactifs les neurones inutiles), est par ailleurs utilisée pour l'apprentissage.

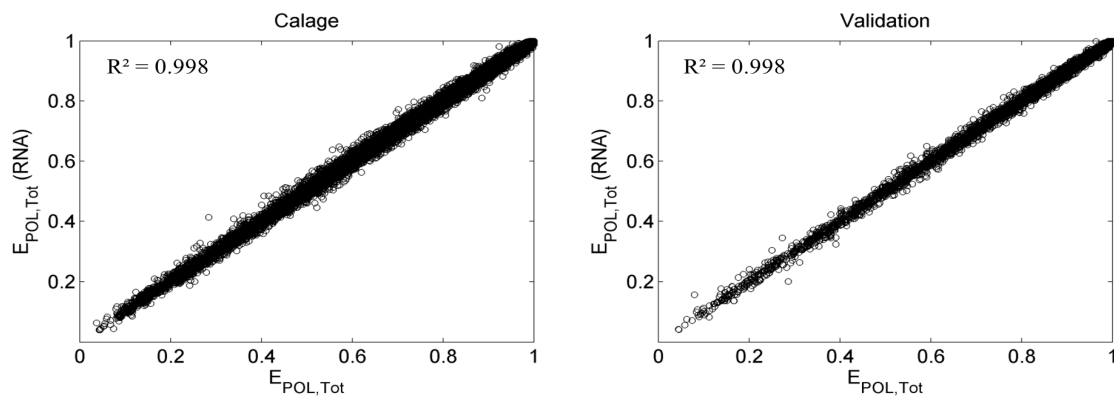


Figure 5.2 – Résultats de calage et de validation du réseau de neurones ( $R^2 > 0.99$ ).  $E_{POL,Tot}$  désigne l'efficacité simulée par la chaîne de modélisation de référence et  $E_{POL,Tot} (RNA)$  l'estimation obtenue par le réseau de neurones)

Les résultats de l'ajustement et de la validation du réseau de neurones pour les abattements  $E_{POL,Tot}$  sont présentés Figure 5.2. Les performances obtenues apparaissent globalement très satisfaisantes (avec des coefficients de détermination  $R^2 > 0.99$  et des erreurs absolues moyennes de l'ordre de  $4 \cdot 10^{-4}$  en calage comme en validation) et permettent donc d'envisager une utilisation du méta-modèle pour la construction d'abaques reliant l'efficacité des techniques alternatives à quelques paramètres clés de dimensionnement.

### 5.3. Analyse du dimensionnement des techniques alternatives

#### 5.3.1. Construction des abaques et démarche adoptée pour la comparaison des différents modes de gestion

Dans la suite, le méta-modèle présenté en 5.2 est utilisé pour simuler le comportement de la chaîne de modélisation de référence et visualiser les abattements totaux en flux  $E_{POL,Tot}$  en fonction des principaux paramètres de dimensionnement. Différentes configurations sont alors sélectionnées à partir des abaques obtenus afin d'étudier de manière plus approfondie le fonctionnement de l'ouvrage pour des situations contrastées donnant lieu à des efficacités importantes. L'analyse des pratiques de gestion est ici effectuée en deux temps en distinguant une fois encore stratégies d'abattement des volumes et de régulation des débits (pour lesquelles l'ouvrage peut ou non présenter un volume mort).

##### 5.3.1.1. Les paramètres de dimensionnement étudiés

D'après les résultats de l'analyse de sensibilité, lorsque le rejet d'eaux pluviales par l'ouvrage ne s'effectue pas via un dispositif de régulation des débits, trois paramètres de dimensionnement permettent d'expliquer en grande partie les abattements simulés : la surface relative du système par rapport à la surface du bassin versant d'apport  $b$ , la conductivité hydraulique à saturation du sol  $K_S$  et le volume mort  $h_P$  (exprimé comme une lame d'eau sur la surface de l'ouvrage). L'analyse des pratiques présentée en 1.4 suggère que la perméabilité du sol et la surface disponible sont des paramètres pouvant couvrir des gammes de valeurs très larges. A l'inverse, la hauteur d'eau maximale dans l'ouvrage ne dépasse généralement pas quelques dizaines de centimètres et correspond de façon beaucoup plus directe à un élément « maîtrisable » par l'aménageur (la surface de l'ouvrage l'est également mais dans une moindre mesure). Dans le cas des stratégies d'abattement, l'efficacité de l'ouvrage est donc visualisée en fonction des paramètres  $b$  et  $K_S$  pour un nombre limité de valeurs de  $h_P$  (la façon dont sont traités les autres paramètres de la chaîne de modélisation est précisée par la suite).

L'étude des stratégies de régulation des débits s'avère plus complexe parce que nécessitant à minima l'introduction d'un paramètre supplémentaire  $Q_{MAX}$ , mais aussi du fait de la forte sensibilité des résultats à d'autres paramètres de conception tels que le coefficient  $\alpha$  caractérisant la géométrie des berges de l'ouvrage, ou les paramètres de la loi de régulation

$a_1$  et  $a_2$ . Si les résultats de l'analyse de sensibilité permettent bien d'identifier les lois de régulation les plus propices à la maîtrise des pluies courantes et des flux de contaminants, il semble cependant peu pertinent de chercher à discuter cet aspect trop en détail étant donné le caractère « multi-objectif » des ouvrages équipés de régulateurs. Le choix de dispositifs permettant d'atteindre rapidement le débit de consigne  $Q_{MAX}$  correspond ainsi à une volonté de minimiser les volumes de stockage dans l'ouvrage et leur temps de vidange (cf. 1.4), mais pourrait également s'expliquer par l'usage de méthodes de dimensionnement simplifiées (méthodes des pluies ou des volumes) faisant l'hypothèse d'un débit de fuite constant, indépendamment de la hauteur d'eau dans l'ouvrage (Petrucci, 2012). Par conséquent, considérant les trois objectifs de (1) maîtrise des pluies courantes, (2) gestion des événements exceptionnels, et (3) mise en œuvre de volumes de stockage limités, il semble difficile de déterminer si une optimisation des lois de vidange est préférable à une augmentation du volume mort en dessous du niveau du dispositif de régulation à partir des seuls résultats de la chaîne de modélisation. Dans la suite, l'incidence des paramètres  $a_1$  et  $a_2$  n'est donc pas traitée de façon explicite et une approche similaire à celle retenue dans le cas de l'abattement des volumes est adoptée (en ne testant qu'un nombre limité de valeurs de  $h_P$  et  $Q_{MAX}$ ). Étant donnée la sensibilité des abattements simulés au paramètre de géométrie  $\alpha$ , les abaques produits ne font en revanche pas intervenir la surface relative de l'ouvrage  $b$  mais la surface d'infiltration  $\tilde{b}$  disponible immédiatement en dessous du niveau du régulateur rapportée au bassin versant d'apport.

Afin de mettre en regard les résultats obtenus avec certaines réglementations ou préconisations reposant sur des objectifs volumiques formulés en millimètre de ruissellement sur la surface d'apport, les abaques font également apparaître les hauteurs de ruissellement « équivalentes »  $\tilde{h}_P$  associées aux différents couples de  $b$  et  $h_P$ .

Il est important de noter que dans l'ensemble des abaques présentés par la suite, l'efficacité de l'ouvrage est représentée en fonction de la conductivité hydraulique à saturation  $K_S$ , pour des valeurs potentiellement différentes de celles utilisées lors du calage et de la validation du méta-modèle (même si la gamme de variation sélectionnée correspond approximativement à ces dernières). Il est donc vérifié graphiquement que l'interpolation réalisée entre les valeurs de  $K_S$  correspondant aux types de sols présentés à l'Annexe D.1 demeure plausible et ne fait pas apparaître de variations inattendues de  $E_{POLTot}$  (qui traduirait alors un sur-apprentissage du méta-modèle).



### **5.3.1.2. Propagation et visualisation de l'incertitude liée aux paramètres**

La variabilité des résultats induite par l'incertitude quant à la paramétrisation de la chaîne de modélisation est prise en compte en réalisant avec le méta-modèle, pour chaque point des abaques (configuration à  $b$  ou  $\tilde{b}$ ,  $K_S$ ,  $h_P$ , et  $Q_{MAX}$  fixés), 20.000 simulations pour lesquelles les paramètres n'ayant pas directement trait à la conception de l'ouvrage sont tirés aléatoirement en reprenant les plages de valeurs utilisées dans le cadre de l'analyse de sensibilité (cf. Tableau 4.1 et Tableau 4.2).

Bien que pouvant présenter un certain intérêt, le bypass du volume de stockage pendant les fortes pluies ne correspond pas à un mode de conception fréquent en France (cf. 1.4) et seuls des ouvrages sans bypass sont donc considérés dans la suite. Le coefficient  $\alpha$  caractérisant la géométrie des berges de l'ouvrage, ainsi que les paramètres de la loi de régulation  $a_1$  et  $a_2$  sont également générés de façon aléatoire. Pour ces deux derniers paramètres, les valeurs retenues pour l'analyse de sensibilité étant essentiellement théoriques et peu représentatives des pratiques actuelles, une gamme de variation plus réduite est ici sélectionnée. L'objectif des dispositifs de régulation manufacturés étant généralement d'atteindre le plus rapidement possible le débit de consigne  $Q_{MAX}$  (situation correspondant à des valeurs faibles de  $a_2$ ), la valeur maximale de  $a_2$  est ici fixée à 0.5 ce qui correspond au cas de figure le plus « défavorable » en termes d'allure de la loi de vidange. La valeur maximale du paramètre  $a_1$  est quant à elle fixée à 0.1, ce qui suppose que le dispositif de régulation ne se situe pas excessivement bas par rapport au radier de l'ouvrage (l'analyse de sensibilité suggérant clairement qu'une telle situation serait peu favorable pour la maîtrise des flux de polluants).

Les résultats sont présentés sous la forme de courbes de niveau correspondant au 1<sup>er</sup> décile des efficacités  $E_{POL,Tot}$  obtenues après propagation de l'incertitude sur les paramètres n'ayant pas été fixés. Les abattements apparaissant dans les abaques peuvent donc être interprétés comme des valeurs « seuil », dépassées dans 90% des cas et destinées à garantir l'efficacité de l'ouvrage. La variabilité des abattements est exprimée à partir de l'écart  $\Delta E_{10-90}$  entre le 1<sup>er</sup> et le 9<sup>ème</sup> décile de ces efficacités et représentée par un gradient de couleur.

### **5.3.1.3. Méthodologie pour une analyse complémentaire de certaines configurations**

Une analyse approfondie de quelques scénarios de gestion identifiés à partir des abaques est réalisée en utilisant non plus le méta-modèle mais la chaîne de modélisation de référence. Une durée de simulation de 10 ans est alors considérée afin d'étudier la distribution d'un

certain nombre d'indicateurs relatifs au fonctionnement de l'ouvrage. L'approche de propagation des incertitudes adoptée pour la construction des abaques est à nouveau appliquée ici, en limitant toutefois le nombre de simulation à 400 pour chacune des configurations étudiées (en raison des temps de calcul très élevés).

La distribution des flux journaliers rejetés est dans un premier temps comparée à celle des flux journaliers produits sur le bassin versant d'apport afin de comprendre l'incidence de l'ouvrage vis-à-vis des pluies courantes comme des événements de période de retour plus élevée. Cette approche fournit par ailleurs un éclairage quant à la pertinence de certaines préconisations basées sur des critères dits de « zéro-rejet » pour une période de retour donnée (cf. 1.3). L'absence de rejet pour une période de retour de 3 mois est par exemple un critère d'éligibilité aux projets de « gestion durable des eaux de pluie dans les projets d'aménagements urbains » de l'Agence de l'Eau Seine Normandie (AESN, 2015), bien que rien n'indique a priori qu'un abattement satisfaisant ne puisse être obtenu pour un objectif « moins ambitieux ». Les paramètres du modèle de production étant ici tirés au hasard, une forte variabilité dans l'ordre de grandeur des flux émis est susceptible d'être observée d'une simulation à l'autre. Les distributions présentées par la suite font donc apparaître des rejets normalisés rapportés à la masse annuelle moyenne de polluants émise au niveau des surfaces amont (ici calculée pour une période de modélisation de 10 ans).

Un bilan hydrologique au niveau de l'ouvrage est dans un second temps réalisé pour chacune des configurations testées de manière à préciser la contribution des processus d'infiltration, d'évaporation en surface et d'évapotranspiration depuis le sol aux abattements simulés.

Le niveau de sollicitation de l'ouvrage est enfin analysé : si les premiers résultats obtenus suggèrent que des abattements importants peuvent être atteints pour des sols faiblement perméables (cf. 2.3), il semble en effet nécessaire, dans de telles situations, de s'interroger sur la capacité du sol à évacuer les volumes capturés. Les principaux facteurs pouvant conduire à des dysfonctionnements de l'ouvrage sont (1) le maintien en eau de l'ouvrage pour des durées importantes (risque de colmatage ou nuisances avec la prolifération d'insectes) et (2) la saturation en profondeur du sol sous l'ouvrage. Une comparaison de la distributions des niveaux de remplissage maximum et moyens journaliers (hauteur d'eau moyenne ou maximale simulée sur chaque journée rapportée à la capacité totale de l'ouvrage) ainsi que des teneurs en eau moyennes journalières sur une épaisseur de sol de

1m (moyenne de la teneur en eau moyenne sur le premier mètre de sol sur chaque journée de simulation) est donc effectuée pour les différentes configurations retenues.

Afin de faciliter l'analyse des résultats, les différentes distributions sont également présentées pour une configuration particulière de la chaîne de modélisation en fixant l'ensemble des paramètres n'ayant pas directement trait à la conception de l'ouvrage.

### 5.3.2. Analyse des stratégies de réduction des volumes

#### 5.3.2.1. Influence des paramètres de dimensionnement sur les efficacités simulées

Les abaques faisant apparaître les abattements en masses  $E_{POL,Tot}$ , en fonction de la conductivité hydraulique à saturation du sol  $K_S$  et de la surface relative de l'ouvrage  $b$ , pour différentes valeurs du volume mort  $h_P$  sont présentés Figure 5.3.

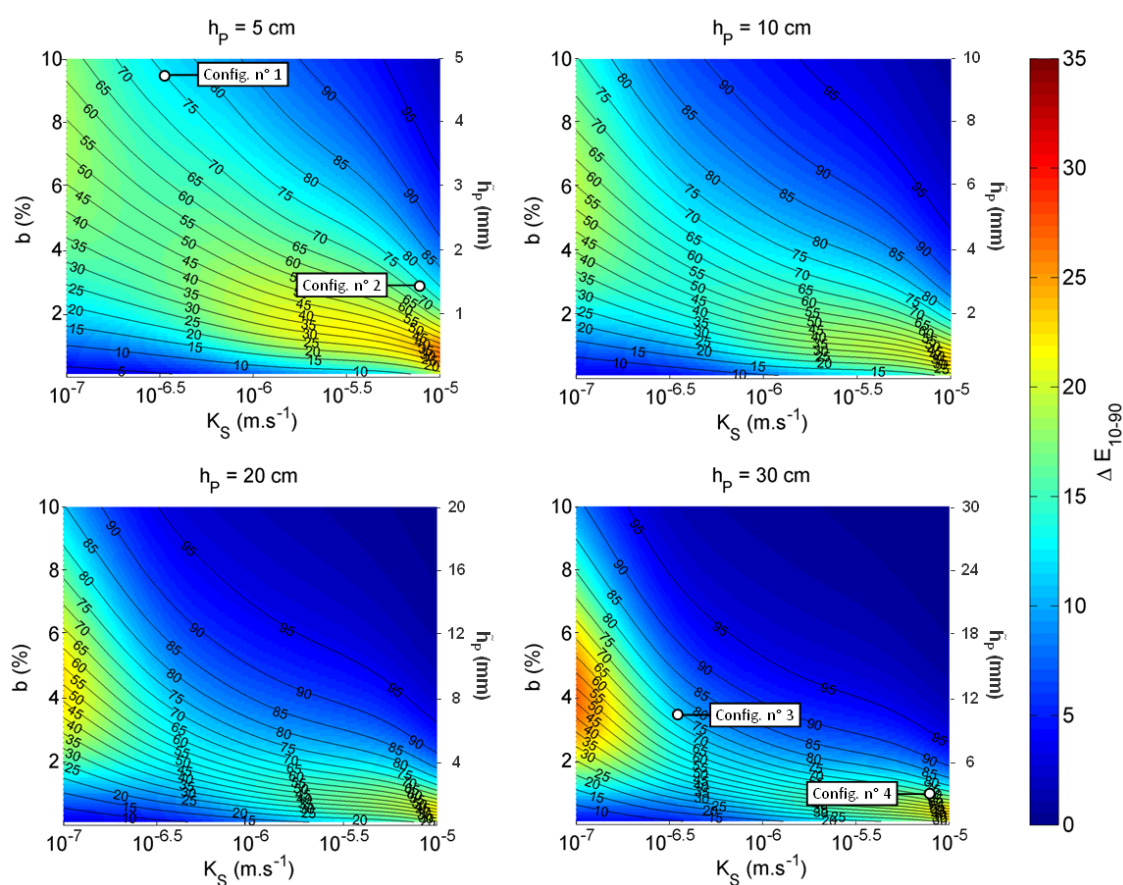


Figure 5.3 – Abaques pour les stratégies de réduction des volumes - Abattement total  $E_{POL,Tot}$  (1<sup>er</sup> décile des valeurs simulées) en fonction de la surface de l'ouvrage  $b$  et de la capacité d'infiltration du sol pour différentes valeurs de  $h_P$  (Une présentation en page pleine de chaque abaque est fourni à l'Annexe E.6)

Les résultats suggèrent en premier lieu que des abattements significatifs (supérieurs à 75%) pourraient être obtenus dans de nombreuses situations, y compris pour de faibles valeurs de  $h_P$  (5cm par exemple) ou dans le cas de sols peu perméables ( $K_S \leq 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$ ), dès lors qu'une surface suffisante est dédiée à la gestion des eaux pluviales (typiquement, pour des valeurs de  $b$  comprises entre 5% et 10%). Plus spécifiquement, des objectifs volumiques relativement modestes, portant sur des hauteurs de ruissellement  $\tilde{h}_P$  de l'ordre de 5mm, permettraient pour ces solutions (correspondant à une gestion plus diffuse du ruissellement) d'atteindre sur la plupart des sols des niveaux d'efficacités assez satisfaisants ( $E_{POL,Tot} \geq 75\%$ ). Ces résultats confirment la très grande sensibilité du modèle au paramètre  $b$  qui contrôle donc en grande partie les efficacités simulées (déjà mise en évidence avec l'analyse de sensibilité présentée en 4.2). L'allure générale des courbes « iso-efficacité » (donnant l'ensemble des configurations permettant d'atteindre un abattement donné) permet par ailleurs d'écarter l'éventualité d'un fort sur-apprentissage du réseau de neurones vis-à-vis de  $K_S$  puisque ne faisant pas apparaître de fluctuations aberrantes de l'efficacité entre les valeurs de conductivité hydraulique utilisées pour l'ajustement du méta-modèle.

Les abaques mettent également en évidence de fortes différences dans la variabilité des efficacités simulées suivant la configuration considérée. L'augmentation de l'incertitude sur les sorties du modèle pour les faibles valeurs de  $h_P$  est conforme aux résultats de l'analyse de sensibilité. Il est en revanche intéressant de remarquer que cette tendance tend à s'inverser aux très faibles valeurs de  $K_S$ , avec l'apparition d'une zone d'efficacité plus variable aux alentours de  $10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$  pour  $h_P \geq 20\text{cm}$ . Une analyse plus poussée de la sensibilité des résultats obtenus aux paramètres « incertains » du modèle permet de relier ce phénomène au coefficient d'évapotranspiration  $E_{FF}$  dont l'effet devient significatif lorsque les pertes par infiltration diminuent et se rapprochent de celles liées à l'évaporation. Ces résultats sortent néanmoins du cadre de l'analyse du dimensionnement et sont donc présentés à l'Annexe E.2.

De manière plus générale, les abaques indiquent que l'incertitude sur la paramétrisation de la chaîne de modélisation donne lieu à une variabilité modérée des efficacités simulées (avec des valeurs de  $\Delta E_{10-90}$  pouvant néanmoins atteindre 25%). Si les écarts entre les 1<sup>er</sup> et 9<sup>ème</sup> déciles de  $E_{POL,Tot}$  peuvent parfois sembler importants, il convient de souligner qu'une telle variabilité traduit le fait que des abattements nettement supérieurs à ceux apparaissant Figure 5.3 pourraient dans certains cas être obtenus.

### 5.3.2.2. Fonctionnement de l'ouvrage pour des configurations particulières

Dans la suite, 4 scénarios de dimensionnement donnant lieu à des efficacités d'environ 75% (au 1<sup>er</sup> décile, d'après le méta-modèle) sont sélectionnés pour une analyse plus approfondie du fonctionnement de l'ouvrage (cf. Tableau 5.1). L'importance des abattements observés dans le cas de sols dont la conductivité hydraulique se situe en deçà des valeurs minimales préconisées dans les guides de gestion (autour de  $10^{-6}$  m.s<sup>-1</sup>, cf. 1.4) étant assez inattendue, des sols faiblement perméables ( $K_S = 3.10^{-7}$  m.s<sup>-1</sup>) sont considérés pour deux des configurations retenues. Des situations contrastées en termes de hauteur d'eau maximale dans l'ouvrage (5cm et 30cm) et de surface disponibles (valeur de b comprises entre 1.25% et 9.5%) sont également sélectionnées.

Configuration	Type de sol	b	h <sub>p</sub>
Configuration n°1	Sandy Clay ( $K_S = 3.10^{-7}$ m.s <sup>-1</sup> )	9.6 %	50 mm
Configuration n°2	Sandy Loam ( $K_S = 7.10^{-6}$ m.s <sup>-1</sup> )	3.1 %	50 mm
Configuration n°3	Sandy Clay ( $K_S = 3.10^{-7}$ m.s <sup>-1</sup> )	3.7 %	300 mm
Configuration n°4	Sandy Loam ( $K_S = 7.10^{-6}$ m.s <sup>-1</sup> )	1.25 %	300 mm

Tableau 5.1 – Configurations retenues pour une étude approfondie du fonctionnement de l'ouvrage (correspondant à correspondant à  $E_{POL, Tot} \approx 75\%$ )

#### a. Distribution des rejets

L'incidence des quatre scénarios de gestion sur la distribution temporelle des masses de polluants (cumulées sur 24h) rejetées vers le réseau ou le milieu récepteur est présentée Figure 5.4. Les larges intervalles de confiance obtenus indiquent en premier lieu que l'incertitude sur la valeur de certains paramètres de la chaîne de modélisation peut avoir une incidence significative sur la distribution des rejets simulés en amont comme en aval de l'ouvrage (ce que laissait déjà supposer l'analyse de sensibilité, avec la plus forte variabilité des efficacités calculées pour les périodes de retour 1 et 6 mois, cf. 4.2).

Pour les faibles périodes de retours, les écarts observés d'un scénario à l'autre demeurent modérés et reflètent en grande partie l'incertitude quant au fonctionnement de l'ouvrage vis-à-vis des pluies courantes. La Figure 5.4 indique ainsi qu'un abattement assez variable des événements les plus fréquents devrait être attendu dans le cas de la configuration 3, traduisant une incertitude importante quant à la capacité de l'ouvrage à se vidanger en raison de la conductivité hydraulique limitée du sol et de la faible surface d'infiltration

disponible (cf. Tableau 5.3). Les intervalles de confiance suggèrent en revanche que la fréquence maximale des rejets demeure approximativement identique d'une configuration à l'autre et qu'une période de retour inférieure à 10 jours peut au minimum être attendue pour le seuil d'efficacité sélectionné ( $E_{POL,Tot} = 75\%$ ). Les écarts dans la fréquence des rejets peuvent également être mis en évidence en considérant une paramétrisation particulière de la chaîne de modélisation (trait plein dans la Figure 5.4) : pour la paramétrisation retenue (fournie à l'annexe E.1), l'abattement le plus systématique des pluies courantes est ainsi simulé pour la configuration 3 (période de retour des rejets d'environ 20 jours) tandis que la fréquence de rejet la plus élevée est obtenue pour la configuration 2 (période de retour d'environ 13 jours). Ces différences de comportement vis-à-vis des pluies courantes permettent alors en grande partie d'expliquer qu'à niveau d'efficacité équivalent des écarts importants soient observés d'un scénario de dimensionnement à l'autre pour les rejets de plus forte période de retour.

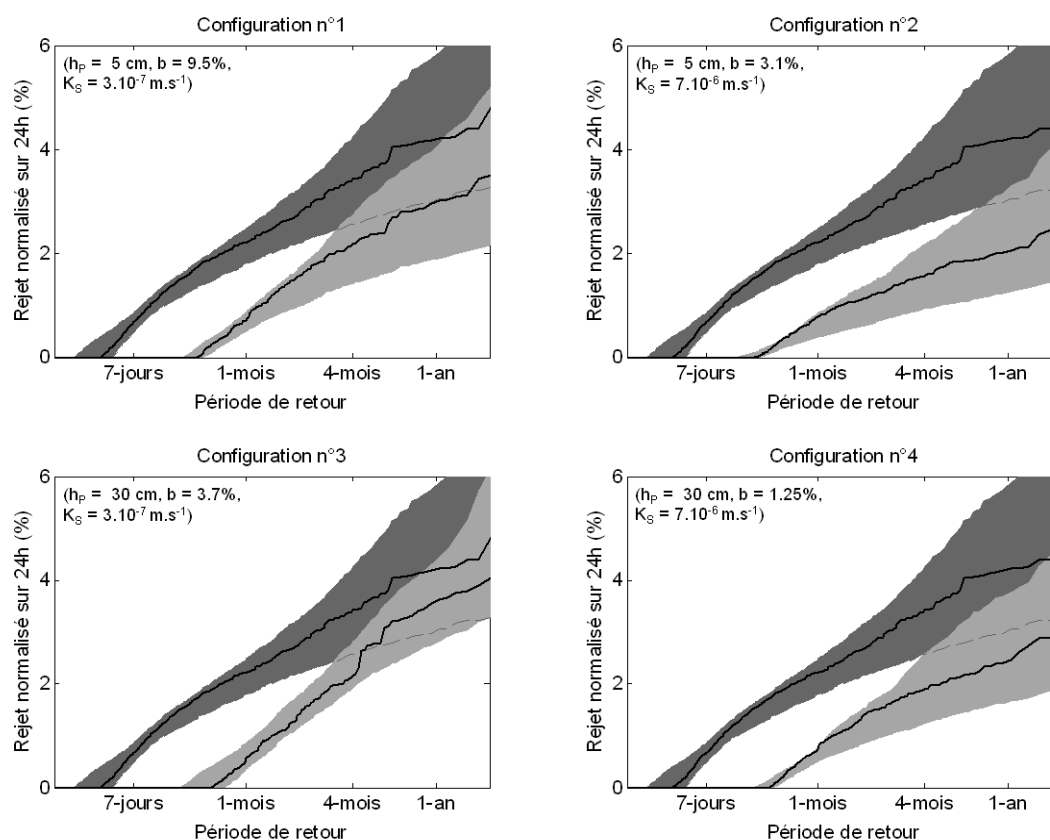


Figure 5.4 – Distribution des masses rejetées cumulées sur 24h (réduction des volumes) exprimées en % de la masse annuelle moyenne émise au niveau du bassin d'apport. En gris sombre : distribution des rejets en amont de l'ouvrage (Intervalle de confiance 10-90%). En gris clair: distribution des rejets pour les différents scénarios de gestion (Intervalle 10-90%). Trait plein : distribution obtenue pour une configuration correspondant à  $E_{POL,Tot} \approx 75\%$

L'incidence des quatre scénarios de gestion considérés sur les rejets de périodes de retour supérieures à quelques mois est également contrastée, et diffère en particulier d'un type de sol à l'autre. Si dans le cas d'ouvrages présentant de bonnes capacités d'infiltration (configurations 2 et 4), une réduction importante des rejets de polluants pourrait être obtenue pour les événements rares, les bénéfices semblent plus limités pour les sols peu perméables (configurations 1 et 3). La distribution associée à la configuration 3 (et dans une moindre mesure celle associée à la configuration 1) suggère ainsi que l'efficacité de l'ouvrage pourrait s'avérer très limitée pour les rejets de périodes de retour supérieures à 1 an, avec une très grande similitude entre les émissions au niveau du bassin d'apport et les masses rejetées à l'aval de l'ouvrage. Pour ce scénario de dimensionnement, le niveau des rejets associés aux événements exceptionnels est cependant « compensé » par un abattement plus systématique des pluies courantes pour un certain nombre de configurations de la chaîne de modélisation.

De manière générale, la plus grande efficacité vis-à-vis des pluies rares pour les fortes valeurs de  $K_S$  résulte vraisemblablement d'une meilleure capacité de vidange de l'ouvrage au cours d'un événement pluvieux et pendant les périodes de temps sec.

### b. Bilan hydrologique

Le bilan hydrologique de l'ouvrage simulé pour les différents scénarios de gestion est détaillé dans le Tableau 5.2. La faible variabilité des termes correspondant à l'infiltration ou au rejet vers l'aval en comparaison de celle des efficacités en masse de polluant (Figure 5.3) illustre la sensibilité plus limitée des abattements volumiques à la paramétrisation de la chaîne de modélisation (cf. 4.2). Il est néanmoins important de remarquer que les termes se rapportant à l'évaporation ou l'évapotranspiration demeurent nettement plus incertains.

La contribution de l'évaporation de l'eau libre à la surface de l'ouvrage apparaît nettement plus faible que celle des autres termes du bilan hydrologique. De manière prévisible, cette dernière s'avère plus significative pour les sols peu perméables, les flux d'évaporation n'étant alors plus négligeables devant les pertes par infiltration (et l'ouvrage restant par ailleurs en eau sur des durées plus importantes). Une augmentation des volumes évaporés en surface est par ailleurs observée pour  $h_P = 300\text{mm}$ , ce qui s'explique principalement par un maintien en eau de l'ouvrage pour des durées plus importantes (cf. Figure 5.5). Les résultats semblent également indiquer que l'évapotranspiration des volumes d'eau stockés

dans le sol pourrait représenter une part importante du bilan hydrique de l'ouvrage. De la même manière que pour l'évaporation à surface libre, la contribution de l'évapotranspiration depuis le sol est d'autant plus importante que la capacité d'exfiltration du sol (liée à  $K_s$ ) est limitée. En revanche, ce flux ne s'appliquant plus à l'ouvrage lorsqu'une lame d'eau s'accumule à sa surface, une contribution plus limitée de l'évapotranspiration est observée pour  $h_p = 300\text{mm}$  (puisque à capacité d'infiltration équivalente l'augmentation du volume mort se traduit par le maintien en eau de l'ouvrage sur des durées plus importantes).

Composante du bilan	Config. n°1	Config. n°2	Config. n°3	Config. n°4
Infiltration	60 – 64 %	65 – 69 %	55 – 64 %	64 – 68 %
<i>dont évapotranspiration</i>	9.5 – 42 %	3.8 – 25%	1.3 – 15 %	1.4 – 11 %
<i>dont exfiltration</i>	20 – 52 %	43 – 63 %	43 – 60 %	54 – 65 %
Evaporation à surface libre	1.1 – 5.6 %	0.0 – 0.2 %	2.1 – 13 %	0.0 – 0.5 %
Rejet vers l'aval	32 – 38 %	30 – 35 %	28 – 38 %	32 – 35 %

*Tableau 5.2 – Bilan hydrologique pour les 4 configurations retenues dans le cas des stratégies de réduction des volumes ruisselés (Intervalle de confiance 10-90%) calculé sur les 10 ans de simulation.*

Si l'évaporation des volumes stockés à la surface de l'ouvrage et l'évapotranspiration depuis le sol pourraient contribuer de façon significative à l'abattement des volumes ruisselés, il convient cependant de rappeler que la représentation de ces flux dans la chaîne de modélisation de référence demeure relativement simple et assez incertaine. Une description plus aboutie de ces pertes est donc probablement nécessaire pour préciser le bilan hydrologique de l'ouvrage.

### c. Niveau de sollicitation de l'ouvrage

Les fréquences de non dépassement des teneurs en eau moyennes journalières calculées sur une épaisseur de sol de 1 m depuis la surface de l'ouvrage sont données Figure 5.5. Si les teneurs en eau obtenues pour les sols présentant une bonne capacité de drainage demeurent le plus souvent largement inférieures à la teneur en eau à saturation, une saturation en profondeur du sol est à l'inverse fréquemment simulée pour les faibles valeurs de  $K_s$ , ce qui conduit à s'interroger sur de possibles interactions de l'ouvrage avec la nappe phréatique et la capacité réelle du sol à évacuer de manière pérenne les volumes d'eau



capturés. Bien que des efficacités acceptables soient ici simulées pour chacune des configurations testées, il convient en effet de souligner que le modèle utilisé ne permet pas de rendre compte de l'influence de la nappe phréatique et suppose donc que cette dernière se situe à une distance suffisamment importante de la surface du sol pour ne pas « freiner » l'infiltration.

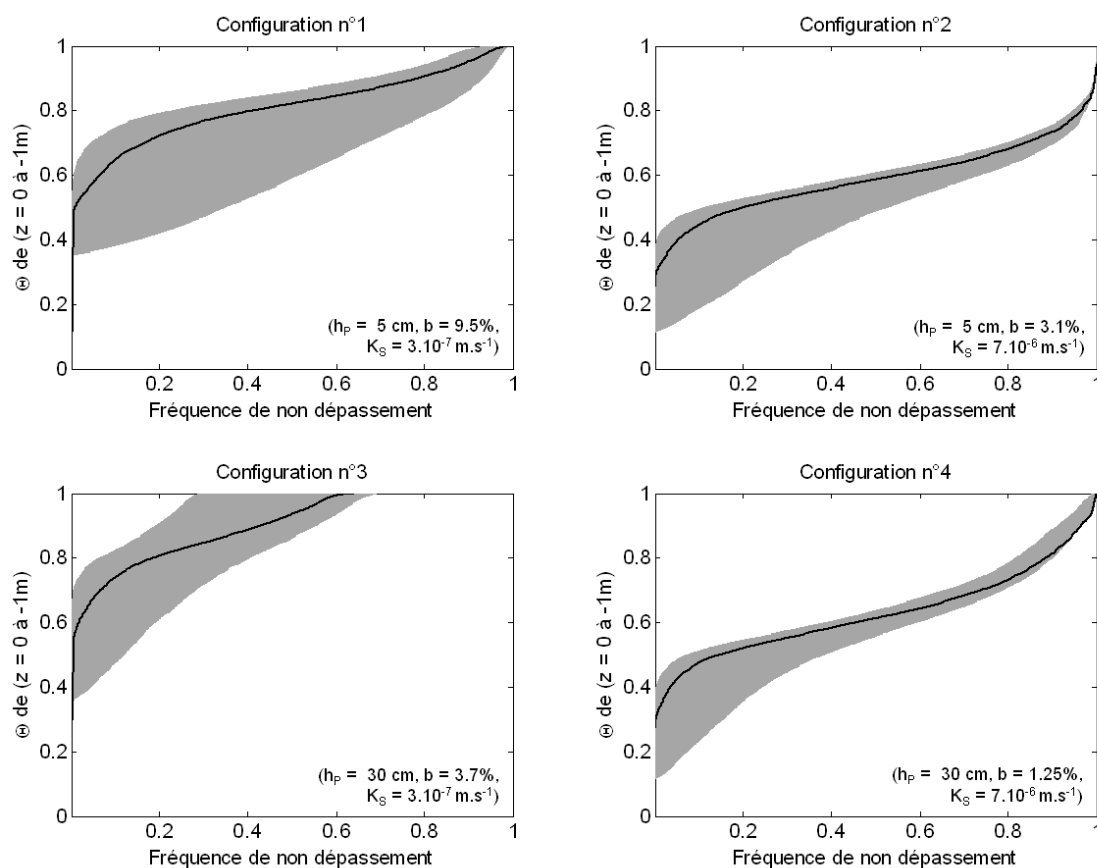


Figure 5.5 – Distribution des teneurs en eau relatives moyennes (sur 24h) sur une couche de sol de 1m à la surface de l'ouvrage. En gris : Intervalle de confiance 10-90%, En noir : distribution obtenue pour une configuration correspondant à  $E_{POL, Tot} \approx 75\%$

Les résultats obtenus pour  $K_S = 3.10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$  suggèrent que le recours aux stratégies de réduction des volumes pourrait s'avérer problématique pour les sols ne présentant pas une perméabilité suffisante, à moins que de faibles valeurs de  $h_p$  ne soient considérées (ce qui nécessiterait alors des surfaces d'infiltration plus importantes). Le modèle utilisé ne reposant cependant que sur une description strictement unidimensionnelle de l'infiltration, une analyse plus approfondie du fonctionnement de l'ouvrage, tenant compte des écoulements latéraux dans le sol, serait vraisemblablement nécessaire pour conclure quant à l'existence de ce phénomène de saturation et à la faisabilité des différents scénarios étudiés.

La distribution des niveaux de remplissage moyens et maximums journaliers (Figure 5.6) met également en évidence de très nettes différences dans le degré de sollicitation de l'ouvrage pour les différents scénarios de gestion. Si la fréquence à laquelle la capacité maximale de l'ouvrage est atteinte sur une durée de 24h est approximativement la même d'une configuration à l'autre (puisque correspondant à la fréquence de rejet présentée Figure 5.4), la fréquence associée à la présence d'eau dans l'ouvrage varie en revanche considérablement suivant la valeur de  $K_S$  et de  $h_P$  (cf. Tableau 5.3). De la même manière, les résultats font apparaître des différences très nettes dans la distribution des hauteurs d'eau moyennes sur 24h d'une configuration à l'autre. La fréquence à laquelle la hauteur d'eau moyenne journalière dépasse 50% de la capacité de l'ouvrage demeure ainsi très faible dans le cas des scénarios 2 et 4 ( $\leq 2\%$ ). A l'inverse, la distribution des hauteurs d'eau moyennes tend à se rapprocher de celle des hauteurs d'eau maximales pour les configurations 1 et 3, ce qui traduit une capacité limitée du sol à évacuer les volumes capturés (cf. Tableau 5.3).

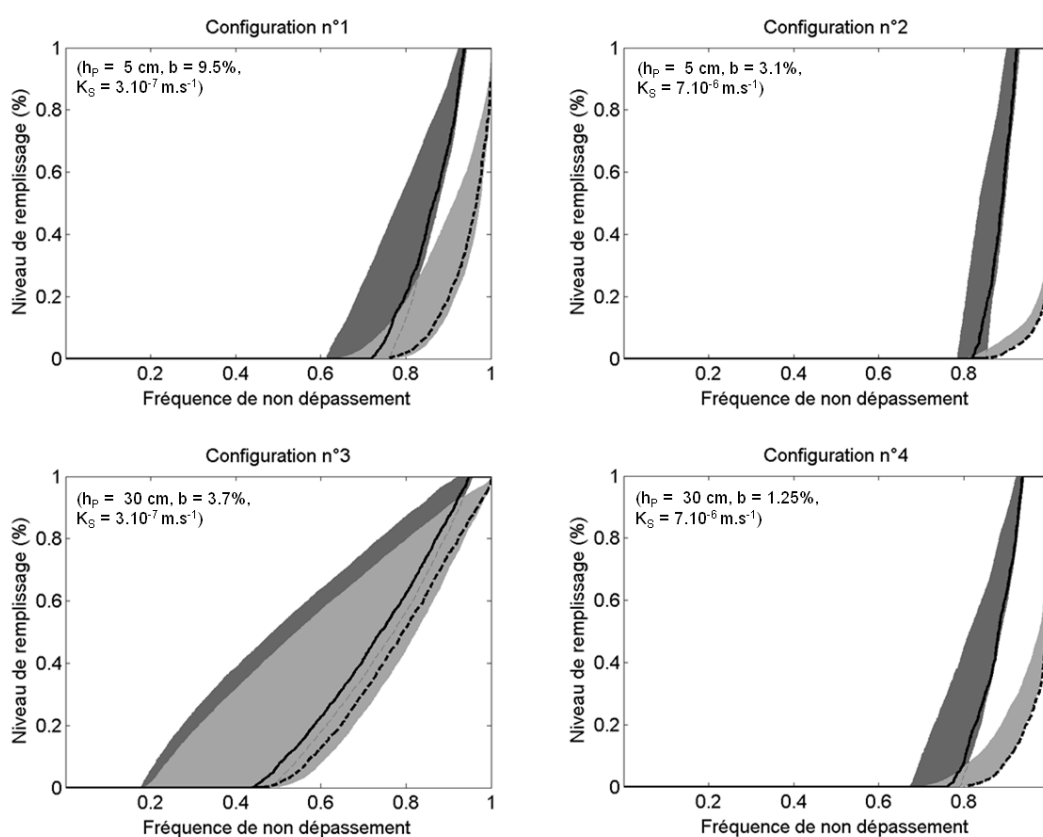


Figure 5.6 – Distribution des niveaux de remplissage maximums et moyens sur 24h dans l'ouvrage. En gris clair : maximums journaliers (Intervalles 10-90%), En gris sombre : moyenne journalières (Intervalles 10-90%). En noir: distributions pour une configuration correspondant à  $E_{POL, Tot} \approx 75\%$ : niveaux maximums en trait plein et niveaux moyens et en pointillés (L'allure de ces distributions est commentée à l'Annexe E.1).

Fréquence	Config. n°1	Config. n°2	Config. n°3	Config. n°4
<sup>1</sup> Apport d'eau dans l'ouvrage	18 – 31%	18 – 31%	18 – 31%	18 – 31%
<sup>2</sup> Présence d'eau dans l'ouvrage	23– 39%	15 – 22%	56 – 82%	21 – 33%
<sup>3</sup> Niveau moyen $\geq 0.5 \times h_P$	3 – 9%	< 0.1%	18 – 46%	0.5 – 2%
<sup>4</sup> Niveau maximum atteint	5 – 8%	7 – 10%	4 – 8%	6 – 10%

Tableau 5.3 – Analyse du niveau de sollicitation de l'ouvrage. Fréquences (1) de ruissellement, (2) de mise en eau de l'ouvrage, (3) de hauteur d'eau journalière moyenne dans l'ouvrage supérieure à 50% de la capacité de l'ouvrage et (4) de remplissage maximal de l'ouvrage (Intervalle de confiance 10-90%) calculé sur les 10 ans de simulation.

Une fois encore, le comportement observé pour les configurations 1 et 3 se révèle problématique, avec une stagnation probable de volumes conséquents dans l'ouvrage et des fréquences de mise en eau (comprises entre 23 et 82%) largement supérieures à celle du ruissellement (de 18 à 31%) (cf. Figure 5.6 et Tableau 5.3) suggérant que la vidange de l'ouvrage entre deux événements pluvieux est le plus souvent incomplète. Un tel résultat n'est cependant pas réellement surprenant étant donnée la faible valeur de la conductivité hydraulique du sol sélectionné. En supposant l'évaporation négligeable et la vitesse d'infiltration égale à  $K_S$ , près de 2 semaines seraient en principe nécessaires dans le cas de la configuration 3 pour vidanger l'ouvrage une fois l'élévation maximale (300 mm) atteinte. Le respect d'un temps de vidange en 48h pour ce type de sol ( $K_S = 1.2$  mm/h) semble par conséquent difficile pour des valeurs de  $h_P$  supérieures à 50mm, ce qui suggère à nouveau que le recours à des ouvrages d'emprise plus importante, avec des hauteurs d'eau plus limitées est vraisemblablement préférable pour les sols faiblement perméables.

### 5.3.3. Analyse des stratégies de régulation des débits

#### 5.3.3.1. Influence des paramètres de dimensionnement sur les efficacités simulées

Dans le cas de la régulation des débits, la présence ou non d'un volume mort est susceptible d'influencer de façon significative la variabilité des efficacités simulées. Les abaques Figure 5.7 font apparaître l'abattement  $E_{POL, Tot}$  calculé en absence de volume mort pour des débits de fuites de 1 et 10 l/s/ha. Les abattements sont ici exprimés en fonction de  $K_S$  et de  $b$ , l'introduction de la grandeur  $\tilde{b}$  n'étant pas réellement pertinente en absence de volume mort sous le niveau du régulateur (cf. Annexe E.4).

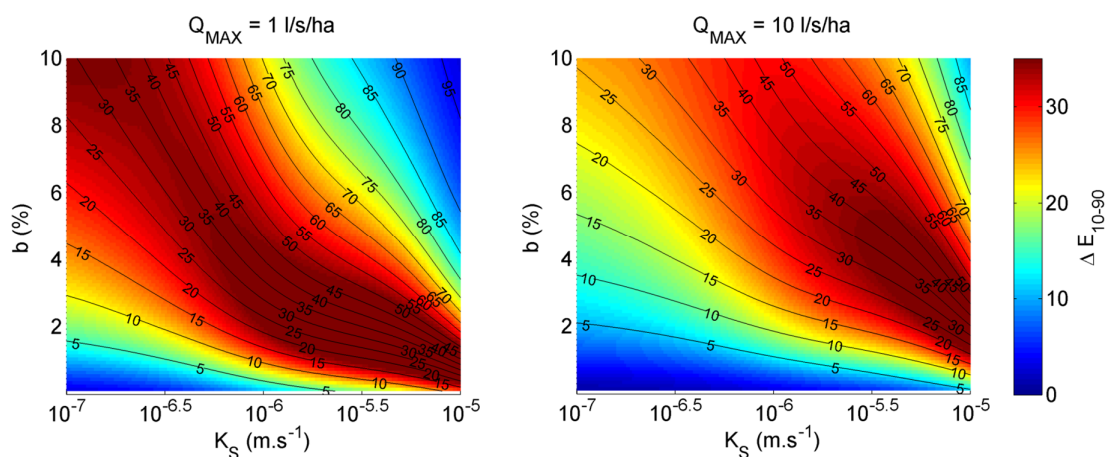


Figure 5.7 – Abaques pour les stratégies de régulation des débits en absence de volume mort ( $h_P = 0$ ). 1<sup>er</sup> décile de l'abattement total  $E_{POL,Tot}$  en fonction de la surface de l'ouvrage  $b$  et de la capacité d'infiltration du sol pour  $Q_{MAX} = 1$  et  $10$  l/s/ha

Lorsque  $Q_{MAX} = 10$  l/s/ha, le premier décile des efficacités simulées pour un couple de  $b$  et  $K_S$  donné apparaît nettement plus réduit que pour les scénarios de réduction des volumes (cf. Figure 5.3 en page 246) avec  $h_P = 5$  cm. Pour un débit de fuite plus réduit ( $Q_{MAX} = 1$  l/s/ha), les abattements présentés Figure 5.7 demeurent inférieurs à ceux obtenus pour la réduction des volumes à moins que des vitesses d'infiltration suffisamment élevées par rapport à  $Q_{MAX}$  (de l'ordre de  $10^{-5}$  m.s<sup>-1</sup>) ne soient considérées (afin de faciliter la lecture des résultats une comparaison directe entre stratégies de régulation et d'abattement est également fournie à l'annexe E.3 en page 362). Cette faible performance de l'ouvrage traduit ici un rejet systématique d'une fraction des pluies courantes à travers le dispositif de régulation pour les lois de vidanges les plus défavorables, et les abattements simulés sont alors d'autant plus limités que le débit de consigne  $Q_{MAX}$  est grand.

Si l'écart significatif entre le premier et le dernier décile des efficacités calculées pour chacune des configurations testées ( $\Delta E_{10-90}$ ) suggère que des niveaux satisfaisants de réduction des flux de polluants pourraient potentiellement être atteints en adoptant une stratégie de régulation des débits, cette variabilité met surtout en évidence la difficulté à garantir cette efficacité pour les ouvrages de régulation ne présentant pas de volume mort (et ne permettant par conséquent pas l'abattement systématique des pluies courantes). Par conséquent, la mise en œuvre d'ouvrages assurant uniquement un objectif de régulation des débits n'est vraisemblablement pas souhaitable pour la maîtrise des flux de polluants et seuls les scénarios de régulation avec volume mort sont donc considérés dans la suite.

## 5 - Vers la production de recommandations pour le dimensionnement des techniques alternatives

Des abaques correspondant à différents scénarios de régulation en termes de volume mort  $h_P$  et de débit de consigne  $Q_{MAX}$  sont présentés Figure 5.8 :

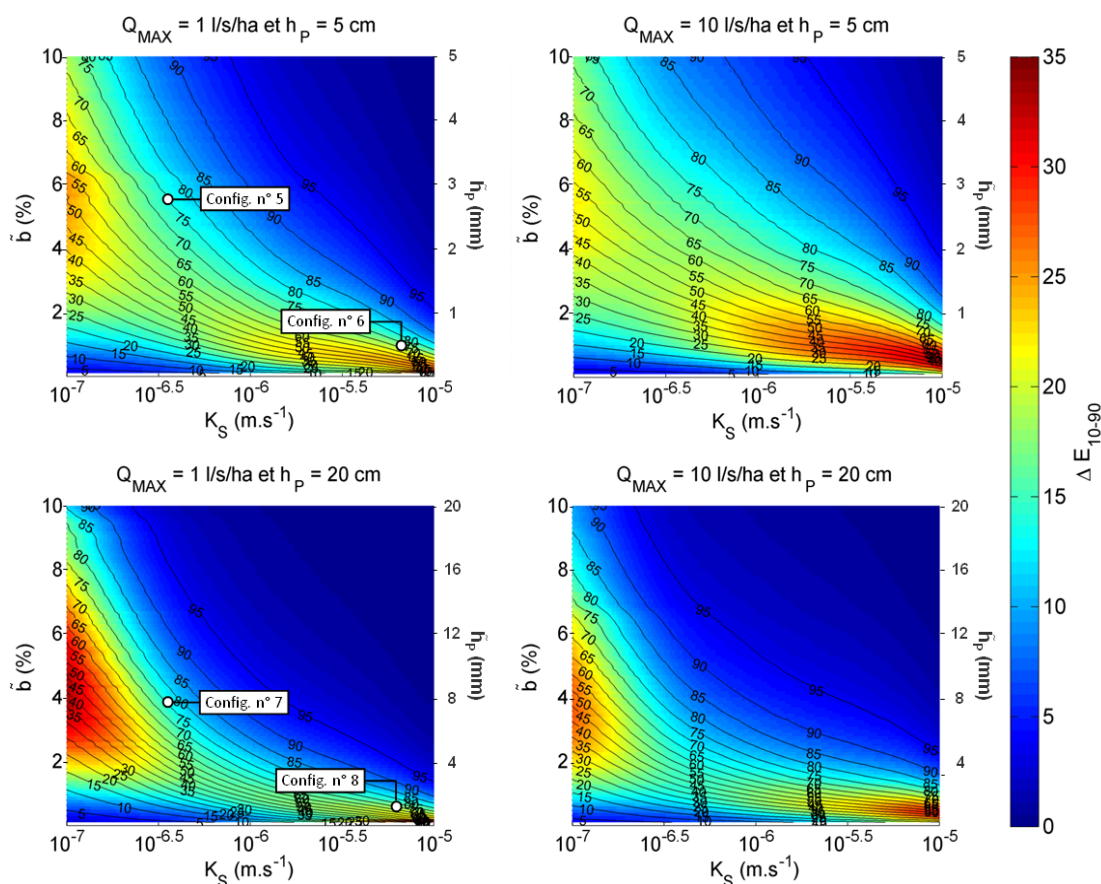


Figure 5.8 – Abaques pour les stratégies de régulation des débits (avec volume mort) - 1<sup>er</sup> décile de l'abattement total  $E_{POL,Tot}$  en fonction de la surface d'infiltration disponible sous le régulateur  $\tilde{b}$  et de la capacité d'infiltration du sol pour différentes valeurs de  $h_P$  et  $Q_{MAX}$  (Un tirage en page pleine de chaque abaque est fourni à l'Annexe E.7)

Dans l'ensemble, les efficacités simulées pour les différentes combinaisons de  $Q_{MAX}$  et  $h_P$  testées s'avèrent nettement moins incertaines que dans le cas précédent (en absence de volume mort). De la même manière que pour le scénario de réduction des volumes à  $h_P = 5$  cm (cf. Figure 5.3), une variabilité importante de  $E_{POL,Tot}$  est néanmoins observée pour les fortes valeurs de  $K_S$  dans la configuration  $Q_{MAX} = 10$  l/s/ha et  $h_P = 5$  cm.

De manière générale, le 1<sup>er</sup> décile des abattements simulés dans le cas des stratégies de régulation des débits pour une valeur de  $h_P$  donnée se révèle systématiquement supérieur à celui obtenu pour les scénarios de réduction des volumes (cf. Figure 5.3). Avec  $h_P = 5$  cm, les écarts observés se situent ainsi pour la plupart des configurations entre 15 et 50% pour  $Q_{MAX} = 1$  l/s/ha et 10 et 20% pour  $Q_{MAX} = 10$  l/s/ha. Ce gain d'efficacité tend à s'estomper

pour  $h_P = 20$  cm avec des écarts compris entre 5 et 25% pour  $Q_{MAX} = 1$  l/s/ha et 0 et 10% pour  $Q_{MAX} = 10$  l/s/ha (cf. Annexe E.3 pour une comparaison directe des abaques correspondants). En dépit de ces différences, la relative proximité des résultats obtenus pour une valeur de  $h_P$  donnée entre scénarios de réduction des volumes et régulation à 10 l/s/ha, tant du point de vue de la valeur que de la variabilité des efficacités simulées, suggère que pour les fortes valeurs de  $Q_{MAX}$  le comportement du dispositif de régulation vis-à-vis des pluies courantes tend à se rapprocher de celui obtenu pour une simple surverse de l'ouvrage (en particulier lorsque des valeurs modérées de  $K_S$  sont considérées).

Enfin, pour les sols très peu perméables, les abaques précédents mettent en évidence une sensibilité très limitée des abattements calculés à la valeur de  $h_P$  ou de  $Q_{MAX}$  (ce qui dans le cas de  $h_P$  apparaissait également pour les stratégies de réduction des volumes). L'influence réduite de ces paramètres s'explique principalement par l'incapacité de l'ouvrage à évacuer les volumes capturés pour les faibles valeurs de  $K_S$  (cf. 5.3.2.2). Ainsi, l'ouvrage demeurant en eau de façon quasi-permanente, la contribution des pertes par infiltration ou évaporation reste approximativement la même, indépendamment du volume mort  $h_P$  ou du débit de consigne  $Q_{MAX}$ .

### 5.3.3.2. Fonctionnement de l'ouvrage pour des configurations particulières

Etant donné la plus forte incertitude quant aux efficacités simulées pour un débit de fuite de 10 l/s/ha (et la proximité des résultats obtenus avec ceux correspondant aux stratégies de réduction des volumes), une valeur de 1 l/s/ha est retenue dans la suite pour une analyse approfondie du fonctionnement de l'ouvrage pour quelques scénarios de dimensionnement (correspondant à nouveau à  $E_{POL,Tot} = 75\%$ ). Bien que particulièrement contraignante, la régulation à 1 l/s/ha demeure représentative des pratiques actuelles en matière de gestion des eaux pluviales. (cf. Petrucci, 2012).

Configuration	Type de sol	$\bar{b}$	$h_P$	$Q_{MAX}$
Configuration n°5	Sandy Clay ( $K_S = 3.10^{-7}$ m.s <sup>-1</sup> )	5.8 %	50 mm	1 l/s/ha
Configuration n°6	Sandy Loam ( $K_S = 7.10^{-6}$ m.s <sup>-1</sup> )	0.9 %	50 mm	1 l/s/ha
Configuration n°7	Sandy Clay ( $K_S = 3.10^{-7}$ m.s <sup>-1</sup> )	4 %	200 mm	1 l/s/ha
Configuration n°8	Sandy Loam ( $K_S = 7.10^{-6}$ m.s <sup>-1</sup> )	0.6 %	200 mm	1 l/s/ha

Tableau 5.4 Configurations retenues pour une étude approfondie du fonctionnement de l'ouvrage (correspondant à  $E_{POL,Tot} \approx 75\%$ )

### a. Distribution des rejets

Les distributions des rejets de polluants simulées pour les stratégies de régulation des débits (Figure 5.9) demeurent très semblables d'un scénario de dimensionnement à l'autre. Un écrêtement légèrement plus important des rejets de période de retour élevée peut néanmoins être observé pour les configurations 6 et 8 (correspondant à  $K_S = 3.10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$ ). De la même manière que pour les stratégies de réduction des volumes, cette plus grande efficacité vis-à-vis des pluies rares pour les fortes valeurs de  $K_S$  traduit vraisemblablement une meilleure capacité de l'ouvrage à infiltrer en continu, pendant la durée de la pluie, une partie des volumes ruisselés lorsque le sol est suffisamment perméable.

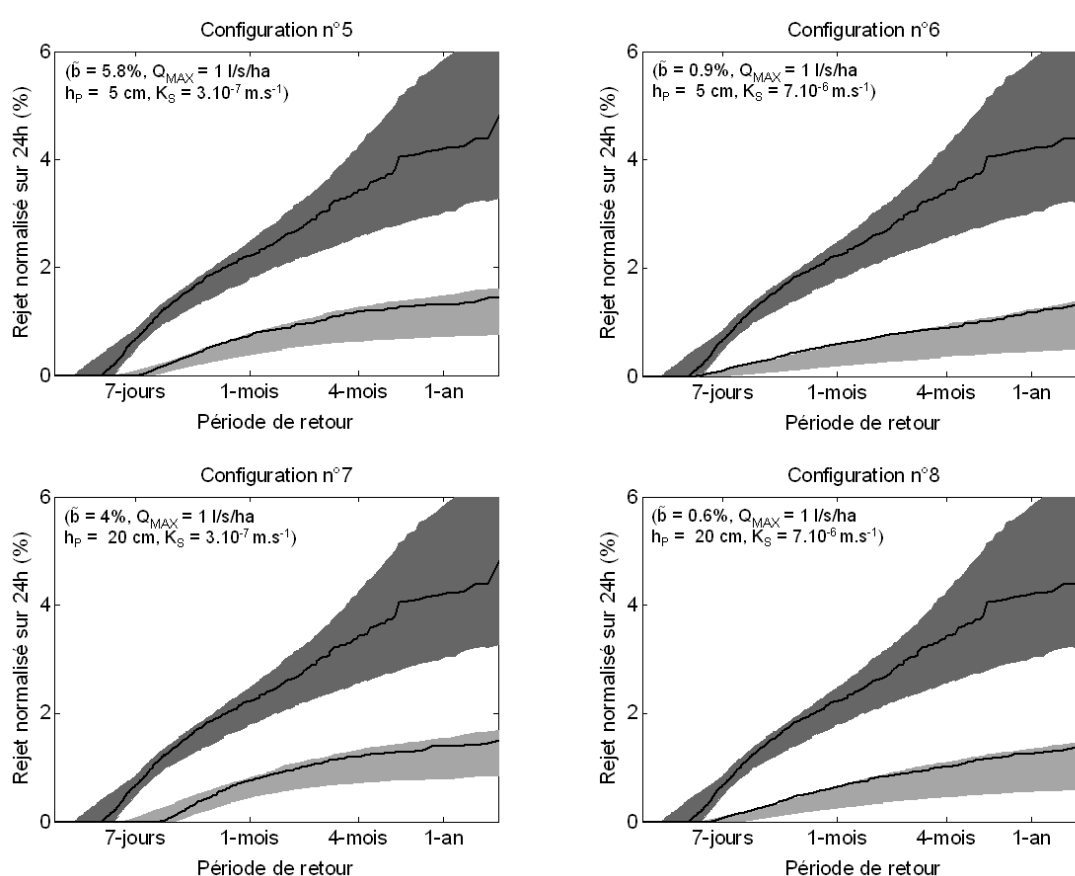


Figure 5.9 – Distribution des masses rejetées cumulées sur 24h exprimée en % de la masse annuelle moyenne émise au niveau du bassin d'apport. En gris sombre : distribution des rejets en amont de l'ouvrage (Intervalle de confiance 10-90%). En gris clair: distribution des rejets pour les différents scénarios de gestion (Intervalle 10-90%). Trait plein : distribution obtenue pour une configuration correspondant à  $E_{POL,Tot} \approx 75\%$

Les distributions précédentes diffèrent en revanche largement de celles obtenues pour les stratégies de réduction des volumes. A niveau d'efficacité  $E_{POL,TOT}$  équivalent, la proportion de la masse totale de polluant émise pour les périodes de retour élevées est ainsi

significativement réduite dans le cas de la régulation des débits, mais cette stratégie donne en contrepartie lieu à des rejets nettement plus fréquents que la réduction des volumes (et des masses rejetées plus importantes pour les périodes de retour inférieures à 1 mois). La comparaison des distributions révèle par ailleurs que, pour les périodes de retour supérieures à 1 mois, une plus forte variabilité des niveaux de rejet est observée pour les stratégies de réduction des volumes. Les résultats précédents suggèrent donc que la régulation des débits pourrait présenter un certain intérêt dans le cas où la gestion du ruissellement viserait non seulement à diminuer les émissions chroniques de polluants mais également à limiter les épisodes de rejet plus importants.

### b. Bilan hydrologique

Le bilan hydrologique associé aux différents scénarios de dimensionnement est présenté dans le Tableau 5.5. L'influence des paramètres  $h_P$  et  $K_S$  sur les différents termes de ce bilan s'avère ici la même que pour les stratégies de réduction des volumes : une contribution limitée de l'évaporation en surface est ainsi observée pour les sols perméables et la proportion des volumes infiltrés redirigée vers l'atmosphère par évapotranspiration apparaît plus importante pour les faibles valeurs de  $h_P$  et  $K_S$ .

Composante du bilan	Config. n°5	Config. n°6	Config. n°7	Config. n°8
Infiltration	61 – 69 %	69 – 83 %	57 – 68 %	68 – 81 %
<i>dont évapotranspiration</i>	7.4 – 40 %	2.0 – 22 %	1.6 – 21 %	1.1 – 11 %
<i>dont exfiltration</i>	27 – 57 %	57 – 76 %	43 – 64 %	63 – 76 %
Evaporation à surface libre	1.6 – 9.3 %	0.0 – 0.6 %	2.1 – 14 %	0.1 – 0.8 %
Rejet vers l'aval	23 – 35 %	16 – 30 %	22 – 34 %	18 – 31 %

*Tableau 5.5 – Bilan hydrologique pour les 4 configurations retenues dans le cas des stratégies de régulation des débits (Intervalle de confiance 10-90%) calculé sur les 10 ans de simulation.*

Par rapport aux scénarios de réduction des volumes (cf. Tableau 5.2), une plus grande variabilité des différentes composantes du bilan est néanmoins observée pour les 4 configurations sélectionnées. Bien que la variabilité des abattements en flux simulés par le modèle (Figure 5.8) soit assez comparable à celle des stratégies de réduction des volumes (Figure 5.3), l'efficacité hydrologique de l'ouvrage se révèle donc plus incertaine dans le cas de la régulation des débits (ce que suggéraient déjà les résultats de l'analyse de sensibilité, cf. 4.2).



c. Niveau de sollicitation de l'ouvrage

Pour les scénarios de dimensionnement retenus, les fréquence de non-dépassement des teneurs en eau moyennes (sur 24h) sur le premier mètre de sol dans l'ouvrage (Figure 5.10) mettent en évidence un niveau de sollicitation de l'ouvrage plus important que dans le cas des stratégies de réduction des volumes à configuration équivalente.

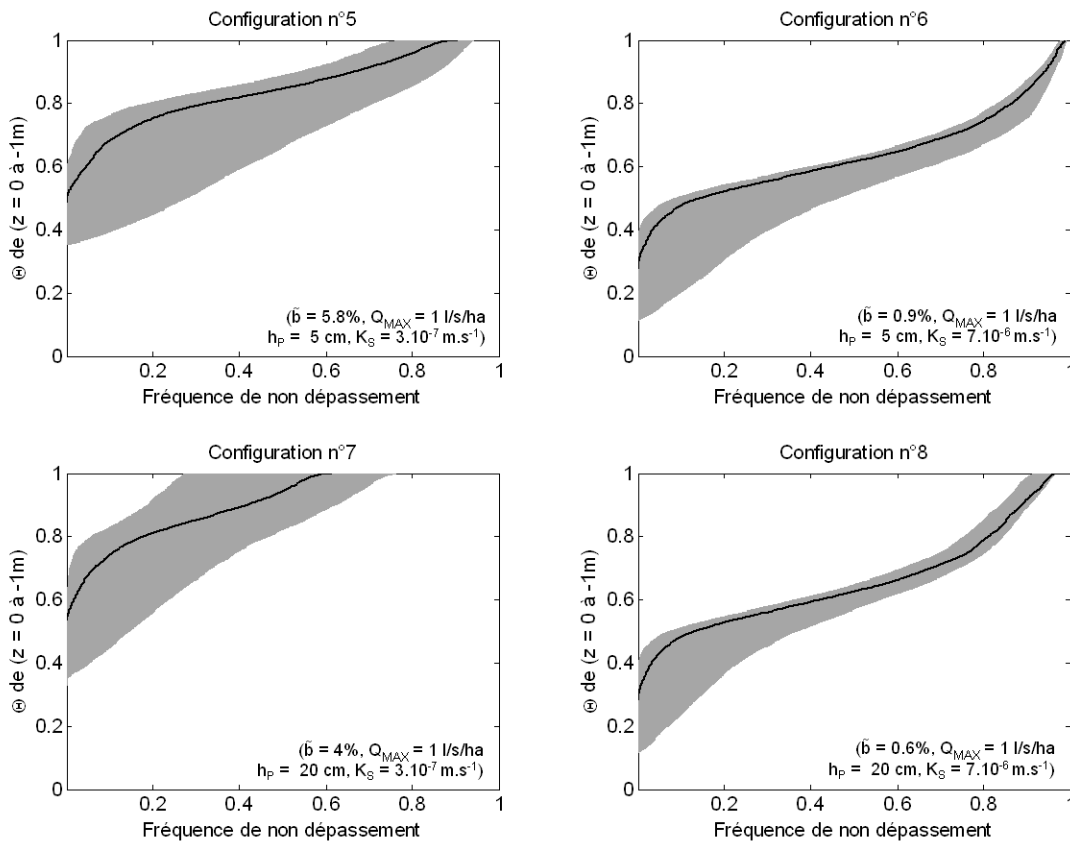


Figure 5.10 – Distribution des teneurs en eau relatives moyennes (sur 24h) sur une couche de sol de 1m à la surface de l'ouvrage. En gris : Intervalle de confiance 10-90%, En noir : distribution obtenue pour une configuration correspondant à  $E_{POL,Tot} \approx 75\%$

La comparaison des résultats obtenus pour  $h_p$  de 5 cm (configurations 1 et 2 pour la réduction des volumes et 5 et 6 pour le cas présent) indique ainsi qu'à volume mort équivalent la saturation en profondeur du sol sous l'ouvrage est nettement plus fréquente pour les stratégies de régulation des débits. Pour  $K_S = 3.10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$  (configurations 1 et 5), la teneur en eau relative moyenne (sur 24h) sur le premier mètre de sol dépasse ainsi 0.95 pour 10 à 34% de la durée de simulation dans le cas de la régulation des débits contre 4 à 19% dans le cas de la réduction des volumes. Lorsque  $K_S = 7.10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$  (configurations 2 et 6), cette fréquence passe de la même manière de moins de 0.1% du temps de simulation

pour le scénario de réduction des volumes à 2 à 5% pour la régulation des débits. Si le stockage temporaire des volumes capturés au-dessus du niveau du régulateur favorise dans une certaine mesure l'infiltration du fait d'un maintien en eau de l'ouvrage sur des durées plus importantes, l'absence de surverse pourrait donc également constituer (à niveau d'efficacité équivalent) un risque de dysfonctionnement dans le cas de sols peu ou modérément perméables (risque de colmatage associé au maintien en eau sur des durées trop importantes ou élévation locale des nappes superficielles). Il semble toutefois important de souligner que les surfaces d'ouvrage  $b$  considérées pour les scénarios de régulation des débits sont ici nettement inférieures à celles retenues dans le cas des scénarios de réduction des volumes ( $b = 9.6\%$  pour la configuration 1 contre  $b = 5.8\%$  pour la configuration 5). A surface d'infiltration équivalente, la mise en place d'un volume de stockage supplémentaire destiné à la régulation des débits, ne se traduirait donc pas nécessairement par une sollicitation aussi importante du sol et donnerait par ailleurs lieu à un meilleur abattement des flux de contaminants.

Pour les configurations sélectionnées, la possibilité d'une saturation en profondeur sur des sols présentant pourtant de bonnes capacités d'infiltration ( $K_S = 7.10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$ ) conduit enfin à s'interroger sur la pertinence d'une régulation basée sur de très faibles valeurs du débit de fuite  $Q_{MAX}$  (ici 1 l/s/ha). Le recours à un débit de consigne plus élevé permettrait en effet de limiter la sollicitation du sol (et de l'ouvrage) en assurant une évacuation plus rapide des volumes stockés au dessus du niveau du régulateur au cours d'évènements « exceptionnels ». Dans une telle situation, garantir un niveau d'abattement similaire à celui obtenu (pour une même valeur de  $K_S$  et de  $h_p$ ) pour une faible valeur du débit de fuite supposerait alors de considérer une surface d'infiltration/évapotranspiration plus importante (cf. Figure 5.8), ce qui réduirait également le risque de saturation en profondeur du sol ou de maintien en eau de l'ouvrage pour des durées trop importantes (L'effet d'une augmentation de  $Q_{MAX}$  est illustré à l'Annexe E.5)

La distribution des niveaux de remplissage moyen et maximum journaliers (Figure 5.11) illustre également la forte sollicitation de l'ouvrage pour les scénarios de dimensionnement testés et le caractère problématique d'une régulation pour des valeurs excessivement faibles du débit de fuite  $Q_{MAX}$ . La différence d'allure de ces distributions par rapport à celles obtenues pour les stratégies de réduction des volumes (Figure 5.6) s'explique en partie par le fait que la capacité totale de l'ouvrage est ici bien plus importante (ce dernier étant

dimensionné pour une pluie décennale). Cependant, la comparaison fait également apparaître une plus grande proximité des niveaux de remplissage maximum et moyen journaliers dans le cas de la régulation des débits, indiquant qu'au-delà d'une certaine période de retour le temps de vidange de l'ouvrage peut largement dépasser 24h (avec  $Q_{MAX} = 1$  l/s/ha). La fréquence d'observation de hauteurs d'eau non nulles dans l'ouvrage est par ailleurs largement supérieure pour les scénarios de régulation des débits et dépasse la fréquence de ruissellement en amont (cf. Tableau 5.6) pour trois des quatre configurations testées (fréquence de ruissellement et de mise en eau coïncidant approximativement pour la configuration 6). Pour ces scénarios, il est donc probable que la vidange de l'ouvrage ne s'effectue que de manière incomplète d'un évènement à l'autre et le recours à des solutions se rapprochant de celles de réduction des volumes, garantissant à la fois la maîtrise des pluies courantes tout en limitant le maintien en eau de l'ouvrage, semble une fois encore préférable à une régulation à 1 l/s/ha.

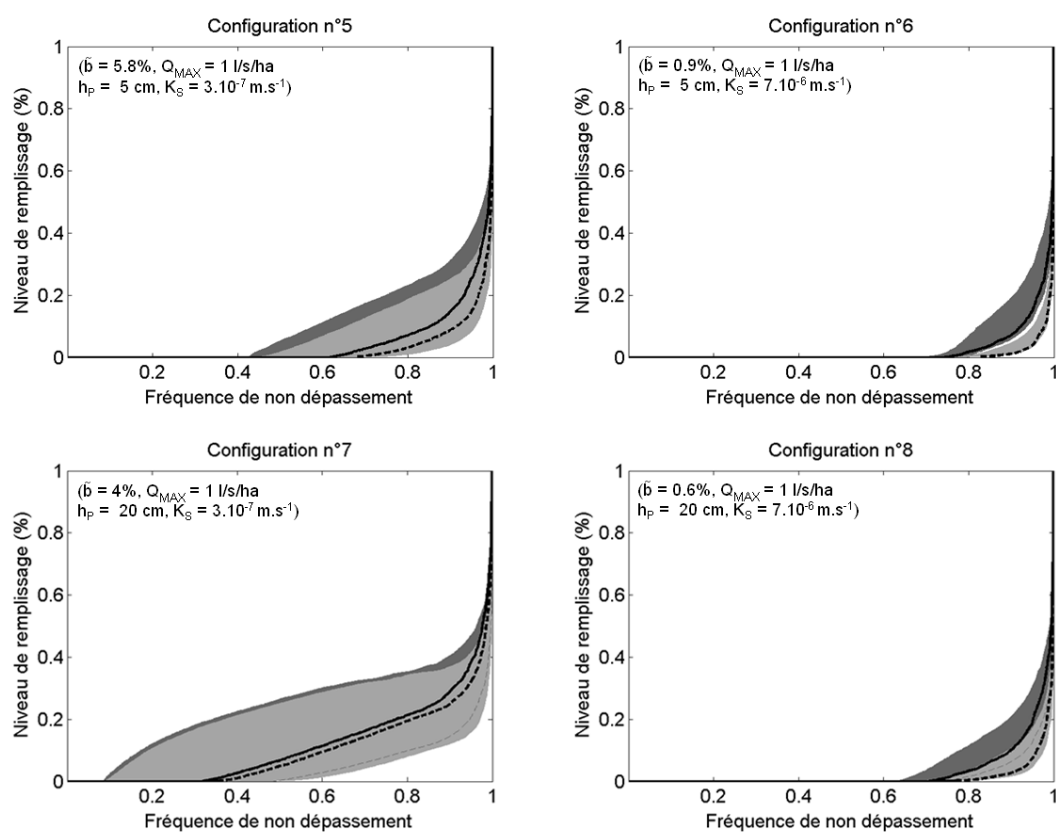


Figure 5.11 – Distribution des niveaux de remplissage maximums et moyens sur 24h dans l'ouvrage. En gris sombre : maximums journaliers (Intervalles 10-90%), En gris clair : moyennes journalières (Intervalles 10-90%). En noir : distributions pour une configuration correspondant à  $E_{POL, Tot} \approx 75\%$  : niveaux maximums en trait plein et niveaux moyens en trait pointillés.

Fréquence	Config. n°5	Config. n°6	Config. n°7	Config. n°8
<sup>1</sup> Apport d'eau dans l'ouvrage	18 – 31%	18 – 31%	18 – 31%	18 – 31%
<sup>2</sup> Présence d'eau dans l'ouvrage	31 – 56%	20 – 31%	53 – 86%	26 – 38%
<sup>3</sup> Niveau maximum atteint	> 0.1 %	> 0.1 %	> 0.1 %	> 0.1 %

*Tableau 5.6 – Analyse du niveau de sollicitation de l'ouvrage. Fréquences (1) de ruissellement, (2) de mise en eau de l'ouvrage, et (3) de remplissage maximal de l'ouvrage (Intervalle de confiance 10-90%) calculé sur les 10 ans de simulation. (<sup>3</sup>ces faibles fréquences traduisent le fait que le niveau maximal de l'ouvrage, dimensionné pour un évènement décennal, est très rarement atteint dans les simulations)*

## 5.4. Discussion et implications opérationnelles

Si les résultats précédents indiquent clairement que le recours à des solutions de régulation « au sens strict », c'est à dire des ouvrages ne présentant pas de volume mort, n'est généralement pas suffisant pour la maîtrise des flux de polluants, il semble important de garder à l'esprit que les réglementations basées sur la régulation des débits sont susceptibles de persister dans les années à venir pour la gestion des pluies exceptionnelles. En absence de retour d'expérience suffisant quant à la validité des approches de réduction des volumes pour la gestion des évènements de période de retour élevée (Petrucci, 2012), leur généralisation paraît en effet peu probable à court terme et il semble par ailleurs légitime, au vu des résultats précédents, de s'interroger sur leur faisabilité dans le cas de sol peu ou modérément perméables. Faute de « meilleur » critère pour la maîtrise des débits de pointe, la mise en œuvre de systèmes combinant régulation des débits et abatement des pluies courantes (dans un volume mort) serait donc la solution la plus plausible et la plus adaptée pour un contrôle à la source de la contamination des eaux pluviales urbaines.

Pour ce mode de gestion, bien que la diminution des débits de fuite se traduise par une augmentation des abattements, il semble préférable de chercher à agir en priorité sur des paramètres de dimensionnement autres que  $Q_{MAX}$  pour contrôler l'efficacité des solutions mises en œuvre (pour la maîtrise des flux de polluants). En effet, il est en premier lieu vraisemblable que l'incidence d'une diminution du débit de consigne dépende des caractéristiques du dispositif de régulation (ce que suggèrent fortement les résultats de l'analyse de sensibilité et dans une moindre mesure la variabilité du bilan hydrologique présenté dans le Tableau 5.5). Les résultats précédents suggèrent par ailleurs que le recours à de faibles valeurs de débit de fuite pourrait dans certains cas compromettre le bon

fonctionnement hydrologique des ouvrages, du fait d'un maintien en eau de ce-dernier sur des durées trop importantes. Enfin, la valeur du débit de consigne étant en principe déterminée par des contraintes hydrauliques en aval de l'ouvrage, pour lesquelles une régulation excessive n'est pas nécessairement pertinente (Petrucci et al., 2013), il semble difficile de considérer le choix de ce débit comme un problème local, ne relevant que de la conception de l'ouvrage. Il paraît par conséquent plus souhaitable que le débit de fuite soit envisagé comme une contrainte de conception déconnectée de l'objectif de maîtrise à la source des flux de polluants. Le dimensionnement de l'ouvrage se résumerait alors, pour un type de sol et un débit de fuite donné, au choix d'une surface relative  $b$  et d'une hauteur de volume mort  $h_P$  permettant d'atteindre le niveau d'abattement des masses de polluants voulu.

Que les ouvrages assurent ou non la maîtrise des débits de pointe, les résultats précédents indiquent que des outils de dimensionnement relativement simples, analogues aux abaques présentés en 5.3.2.1, pourraient facilement compléter voire remplacer des critères de gestion des pluies courantes fréquemment exprimés en des termes généraux, du type « zéro rejet pour une période de retour donnée » ou « abattement d'une fraction du ruissellement 24h » (cf. 1.3). Etant donné la difficulté que présenterait une démonstration rigoureuse du respect de critères de « zéro rejet » ou « d'abattement des volumes ruisselés » (a priori difficile sans une modélisation en continu de l'ouvrage ou, à défaut, un surdimensionnement de ce dernier), il convient en effet de s'interroger sur leur applicabilité dans un contexte opérationnel en absence d'outils de dimensionnement adaptés. Par ailleurs, le recours à des critères de gestion ne traduisant pas directement l'objectif de maîtrise des flux de contaminants pourrait également conduire à l'adoption de solutions inadaptées. Les distributions des rejets de polluants simulées pour les différents scénarios de gestion testés en 5.3 suggèrent clairement que l'absence de rejets pour une période de retour de 3 mois, tel que préconisée par l'Agence de l'Eau Seine Normandie (AESN, 2015) constitue un objectif très ambitieux et que des abattements conséquents (de l'ordre de 75% de la masse annuelle de contaminants) pourraient également être obtenus pour des solutions ne satisfaisant pas un tel critère (avec des périodes de retour des rejets inférieures à 1 mois).

Si la production d'outils de conception tels que des abaques ou des feuilles de calcul, permettant de traduire directement l'incidence du dimensionnement des techniques

alternatives en termes de maîtrise des flux de polluants, semble bien pertinente sur le plan opérationnel, les exemples étudiés ici indiquent cependant qu'un niveau d'efficacité acceptable ne garantit pas que le fonctionnement hydrologique de l'ouvrage soit satisfaisant. L'identification des scénarios de dimensionnement donnant lieu à une sollicitation excessive de l'ouvrage semble donc être un préalable à l'utilisation de tels outils (bien qu'une limitation des hauteurs à la surface de l'ouvrage puisse en première approche être préconisée).

## 5.5. Conclusion

Dans cette partie, la pertinence de différents modes de gestion du ruissellement pour la maîtrise à la source de la contamination des eaux pluviales urbaines a été évaluée en s'appuyant sur la chaîne de modélisation développée dans les Parties 3 et 4. Un méta-modèle de type réseau de neurones, permettant de reproduire les réponses de la chaîne de modélisation avec des temps de calculs très réduits, a dans un premier temps été adopté pour la construction d'abaques faisant apparaître l'efficacité de l'ouvrage (abattement annuel en masse) en fonction de différents paramètres de dimensionnement. Le recours au méta-modèle a alors permis de rendre compte, pour l'ensemble des configurations figurant sur ces abaques, de la variabilité des efficacités résultant de l'incertitude quant à la paramétrisation de la chaîne de modélisation (difficulté à fixer certains paramètres à une valeur nominale). L'effet des différents paramètres de dimensionnement de l'ouvrage sur les efficacités simulées a été évalué à partir des abaques en distinguant stratégies de réduction des volumes et de régulation des débits. Pour chacune de ces stratégies, une analyse plus approfondie du fonctionnement hydrologique de l'ouvrage et de son incidence sur la distribution temporelle des rejets de polluants a été réalisée pour quelques scénarios de dimensionnement.

L'analyse des stratégies de réduction des volumes indique que pour les sols de conductivité hydraulique supérieure à  $10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$  un abattement conséquent des flux de polluants pourrait généralement être obtenu pour des dimensions d'ouvrages relativement modestes. Dans une telle situation, il serait ainsi possible de garantir une efficacité annuelle de 80% en considérant des solutions dont la taille n'excéderait pas à 4 à 8% de la surface du bassin versant d'apport (pour des lames d'eau maximales dans l'ouvrage comprises entre 5 et 20cm), ce qui semble raisonnable au vu des pratiques actuelles en matière de conception

des techniques alternatives (cf. 1.4). Si les résultats précédents suggèrent que des performances acceptables pourraient également être obtenues pour des sols dont la conductivité hydraulique se situerait autour ou en deçà de  $10^{-6}$  m.s<sup>-1</sup>, une analyse plus poussée met en évidence un risque de dysfonctionnement lié à (1) un maintien en eau de l'ouvrage pour des durées excessivement longues et (2) une saturation fréquente et en profondeur du sol. Dans le cas de sols peu perméables, le recours à des solutions présentant des surfaces importantes (de l'ordre de 10% de celle du bassin versant d'apport) et de faibles profondeurs (ne dépassant pas une dizaine de centimètres), permettant de maximiser les pertes par évaporation et infiltration tout en limitant l'accumulation de lames d'eau importantes en surface, semble donc nécessaire pour assurer un fonctionnement satisfaisant de l'ouvrage.

Pour les solutions visant à la fois à limiter les flux de polluants et les débits rejetés vers le réseau ou le milieu récepteur, les résultats indiquent qu'il est probablement difficile de garantir un niveau d'efficacité donné en absence de volume mort, les abattements se révélant alors très dépendants de la géométrie de l'ouvrage et des caractéristiques du dispositif de régulation. Lorsque l'ouvrage comprend un volume mort, une régulation basée sur un débit de consigne élevé donne lieu à des efficacités assez semblables à celles obtenues pour une simple surverse au-delà du volume mort. A l'inverse, le stockage temporaire d'une partie des volumes capturés au-dessus du niveau du régulateur peut produire un abattement significatif dès lors que débit de rejet devient comparable ou inférieur au flux correspondant aux pertes par infiltration et évaporation. Néanmoins, en présence d'un volume mort conséquent ou d'un sol modérément perméable, le recours à de faibles valeurs de débit de fuite (de l'ordre de 1 l/s/ha) n'est pas nécessairement souhaitable car conduisant à l'accumulation de hauteurs d'eau supplémentaires en surface, augmentant ainsi considérablement le niveau de sollicitation de l'ouvrage. Comme pour les stratégies de réduction des volumes, il semble donc ici préférable de privilégier des solutions plus « diffuses », présentant des surfaces d'infiltration conséquentes, ou, à défaut d'envisager une régulation à des valeurs de débit de fuite suffisamment élevées pour éviter un maintien en eau de l'ouvrage pour des durées trop importantes.

Les résultats précédents, et en particulier les abaques, illustrent l'intérêt de la démarche de modélisation adoptée dans la thèse et de l'utilisation d'un méta-modèle pour la production d'outils d'aide au dimensionnement des techniques alternatives. Il convient néanmoins de

rappeler que les abattements figurant sur ces abaques ne correspondent qu'à une approximation des efficacités simulées par la chaîne de modélisation pour une période de 4 ans sous des conditions météorologiques bien particulières (région parisienne). L'éventualité d'une saturation en profondeur du sol ou d'un maintien en eau de l'ouvrage pour des durées excessives, dans des configurations donnant pourtant lieu à des abattements importants, indique par ailleurs qu'une approche de dimensionnement ne reposant que sur la réduction des masses de polluants (telles que simulées par la chaîne de modélisations) n'est probablement pas pertinente. Il semblerait à cet égard nécessaire d'introduire des critères de « bon fonctionnement de l'ouvrage » permettant d'orienter le dimensionnement des techniques alternatives au même titre que l'abattement en masse figurant dans les abaques. L'important niveau de sollicitation de l'ouvrage observé dans de nombreuses configurations conduit plus généralement à s'interroger sur d'éventuelles interactions entre les flux infiltrés et les horizons moins perméables de sol ou la nappe phréatique, ce qui supposerait vraisemblablement une modélisation plus fine du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives tenant compte du caractère tridimensionnel de l'infiltration. Certains résultats de la littérature suggèrent par ailleurs qu'un recours systématique à l'infiltration des eaux pluviales pourrait conduire à une élévation du niveau des nappes phréatiques (Göbel et al., 2004; Li, 2015). Evaluer l'incidence d'une généralisation de ces pratiques sur le cycle de l'eau en milieu urbain serait donc probablement souhaitable pour préciser le niveau de sollicitation « acceptable » du sol. Un abaissement significatif du niveau des nappes pouvant toutefois être attendu avec l'évolution des conditions climatiques en France et Europe (Brouyere et al., 2004; Lespinas et al., 2010), il semble aujourd'hui important de promouvoir le développement de solutions de gestion favorisant leur réalimentation.

Enfin, l'ouvrage représenté dans la chaîne de modélisation de référence ne correspondant qu'à une certaine catégorie de technique alternative (cf. 1.4), le développement d'approches visant à simuler le fonctionnement d'une plus grande variété de solutions semble également nécessaire. La contribution potentiellement élevée des pertes par évapotranspiration simulée pour certaines configurations suggère en particulier qu'un abattement des volumes et des masses de polluants important pourrait être obtenu pour des ouvrages ne reposant pas sur l'infiltration et que le fonctionnement des solutions équipées de drains ou de membranes imperméables devrait probablement être analysé de manière plus approfondie.





# Conclusions générales

## 1. Rappel des objectifs

Les flux de polluants associés aux eaux pluviales urbaines sont un facteur majeur de dégradation des milieux aquatiques superficiels dont la gestion constitue un réel enjeu environnemental. Dans ce contexte, le recours à des ouvrages végétalisés relativement simples et intégrés au milieu urbain, fréquemment désignés comme des « techniques alternatives », apparaît particulièrement pertinent pour une maîtrise à la source de cette contamination. Néanmoins, l'efficacité de tels dispositifs, largement dépendante de leur conception et de leur comportement vis-à-vis des pluies courantes, demeure variable d'une réalisation à l'autre et n'est à ce jour pas réellement maîtrisée. Les principaux objectifs de ce travail de thèse étaient par conséquent :

- D'analyser l'incidence du fonctionnement hydrologique des techniques de gestion à la source des eaux pluviales urbaines sur les flux d'eau et de polluants rejetés vers les réseaux ou les milieux récepteurs
- D'orienter le dimensionnement et la conception des dispositifs de gestion vers des solutions permettant une maîtrise optimale du ruissellement et de la contamination des eaux pluviales urbaines

Une étude des pratiques actuelles a dans un premier temps été réalisée de manière à identifier les différentes stratégies pouvant être préconisées pour une maîtrise à la source des flux de polluants, en s'intéressant notamment à leurs éventuelles déclinaisons sous la forme d'objectifs hydrologiques ou de critères de conception des techniques alternatives. Un outil de modélisation a par la suite été développé de façon à analyser l'incidence de différents scénarios de gestion du ruissellement et de dimensionnement des techniques alternatives sur les flux d'eau et de contaminants rejetés vers l'aval.

## 2. Principaux résultats

### 2.1. Synthèse sur l'analyse des pratiques de gestion

L'étude des pratiques actuelles, essentiellement basée sur une analyse de documents techniques ou réglementaires, a permis de mettre en évidence une certaine hétérogénéité quant à la traduction de l'objectif de maîtrise à la source des flux de polluants dans les critères de gestion ou les recommandations à destination des aménageurs. Quatre approches différentes ont ainsi été identifiées :

- Les stratégies de « régulation des débits », ne supposant en principe qu'un stockage temporaire des volumes capturés avec une restitution vers l'aval à débit limité ;
- La définition d'un volume « à traiter », qui, à l'inverse des approches de « régulation de débits » intègrent explicitement l'objectif de maîtrise des flux de polluants ;
- Les critères de « réduction des volumes » imposant qu'une fraction des volumes ruisselés ne soit pas redirigée vers l'aval mais infiltrée ou évapotranspirée ;
- La définition d'objectifs non-hydrologiques, directement formulés en termes de maîtrise des flux de polluants mais n'établissant aucun lien avec le fonctionnement hydrologique des techniques alternatives.

Au regard des connaissances actuelles, les stratégies ne supposant qu'un stockage temporaire ou le traitement des volumes ruisselés ne semblent pas nécessairement les plus adaptées dans le cas d'une contamination modérée des eaux pluviales urbaines. Les approches de « réduction des volumes », permettant d'explicitier le lien entre abatement des pluies courantes et maîtrise des flux de polluants, apparaissent par conséquent préférables à l'échelle amont.

Indépendamment de leur nature, ces critères de gestion ne sont cependant, dans le meilleur des cas, justifiés que de façon assez sommaire et il convient probablement de s'interroger sur le caractère quasi-normatif de certaines approches qui ne garantiraient pas nécessairement une gestion adéquate de la contamination et des pluies courantes. Plus généralement, l'analyse suggère que la pertinence même de la définition de critères de gestion génériques ne tenant pas compte (1) du contexte climatique local, (2) de la nature

de solution mise en œuvre (et en particulier des capacités d'infiltration du sol), voire (3) de la nature des surfaces urbaines ou (4) des enjeux écologiques à l'aval pourrait probablement être remise en question. Le manque d'outils d'aide à la conception adaptés aux besoins des aménageurs et permettant d'évaluer simplement l'efficacité des techniques alternatives pourrait néanmoins largement expliquer la persistance de tels critères.

Une étude plus spécifique des pratiques de conception des techniques alternatives a également permis d'identifier un certain nombre de contraintes liées à leur fonctionnement ou leur intégration en milieu urbain, dont la prise en compte semble indispensable pour orienter la gestion des eaux pluviales vers des solutions permettant de maîtriser de manière non-seulement efficace mais aussi réaliste les rejets de contaminants vers les milieux récepteurs.

## **2.2. Synthèse sur l'étude et la modélisation de la dynamique d'émission des contaminants au niveau des surfaces urbaines**

La méthodologie développée dans le cadre de ce travail, supposant d'analyser l'incidence du fonctionnement des techniques alternatives pour différentes dynamiques de production des contaminants au niveau des surfaces urbaines, a rendu nécessaire un approfondissement de la modélisation de la variabilité temporelle des concentrations dans le ruissellement. Deux types de surfaces urbaines et de contaminants ont alors été considérés : les matières en suspensions (MES) lessivés au niveau des chaussées urbaines et le zinc dissous au niveau d'élément de toiture en zinc.

Dans le cas des chaussées, les modèles usuels d'accumulation-lessivage se sont avérés incapables de reproduire, pour des périodes longues, les variations temporelles des concentrations en MES dans le ruissellement. Les résultats indiquent en particulier que la représentation de l'accumulation comme un processus dépendant exclusivement de la durée de temps sec entre deux événements pluvieux est probablement inadéquate à l'échelle d'un tronçon de voirie. Le faible pouvoir prédictif des modèles usuels pourrait ainsi être en grande partie expliqué par le caractère erratique de l'accumulation des sédiments. En outre, les médiocres performances observées pour certains événements pluvieux, dans le cas d'applications événementielles ou pour des périodes courtes de précipitations, conduisent également à s'interroger sur la validité des formules de lessivage.

Il semble toutefois important de souligner que les résultats précédents suggèrent que cette forte incertitude sur les concentrations simulées pourrait n'avoir qu'une incidence limitée pour l'évaluation de l'efficacité des techniques alternatives.

Dans le cas du zinc, les expérimentations réalisées à partir de panneaux en zinc pour des conditions réelles d'exposition ou par simulation de pluie ont en premier lieu permis d'observer des comportements assez similaires d'une période pluvieuse à l'autre, avec une forte diminution des concentrations au cours de premiers millimètres de ruissellement suivie d'une stabilisation autour d'une concentration approximativement constante. Contrairement à ce qu'auraient pu laisser supposer certains résultats antérieurs, l'influence de l'intensité des précipitations sur les concentrations en zinc s'est ici avérée assez limitée. L'effet de la durée d'exposition par temps sec est en revanche apparu plus marqué que dans le cas des chaussées et une reformulation des modèles d'accumulation-lessivage a par conséquent pu être introduite pour simuler la dynamique d'émission du zinc dissous. De manière générale, le modèle proposé permet de reproduire de manière assez satisfaisante la dynamique globale d'émission du zinc et paraît de ce fait bien adapté pour simuler des chroniques longues de concentration en amont des ouvrages de gestion. De la même manière que pour les polluants particuliers émis au niveau des chaussées, les concentrations simulées demeurent en revanche assez incertaines et le modèle proposé ne permet vraisemblablement de prédire que de façon approximative la variabilité temporelle des concentrations pour un événement donné.

Enfin, si la prise en compte de la variabilité temporelle des concentrations correspond ici à un aspect de la méthodologie proposée pour l'analyse de l'efficacité des techniques alternatives, les résultats obtenus dans le cas des MES lessivées au niveau des chaussées suggèrent que pour des applications nécessitant uniquement de reproduire des pollutogrammes en flux, des approches nettement plus simples que les modèles étudiés (supposant par exemple les concentrations constantes au cours d'un événement pluvieux) pourraient s'avérer suffisantes.

### **2.3. Synthèse sur la modélisation des pertes par infiltration**

Un schéma d'infiltration-redistribution, reposant sur une description des flux hydriques analogue à celle du modèle de Green-Ampt et permettant de simuler l'évolution des teneurs en eau dans le sol sous l'effet des forces gravitaires et matricielles ainsi que de

l'évapotranspiration, a été introduit afin de rendre compte de la variabilité temporelle des flux d'infiltration dans les ouvrages de gestion. La comparaison avec les résultats obtenus par résolution de l'équation de Richards pour le cas unidimensionnel indique de manière générale que le modèle permet de reproduire avec une précision très satisfaisante les flux infiltrés dans les ouvrages de gestion et, dans une certaine mesure, de décrire l'évolution du profil de teneur en eau dans le sol.

Afin de préciser l'intérêt d'une prise en compte de la variabilité des flux infiltrés, et plus particulièrement du processus de redistribution, pour l'analyse du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives, ce modèle a par la suite été comparé à des schémas de modélisation simplifiés, en considérant différents scénarios de dimensionnement des ouvrages de gestion. La distribution temporelle des rejets d'eau et de contaminants en aval des techniques alternatives est globalement apparue assez sensible au mode de description de l'infiltration. Dans le cas d'applications « simples », telles que l'estimation des volumes abattus sur des périodes longues dans les dispositifs de gestion, des résultats satisfaisants pourraient en revanche être obtenus en négligeant la variabilité temporelle des flux d'infiltration pour certains scénarios de dimensionnement (en particulier lorsque l'ouvrage intègre un volume mort de plus d'une dizaine de centimètres).

#### **2.4. Synthèse sur les méthodes d'évaluation ou d'analyse des modèles**

Dans le cadre de ce travail, la modélisation a occupé une place centrale pour l'étude de l'incidence du fonctionnement des techniques alternatives sur les rejets d'eau et de contaminants. Différentes méthodes ont alors été mises œuvre pour caractériser les modèles utilisés, parmi lesquelles peuvent être distinguées (1) des démarches d'évaluation et de calage, ici appliquées aux modèles de production des flux de polluants, et (2) une approche plus exploratoire avec l'analyse de sensibilité de la chaîne de modélisation développée pour simuler la gestion des eaux pluviales urbaines. Bien que s'appuyant essentiellement sur des outils existants et n'ayant pas donné lieu à des développements méthodologiques en tant que tels, l'application de ces méthodes illustre leur intérêt en hydrologie urbaine et met en évidence certaines difficultés liées à leur mise en œuvre.

Le choix d'une fonction objectif, destinée à mesurer l'adéquation des sorties d'un modèle à un jeu de données « de référence », est une question importante pour les méthodes d'évaluation ou de calage. Bien que fréquemment utilisé en hydrologie, le critère de Nash

s'est ici révélé à plusieurs reprises inadapté car ne fournissant pas une mesure « absolue » de la performance d'un modèle. Les résultats obtenus pour l'évaluation des fonctions de production des flux de contaminants illustrent en particulier le fait qu'une valeur élevée de cet indicateur ne traduit pas nécessairement l'aptitude d'un modèle à expliquer la variabilité des données de référence. La confrontation des modèles à des formulations simplifiées et l'analyse statistique des écarts entre données simulées et observations se sont alors avérées pertinentes pour l'étude de l'infiltration ou de la dynamique d'émission des contaminants.

Dans ce contexte, les méthodes d'inférence bayésienne, ici appliquées aux modèles décrivant la dynamique d'émission des polluants, offrent vraisemblablement des possibilités intéressantes pour la caractérisation des erreurs de modélisation et de l'incertitude quant à la paramétrisation des modèles. Les résultats précédents confirment cependant l'importance du respect des différentes hypothèses statistiques formulées lors de leur mise en œuvre. Pour les modèles étudiés, une description satisfaisante des propriétés statistiques des résidus entre données simulées et observées a pu être proposée sur la base de travaux réalisés dans le domaine de l'hydrologie quantitative.

L'analyse de sensibilité de la chaîne de modélisation développée à l'issue de ce travail s'est appuyée sur une classe de méthodes dites « globales », encore rarement utilisées en hydrologie urbaine. A l'inverse des approches usuelles, pour lesquelles l'effet d'une variation de l'un des paramètres est uniquement évalué autour d'une configuration de référence, l'analyse de sensibilité a ici permis de caractériser le fonctionnement du modèle sur l'ensemble du domaine de variation de ses paramètres d'entrée. Cette méthode s'est révélée particulièrement adaptée à l'étude de la chaîne de modélisation pour laquelle l'effet de certains paramètres dépend largement du scénario de gestion considéré.

Les résultats illustrent néanmoins la difficulté que peut représenter une analyse conjointe des paramètres de conception et des autres paramètres du modèle : la méthode retenue ne permet par exemple pas d'évaluer la variabilité induite par l'incertitude quant à la valeur de certains paramètres sur les sorties du modèle pour une configuration d'ouvrage donnée. Pour ce type d'application, le recours à un méta-modèle est ici apparu pertinent car offrant la possibilité de propager avec des temps de calculs très réduits les incertitudes sur la valeur de certains des paramètres de la chaîne de modélisation.

## 2.5. Synthèse sur l'incidence du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives

L'étude du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives s'est appuyée sur la modélisation d'un « système surface urbaine + ouvrage » permettant d'apprécier l'efficacité de différents scénarios de gestion à la source des eaux pluviales, en considérant des dynamiques variées de production des flux de contaminants au niveau des surfaces urbaines. L'incidence du dimensionnement des techniques alternatives a en particulier été évaluée en distinguant deux modes de gestion : les stratégies de réduction des volumes, pour lesquelles une fraction des volumes ruisselés est infiltrée ou évapotranspirée, et les stratégies de régulation des débits avec stockage dans des ouvrages perméables, pour lesquelles une partie des volumes capturés peut être rejeté à débit limité vers les réseaux ou les milieux récepteurs. L'analyse a ici été réalisée pour les conditions météorologiques de la région Ile-de-France (climat océanique dégradé).

Dans le cas des scénarios de réduction des volumes, les résultats obtenus indiquent que des ouvrages de dimensions assez modestes pourraient donner lieu à une réduction importante des rejets de contaminants à l'échelle annuelle pour les sols de conductivité hydraulique supérieure à  $10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$ . L'efficacité de ces ouvrages serait alors en grande partie expliquée par une réduction de la fréquence des rejets, correspondant à un abattement assez systématique des pluies courantes. Pour les sols présentant des capacités d'infiltration plus limitées, l'analyse met en revanche en évidence un risque de dysfonctionnement lié à une sollicitation excessive de l'ouvrage, avec la saturation en profondeur du sol et le maintien en eau du volume de stockage sur des périodes relativement longues.

Pour les stratégies de régulation des débits, les efficacités simulées se révèlent, en absence de volume mort, très variables et largement dépendantes des caractéristiques du dispositif de régulation. La présence d'un volume mort de profondeur réduite en-dessous du volume de stockage permettrait cependant dans de nombreuses configurations de limiter les rejets de contaminants et de garantir un abattement plus systématique des pluies courantes. Les résultats précédents indiquent alors que, pour ce type de solutions, le recours à des débits de consigne élevés produit des efficacités assez similaires à celles obtenues pour une simple surverse au-delà du volume mort. A l'inverse, une diminution du débit de fuite peut donner lieu à un abattement supplémentaire des flux de polluants, mais s'accompagne également



d'un maintien en eau sur des durées plus importantes des techniques alternatives dont les conséquences doivent être évaluées.

Indépendamment de la stratégie de gestion considérée, les efficacités simulées se sont enfin avérées assez dépendantes de la dynamique d'émission des contaminants. L'analyse de sensibilité indique ainsi que les paramètres des modèles de production des flux de polluants peuvent parfois influencer de façon significative les résultats de modélisation. De manière générale, les abattements en volume se révèlent alors assez différents des abattements en flux (jusqu'à 30% d'écart sur les abattements totaux) et la prise en compte de la variabilité temporelle des concentrations dans le ruissellement semble donc nécessaire pour comprendre l'incidence des techniques alternatives sur les rejets de contaminants. Toutefois, les abattements en flux demeurant dans l'essentiel des situations modélisées supérieurs aux abattements volumiques, une approche strictement hydrologique pourrait également être envisagée pour évaluer l'efficacité des ouvrages de gestion, en acceptant que cette dernière puisse dans certains cas être sous-estimée.

## 3. Implications opérationnelles

### 3.1. Pour la nature et la conception des techniques alternatives

A l'échelle annuelle, la capacité des techniques alternatives à limiter les rejets de contaminants vers les réseaux ou les milieux récepteurs dépend fortement de leur comportement vis-à-vis des pluies courantes. Dans le cas où les niveaux de contamination des eaux pluviales n'exigeraient pas de précautions particulières, les solutions destinées à retenir puis infiltrer ou évapotranspirer une fraction des volumes ruisselés devraient donc être privilégiées pour une maîtrise à la source des flux de polluants. Des abattements importants pourraient alors être obtenus pour des ouvrages d'une grande simplicité, uniquement vidangés par infiltration ou évapotranspiration et présentant des volumes de stockage réduits.

La maîtrise des débits de pointe associés aux événements rares demeure cependant un enjeu majeur en milieu urbain, et le recours à des solutions exclusivement destinées à assurer la gestion des pluies courantes ne sera vraisemblablement pas toujours envisageable. Les ouvrages dimensionnés pour le seul objectif de régulation des débits de pointe (sans

volume mort) n'apparaissent pas réellement pertinents pour la maîtrise des flux de polluants du fait de la difficulté à garantir pour ce type de solution un niveau d'efficacité donné (les abattements étant vraisemblablement très dépendants des caractéristiques du dispositif de régulation). Les résultats précédents indiquent alors que la mise en place d'un simple volume mort permettrait le plus souvent de concilier les objectifs de maîtrise des débits de pointe et de réduction des rejets pour les événements fréquents.

Que la maîtrise des événements rares constitue ou non un objectif de gestion, le dimensionnement de dispositifs permettant de limiter efficacement les rejets de polluants vers les réseaux ou les milieux superficiels semble (pour le climat considéré) facilement envisageable lorsque les sols présentent des capacités d'infiltration supérieures à  $10^{-6}$  m.s<sup>-1</sup>. Des niveaux de réduction très satisfaisants des flux annuels de contaminant dirigés vers l'aval (de l'ordre de 80%) pourraient ainsi être obtenus pour des ouvrages de profondeur réduite (quelques dizaines de centimètres) et de dimensions modestes (2 à 10% de la surface d'apport). Dans le cas de sols moins propices à l'infiltration (conductivités hydrauliques de l'ordre de  $10^{-6}$  m.s<sup>-1</sup> ou inférieures), le recours à des dispositifs peu profonds et présentant des surfaces d'infiltration plus importantes devrait en revanche être privilégié pour éviter un maintien en eau du volume de stockage sur de trop longues périodes. Il semble par ailleurs important de préciser, qu'indépendamment de la nature du sol, la mise en œuvre de solutions «diffuses» est probablement préférable à une concentration des volumes ruisselés, non seulement pour limiter la sollicitation hydraulique de l'ouvrage mais également pour éviter une accumulation des polluants à sa surface ou dans le sol (problématique tant du point de vue du colmatage que de la contamination du sol).

### **3.2. Pour la définition des objectifs de gestion et la production d'outils d'aide à la décision**

L'analyse des critères de gestion à la source des eaux pluviales urbaines a révélé que ces derniers n'intègrent le plus souvent (et en particulier en France) que de façon implicite l'objectif de maîtrise des flux de polluants. Le dimensionnement des techniques alternatives est ainsi fréquemment dicté par des objectifs de gestion formulés en des termes hydrologiques assez généraux, exigeant par exemple l'absence de rejet pour une période de retour donnée. La difficulté que soulève la prise en compte de tels critères pour le

dimensionnement des ouvrages de gestion conduit en premier lieu à s'interroger sur leur pertinence dans un contexte opérationnel. L'étude du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives indique par ailleurs que ces critères ne traduisent pas toujours de manière optimale l'objectif de maîtrise des flux de contaminants, et peuvent par exemple amener à surdimensionner les solutions mises en œuvre. Si le recours à des objectifs de gestion directement formulés en termes de réduction des flux de contaminants (tels qu'adoptés dans certains pays anglo-saxons) pourrait probablement être envisagé, leur prise en compte suppose une fois encore l'existence d'outils d'aide au dimensionnement adaptés.

Les abaques développés dans le cadre de ce travail illustrent la possibilité de proposer des outils de dimensionnement relativement simples, permettant de relier directement l'efficacité des techniques alternatives (pour la maîtrise des flux de polluants) à quelques paramètres de conception (emprise au sol, capacité d'infiltration, profondeur et éventuellement débit de fuite). De tels abaques présentent vraisemblablement un intérêt pour le dimensionnement des techniques alternatives et pourraient aisément compléter voire remplacer certains critères de gestion du ruissellement. Le développement d'abaques adaptés à des contextes météorologiques différents de celui de la région Ile-de-France pourrait donc à moyen terme être envisagé. Le recours à la méta-modélisation offre par ailleurs d'autres perspectives quant à la nature des outils pouvant être mis à la disposition des aménageurs. Les abaques présentés précédemment pourraient ainsi être déclinés sous la forme de feuilles de calcul ou de modèles fonctionnels permettant d'évaluer l'incidence des techniques alternatives pour une multitude de scénarios de dimensionnement.

Si de tels outils faciliteraient manifestement la conception des techniques alternatives, une approche reposant sur le seul critère de réduction des flux de contaminants n'apparaît pas réellement satisfaisante car ne permettant pas d'identifier les configurations donnant lieu à une sollicitation excessive du sol (maintien en eau sur des périodes longues et saturation en profondeur sous l'ouvrage). L'introduction de critères de « bon fonctionnement hydrologique » semble donc nécessaire pour mieux orienter le dimensionnement des techniques alternatives.

Enfin, la détermination d'un objectif de gestion pertinent en termes de maîtrise des flux de polluants (niveau d'efficacité à atteindre) demeure probablement une question complexe, supposant à la fois de tenir compte des niveaux de contamination du ruissellement et des

enjeux écologiques à l'aval des bassins versants étudiés. La possibilité d'adapter le dimensionnement des ouvrages au niveau d'efficacité souhaité semble à cet égard offrir une certaine flexibilité en comparaison des approches reposant sur la définition d'un unique critère de gestion hydrologique. Il semble néanmoins important de préciser qu'une gestion exclusivement volumique du ruissellement ne constituera pas toujours une solution satisfaisante. Les fortes concentrations observées au niveau des toitures en zinc pourraient par exemple justifier, pour ce type de surface urbaine, la mise en œuvre de dispositifs permettant l'adsorption d'une partie des contaminants sur un substrat naturel ou artificiel avant l'infiltration ou le rejet vers l'aval. L'analyse préalable du potentiel de contamination sur le bassin versant d'apport semble donc indispensable pour déterminer si des mesures spécifiques dépollution sont ou non nécessaires.

## 4. Perspectives de recherche

### 4.1. Compréhension et modélisation de la dynamique d'émission des contaminants au niveau des surfaces urbaines

Le développement de stratégies permettant une gestion efficace de la contamination des eaux pluviales suppose vraisemblablement de tenir compte de la dynamique d'émission des polluants au niveau des surfaces urbaines. Etant donné le faible pouvoir prédictif des modèles habituellement utilisés en hydrologie urbaine pour décrire la variabilité temporelle des concentrations dans le ruissellement, l'élaboration de nouvelles approches de modélisation apparaît aujourd'hui nécessaire.

L'insuffisance des formulations existantes et la complexité des processus contrôlant la dynamique d'émission des contaminants, conduisent en particulier à s'interroger sur la pertinence d'une approche déterministe dans le cas de modèles globaux ou semi-distribués. La production de dynamiques d'émission « réalistes » pourrait en effet s'avérer suffisante dans de nombreuses applications et le recours à des modèles intégrant une composante stochastique apparaît donc comme un moyen de contourner la difficulté que représenterait une prise en compte explicite des processus conditionnant la variabilité temporelle des concentrations. Dans ce contexte, l'utilisation croissante des dispositifs de mesure en continu de la qualité du ruissellement offre probablement des perspectives pour le développement de nouvelles approches de modélisation.

Les résultats obtenus à l'échelle des bancs d'essais en zinc suggèrent par ailleurs que des dynamiques d'émission très spécifiques sont susceptibles d'être observées au niveau de certaines surfaces urbaines et pour certains types de contaminants. Si la modélisation des flux de polluants a jusqu'alors essentiellement porté sur des espèces particulières ou des indicateurs globaux de la contamination, une étude plus approfondie des espèces émises au niveau de certaines surfaces urbaines, et notamment des micropolluants organiques liés au lessivage d'adjuvants (biocides, retardateur de flamme, anti-UV...) entrant dans la composition des nouveaux matériaux urbains, permettrait probablement de mieux caractériser la nature des apports et la variabilité temporelle des concentrations dans le ruissellement. Dans le cas du zinc, un suivi détaillé des concentrations à l'exutoire d'une toiture réelle pourrait par ailleurs être envisagé pour consolider certaines des observations présentées dans le cadre de ce travail.

Il conviendra par ailleurs de préciser l'intérêt d'une modélisation fine de la variabilité temporelle des concentrations dans le ruissellement. Si les résultats précédents suggèrent bien que la dynamique d'émission des contaminants pourrait influencer l'efficacité des techniques alternatives, rien n'indique en revanche qu'une description approximative de la distribution des masses de polluants lessivées au cours des pluies ne serait pas suffisante pour certaines applications. Enfin, il sera également important de s'interroger sur la pertinence d'une modélisation précise de la dynamique d'émission des polluants en absence de prise en compte du comportement hydrodynamique et de la capacité épuratoire des techniques alternatives.

### **4.2. Compréhension et modélisation du fonctionnement des techniques alternatives**

Bien que la démarche de modélisation proposée dans le cadre de ce travail ait permis de préciser l'incidence d'une gestion hydrologique du ruissellement sur les rejets d'eau et de polluants vers les milieux récepteurs et offre des perspectives pour une maîtrise à la source de la contamination des eaux pluviales urbaines, de nombreux aspects du fonctionnement des techniques alternatives doivent encore être approfondis.

Les différentes hypothèses adoptées pour la modélisation de l'infiltration ou de l'évapotranspiration soulèvent ainsi plusieurs questions quant au niveau de simplification

acceptable pour une description réaliste du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives. Dans le cas de l'infiltration, il semble en particulier nécessaire d'identifier les scénarios de dimensionnement pour lesquels l'hypothèse d'un écoulement unidimensionnel et vertical ne serait plus justifiable. De la même manière, l'éventualité d'une interaction en profondeur des volumes infiltrés avec une nappe phréatique ou une couche de sol peu perméable devrait probablement être prise en compte pour les ouvrages les plus fortement sollicités. La plupart des modèles ne permettant par ailleurs pas réellement de rendre compte de la complexité de l'infiltration (dans un sol le plus souvent hétérogène, donnant lieu à des écoulements préférentiels et susceptible de se déstructurer sous l'effet des précipitations), il convient probablement de s'interroger sur la pertinence des approches supposées physiques en comparaison de formulations empiriques d'une plus grande simplicité. Pour l'évapotranspiration, une étude approfondie du bilan hydrique des techniques alternatives supposera vraisemblablement une modélisation plus fine des échanges sol-atmosphère. La description de l'évapotranspiration étant cependant largement dépendante de celle du sol et de l'infiltration, le recours à des approches assez sommaires pourrait dans de certaines circonstances demeurer nécessaire et il semble donc important d'évaluer les conséquences d'une représentation simplifiée de ce processus.

En outre, l'analyse des différents scénarios de gestion des eaux pluviales urbaines reposait ici sur une description générique des techniques alternatives, ne permettant pas de tenir explicitement compte de certains aspects de leur conception. Si des modifications de la chaîne de modélisation développée dans le cadre de ce travail pourraient aisément être envisagées pour mieux évaluer l'incidence de certains modes de conception (présence d'un drain, mise en place d'un sol amendé ou d'une géomembrane), engager une réflexion sur la modélisation des pratiques non-structurelles (réduction de la part des surfaces revêtues, mise en œuvre de revêtements perméables, choix d'une végétation favorisant l'interception des eaux pluviales...) correspondant à une gestion plus diffuse du ruissellement semble également souhaitable.

Enfin, bien qu'une approche strictement hydrologique ait dans un premier temps été retenue pour l'analyse du fonctionnement et de l'efficacité des techniques alternatives, une meilleure compréhension des processus épuratoires semble à terme nécessaire pour une gestion optimale de la contamination des eaux pluviales. Différentes solutions permettent aujourd'hui d'envisager une intégration de ces processus dans les modèles d'hydrologie

urbaine. Préciser la manière dont la conception des ouvrages conditionne la rétention de certains polluants supposerait néanmoins une étude approfondie des processus épuratoires, reposant en grande partie sur l'expérimentation.

Plus généralement, l'instrumentation d'ouvrages existants offre probablement des perspectives pour une meilleure compréhension du fonctionnement hydrologique ou de la capacité épuratoire des techniques alternatives. La confrontation des modèles existants à des observations permettrait en particulier de répondre à de nombreuses interrogations quant à leur représentativité et au niveau de détail devant être apporté à la description des dispositifs de gestion des eaux pluviales.

### **4.3. Perspectives pour le calage et l'évaluation des modèles hydrologiques**

Les méthodes formelles de calage et d'analyse des incertitudes (de type MCMC) ont fait l'objet d'une attention particulière dans le cadre de ce travail pour l'évaluation des modèles de production des flux de contaminants. Les applications précédentes illustrent l'intérêt de ces outils pour une caractérisation précise des incertitudes de modélisation et offrent donc des perspectives pour l'intégration d'une composante stochastique dans certains modèles de production.

Néanmoins, leur utilisation soulève encore de nombreuses questions méthodologiques. Les réponses des modèles hydrologiques étant le plus souvent dépendantes de variables internes (ex : volume d'un réservoir, teneur en eau, stock de polluants...), les erreurs structurelles (résultant d'une description inadéquate des processus réels) peuvent par exemple présenter un caractère déterministe et leur description par un terme stochastique supposé indépendant de l'état du système modélisé (tel qu'adoptée dans le cadre de cette thèse) ne s'avère probablement pas totalement satisfaisante. De la même manière, les conséquences d'éventuelles erreurs sur des mesures à haute fréquence utilisées comme données d'entrée ou de calage d'un modèle demeurent encore mal connues. Le développement d'approches permettant une meilleure prise en compte des différentes sources d'incertitudes (erreurs structurelles et incertitudes sur les données d'entrée ou de calage) semble donc nécessaire pour caractérisation plus fine de l'incertitude en sortie de modèle.

En outre, la difficulté que représente une mise en œuvre rigoureuse des méthodes d'inférence Bayésienne et l'incidence du non-respect des différentes hypothèses statistiques sur les résultats obtenus conduisent à s'interroger sur la pertinence de telles approches pour certaines applications. Il semble en particulier important souligner qu'une caractérisation formelle de l'incertitude revêt un sens mathématique fort. Deux questions pratiques doivent donc vraisemblablement être distinguées :

- « Quelles sont les incertitudes sur les résultats d'un modèle étant données les observations dont on dispose ? »
- « Quelles sont les valeurs des paramètres du modèle susceptibles de fournir des résultats satisfaisants pour ce jeu de données ? »

Si répondre à la première question suppose vraisemblablement l'utilisation de méthodes formelles d'analyse des incertitudes, le recours à une « simple » analyse de sensibilité, permettant de sélectionner librement une fonction objectif (dont le choix demeure une question à part entière), semble en revanche plus préférable lorsque l'objectif du calage est uniquement l'identification de jeux de paramètres plausibles.

#### **4.4. Nécessité d'une vision intégrée de la gestion des eaux pluviales**

La gestion des eaux pluviales a dans le cadre de ce travail été abordée sous un angle essentiellement technique, avec une analyse « à la parcelle » de l'incidence de certains dispositifs sur les rejets d'eau et de contaminants vers l'aval. La diversité des enjeux associés à la gestion des eaux pluviales urbaines nécessite cependant d'envisager plus largement les conséquences et la faisabilité d'une généralisation de l'utilisation des techniques alternatives à l'échelle de la ville.

Bien qu'offrant des perspectives pour la maîtrise des flux de contaminants, l'infiltration systématique d'une fraction des volumes ruisselés pourrait par exemple modifier considérablement le fonctionnement hydrologique des bassins versants urbains et il semble donc nécessaire d'évaluer les risques de remontées de nappes souterraines déjà alimentées par des réseaux d'étanchéité imparfaite. Le caractère plurifonctionnel des techniques alternatives conduit par ailleurs à s'interroger sur l'articulation de l'objectif de réduction des rejets de contaminants avec celui de maîtrise des débits de pointe, ne pouvant pas uniquement être envisagé à l'échelle locale. Ainsi, une optimisation du fonctionnement



hydrologique des techniques alternatives vis-à-vis de ces deux objectifs supposerait probablement une analyse conjointe à l'échelle de grands bassins versants des rejets de polluants et du fonctionnement hydraulique des réseaux d'assainissement.

L'étude des différents scénarios de gestion des eaux pluviales soulève également des questions quant à l'impact et au devenir des contaminants dans les compartiments vers lesquels ils sont dirigés. Le recours croissant aux solutions d'infiltration rend notamment indispensable une évaluation du potentiel de contamination des sols et de leur capacité à retenir durablement (ou non) les polluants infiltrés. De la même manière, une meilleure compréhension de l'incidence des rejets d'eau et de contaminants sur les milieux récepteurs apporterait probablement un éclairage supplémentaire pour la définition des objectifs de gestion des eaux pluviales et permettrait par exemple de déterminer si des approches basées sur une réduction annuelle des flux de polluants s'avèrent bien suffisantes sur le plan écologique.

Enfin, la réflexion amorcée avec l'analyse des pratiques de conception des techniques alternatives souligne l'importance de la construction d'une expertise partagée entre les différents acteurs de l'aménagement (services d'assainissement, bureaux d'études, maîtrise d'ouvrage...) pour la mise en œuvre de solutions permettant de limiter efficacement les rejets de contaminants vers les milieux récepteurs. La question de la gestion des eaux pluviales urbaines ne saurait être réduite à un problème strictement « technique » et une attention particulière devrait donc être apportée aux conditions de l'action collective et de l'innovation. Dans ce contexte, l'analyse des processus conduisant à l'appropriation de questions complexes telles que la gestion des eaux pluviales par les acteurs de l'aménagement semble nécessaire et une étude plus spécifique du rôle potentiel des références techniques ou de la modélisation permettrait vraisemblablement de proposer des outils d'aide à la conception mieux adaptés aux besoins opérationnels.

# Bibliographie

- Abi Aad, M.P., Suidan, M.T., Shuster, W.D., 2010. Modeling Techniques of Best Management Practices: Rain Barrels and Rain Gardens Using EPA SWMM-5. *J. Hydrol. Eng.* 15, 434–443. doi:10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000136
- ADOPTA, 2008. La boîte à outils des techniques alternatives - Fiches techniques. Association pour le Développement Opérationnel et la Promotion des Techniques Alternatives, Douais.
- AE, 2012. Regional Municipality of Wood Buffalo - Stormwater Management Master Plan. City of Wood Buffalo Engineering Department and Associated Engineering, Wood Buffalo, Canada, p. 182.
- AEP, 1999. Stormwater Management Guidelines for the Province of Alberta. Alberta Environmental Protection, Municipal Program Branch, Environmental Sciences Division, Environmental services, Edmonton, Canada, p. 196.
- AESN, 2015. Appel à projets: Gestion durable des eaux de pluie dans les projets d'aménagements urbains - Cahier des charges. Agence de l'Eau Seine Normandie [Water Agency], Nanterre, France, p. 9.
- AESN, 2013. Outils de bonne gestion des eaux de ruissellement en zone urbaine [Tools for sustainable stormwater management in urban areas]. Agence de l'Eau Seine Normandie [Water Agency], France, p. 64.
- 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. doi:10.1007/s11270-012-1189-2
- Aires, N., Cavailles, E., 2009. Les techniques de contrôle des flux polluants dès la source du ruissellement. Retour d'expérience technico-économique en Ile-de-France [On-site runoff and pollutant control practices. Technical and Economic lessons from the Ile-de-France region]. *Tech. Sci. Méthodes* 6, 69–76. doi:10.1051/tsm/200906069
- Alfakih, E., Barraud, S., Martinelli, I., 1999. A study of stormwater infiltration system feasibility and design. *Water Sci. Technol.* 39, 225–231. doi:10.1016/S0273-1223(99)00034-7
- Allen, R.G., Pereira, L.S., Raes, D., Smith, M., Ab, W., 1998. Crop evapotranspiration-Guidelines for computing crop water requirements-FAO Irrigation and drainage paper 56, Irrigation and Drainage. doi:10.1016/j.eja.2010.12.001
- Alley, W.M., 1981. Estimation of impervious-area Washoff Parameters. *Water Resour. Res.* doi:10.1029/WR017i004p01161

## Bibliographie

---

- Alley, W.M., Smith, P.E., 1981. Estimation of accumulation parameters for urban runoff quality modeling. *Water Resour. Res.* doi:10.1029/WR017i006p01657
- Ambrose, R.F., Winfrey, B.K., 2015. Comparison of stormwater biofiltration systems in Southeast Australia and Southern California. *Wiley Interdiscip. Rev. Water* 2, 131–146. doi:10.1002/wat2.1064
- AMEC, CWP, 2001. Georgia Stormwater Management Manual, Volume 2: Technical Handbook. AMEC Eath and Environmentals, Center for Watershed Portection, Atlanta, USA, p. 844.
- Andoh, R.Y.G., Declerck, C., 1997. A cost effective approach to stormwater management? Source control and distributed storage, in: *Water Science and Technology*. pp. 307–311. doi:10.1016/S0273-1223(97)00581-7
- 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. doi:10.5194/hess-14-2057-2010
- Aravena, J., Dussaillant, A., 2009. Storm-Water Infiltration and Focused Recharge Modeling with Finite-Volume Two-Dimensional Richards Equation: Application to an Experimental Rain Garden. *J. Hydraul. Eng.* 135, 1073–1080. doi:10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000111
- ARC, 2013. Auckland Unitary Plan. Auckland Regional Council, Auckland, New Zealand, p. 125.
- ARC, 2010. Review of TP-10 Water Quality Volume Estimation. Auckland Regional Council, Auckland, New Zealand, p. 38.
- ARC, 2003. TP10 - Design Guideline Manual - Stormwater Treatment. Auckland Regional Council, Auckland, New Zealand, p. 249.
- Armitage, N., Vice, M., Fisher-Jeffes, L., Winter, K., Spiegel, A., 2012. The South African Guidelines for Sustainable Drainage Systems. University of Cape Town, p. 133.
- ARWRP, 2010. Anacostia River Watershed Restoration Plan and Report. Anacostia River Watershed Restoration Plan, p. 163.
- Aryal, R., Kanadasamy, J., Vigneswaran, S., Naidu, R., Lee, S.H., 2009. Review of Stormwater Quality, Quantity and Treatment Methds Part 2: Stormwater: Quality modelling. *Korean Soc. Environ. Eng.* 14, 134–149.
- ASCE, 2000. Artificial Neural Networks in Hydrology. I: Preliminary Concepts. *J. Hydrol. Eng.* 5, 115–123. doi:10.1061/(ASCE)1084-0699(2000)5:2(115)
- Asher, M.J., Croke, B.F.W., Jakeman, A.J., Peeters, L.J.M., 2015. A review of surrogate models and their application to groundwater modeling. *Water Resour. Res.* 51, 5957–5973. doi:10.1002/2015WR016967

- Atchison, D., Severson, L., 2004. RECARGA User's Manual.
- Athanasiadis, K., Horn, H., Helmreich, B., 2010. A field study on the first flush effect of copper roof runoff. *Corros. Sci.* 52, 21–29.  
doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.corsci.2009.08.048>
- Azzout, Y., S. Barraud, Cres, F.N., Alfakih, E., 1994. Techniques alternatives en assainissement pluvial : choix, conception, réalisation et entretien. Tec et Doc - Lavoisier.
- Bäckström, M., 2003. Grassed swales for stormwater pollution control during rain and snowmelt. *Water Sci. Technol.* 48, 123–132.
- Bäckström, M., 2002. Sediment transport in grassed swales during simulated runoff events. *Water Sci. Technol.* 45, 41–49.
- Bai, S., Li, J., 2013. Sediment Wash-Off from an Impervious Urban Land Surface. *J. Hydrol. Eng.* 18, 488–498. doi:10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000654
- Balascio, C.C., Lucas, W.C., 2009. A survey of storm-water management water quality regulations in four Mid-Atlantic States. *J. Environ. Manage.* 90, 1–7.  
doi:10.1016/j.jenvman.2007.10.006
- Bannerman, R., 1993. Sources of Urban Stormwater Pollutants Defined in Wisconsin. *Watershed Prot. Tech.* 1, 30–31.
- Barbosa, A.E., Fernandes, J.N., David, L.M., 2012. Key issues for sustainable urban stormwater management. *Water Res.* 46, 6787–6798.  
doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.watres.2012.05.029>
- Baresel, C., Destouni, G., 2007. Uncertainty-Accounting Environmental Policy and Management of Water Systems. *Environ. Sci. Technol.* 41, 3653–3659.  
doi:<http://dx.doi.org/10.1021/es061515e>
- Barrett, M.E., 2005. Performance Comparison of Structural Stormwater Best Management Practices. *Water Environ. Res.* 77, 78–86. doi:10.2175/106143005x41654
- Barrett, M.E., Limouzin, M., Lawler, D.F., 2013. Effects of media and plant selection on biofiltration performance. *J. Environ. Eng. (United States)* 139, 462–470.  
doi:10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0000551
- Barry, D.A., Parlange, J.-Y., Sander, G.C., Sivaplan, M., 1993. A class of exact solutions for Richards' equation. *J. Hydrol.* doi:10.1016/0022-1694(93)90003-R
- Bates, B.C., Campbell, E.P., 2001. A Markov chain Monte Carlo scheme for parameter estimation and inference in conceptual rainfall-runoff modeling. *Water Resour. Res.* 37, 937–947. doi:10.1029/2000WR900363

## Bibliographie

---

- Battiata, J., Collins, K., Hirschman, D., Hoffmann, G., 2010. The Runoff Reduction Method. *J. Contemp. Water Res. Educ.* 146, 11–21. doi:10.1111/j.1936-704X.2010.00388.x
- BCC, 2005. Water sensitive urban design engineering guidelines. Brisbane City Council, Brisbane, Australia.
- BC-MWLAP, 2002. Stormwater Planning: A Guidebook for British Columbia. British Columbia Ministry of Water Land and Air Protection, British Columbia, Canada, p. 244.
- Beale, M.H., Hagan, M.T., Demuth, H., 2010. Neural Network Toolbox 7 User's Guide. doi:10.1016/j.neunet.2005.10.002
- Benzie, W.J., Courchaine, R.J., 1966. Discharges from Separate Storm Sewers and Combined Sewers. *J. (Water Pollut. Control Fed.* 38, 410–421.
- Berne, A., Delrieu, G., Creutin, J.-D., Obled, C., 2004. Temporal and spatial resolution of rainfall measurements required for urban hydrology. *J. Hydrol.* 299, 166–179. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2004.08.002
- Berthier, E., Andrieu, H., Creutin, J.D., 2004. The role of soil in the generation of urban runoff: development and evaluation of a 2D model. *J. Hydrol.* 299, 252–266. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2004.08.008
- Berthier, E., Dupont, S., Mestayer, P.G., Andrieu, H., 2006. Comparison of two evapotranspiration schemes on a sub-urban site. *J. Hydrol.* 328, 635–646. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2006.01.007
- Berthier, E., Le Délliou, A.-L., 2007. Capacité de la fonction de production « $\square$  pertes initiales – coefficient de ruissellement $\square$ » à reproduire les événements pluvieux fréquents, in: Novatech 2007, Lyon, France.
- Bertling, S., Odnevall Wallinder, I., Leygraf, C., Berggren Kleja, D., 2006. Occurrence and fate of corrosion-induced zinc in runoff water from external structures. *Sci. Total Environ.* 367, 908–923. doi:10.1016/j.scitotenv.2006.01.008
- Bertrand-Krajewski, J.-L., 2004. TSS concentration in sewers estimated from turbidity measurements by means of linear regression accounting for uncertainties in both variables. *Water Sci. Technol.* 50, 81–8.
- Bertrand-Krajewski, J.L., Chebbo, G., Saget, A., 1998. Distribution of pollutant mass vs volume in stormwater discharges and the first flush phenomenon. *Water Res.* 32, 2341–2356. doi:10.1016/S0043-1354(97)00420-X
- Beven, K., 2012. Rainfall-Runoff Modelling: The Primer: Second Edition, Rainfall-Runoff Modelling: The Primer: Second Edition. doi:10.1002/9781119951001
- Beven, K., 2005. On the concept of model structural error. *Water Sci. Technol.* 52, 167–175.

- Beven, K., 2004. Robert E. Horton's perceptual model of infiltration processes. *Hydrol. Process.* 18, 3447–3460. doi:10.1002/hyp.5740
- Beven, K., 2001. How far can we go in distributed hydrological modelling? *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 5, 1–12. doi:10.5194/hess-5-1-2001
- Beven, K., 1996. A Discussion of Distributed Hydrological Modelling, in: Abbott, M., Refsgaard, J. (Eds.), *Distributed Hydrological Modelling SE - 13*, Water Science and Technology Library. Springer Netherlands, pp. 255–278. doi:10.1007/978-94-009-0257-2\_13
- Beven, K., 1993. Prophecy, reality and uncertainty in distributed hydrological modelling. *Adv. Water Resour.* 16, 41–51. doi:http://dx.doi.org/10.1016/0309-1708(93)90028-E
- Beven, K., 1989. Changing ideas in hydrology — The case of physically-based models. *J. Hydrol.* 105, 157–172. doi:http://dx.doi.org/10.1016/0022-1694(89)90101-7
- Beven, K., Binley, A., 1992. The future of distributed models: Model calibration and uncertainty prediction. *Hydrol. Process.* 6, 279–298. doi:10.1002/hyp.3360060305
- Beven, K., Germann, P., 2013. Macropores and water flow in soils revisited. *Water Resour. Res.* 49, 3071–3092. doi:10.1002/wrcr.20156
- Bielmyer, G., Arnold, W.R., Tomasso, J., Isely, J., Klaine, S., 2012. Effects of roof and rainwater characteristics on copper concentrations in roof runoff. *Environ. Monit. Assess.* 184, 2797–2804. doi:10.1007/s10661-011-2152-1
- Boegh, E., Poulsen, R.N., Butts, M., Abrahamsen, P., Dellwik, E., Hansen, S., Hasager, C.B., Ibrom, A., Løerup, J.-K., Pilegaard, K., Soegaard, H., 2009. Remote sensing based evapotranspiration and runoff modeling of agricultural, forest and urban flux sites in Denmark: From field to macro-scale. *J. Hydrol.* 377, 300–316. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2009.08.029
- Bressy, A., 2010. Flux de micropolluants dans les eaux de ruissellement urbaines. Effets de différents modes de gestion des eaux pluviales. Université Paris Est.
- Bressy, A., Gromaire, M.-C., Lorgeoux, C., Chebbo, G., 2011. Alkylphenols in atmospheric depositions and urban runoff. *Water Sci. Technol.* 63, 671–9. doi:10.2166/wst.2011.121
- Bressy, A., Gromaire, M.C., Lorgeoux, C., Saad, M., Leroy, F., Chebbo, G., 2014. Efficiency of source control systems for reducing runoff pollutant loads: Feedback on experimental catchments within Paris conurbation. *Water Res.* 57, 234–246. doi:10.1016/j.watres.2014.03.040
- Bressy, A., Gromaire, M.C., Lorgeoux, C., Saad, M., Leroy, F., Chebbo, G., 2012. Towards the determination of an optimal scale for stormwater quality management: Micropollutants in a small residential catchment. *Water Res.* 46, 6799–6810. doi:10.1016/j.watres.2011.12.017

## Bibliographie

---

- Brezonik, P.L., Stadelmann, T.H., 2002. Analysis and predictive models of stormwater runoff volumes, loads, and pollutant concentrations from watersheds in the Twin Cities metropolitan area, Minnesota, USA. *Water Res.* 36, 1743–1757. doi:[http://dx.doi.org/10.1016/S0043-1354\(01\)00375-X](http://dx.doi.org/10.1016/S0043-1354(01)00375-X)
- Brodie, I., Rosewell, C., 2007. Theoretical relationships between rainfall intensity and kinetic energy variants associated with stormwater particle washoff. *J. Hydrol.* 340, 40–47. doi:10.1016/j.jhydrol.2007.03.019
- Brodie, I.M., Dunn, P.K., 2010. Commonality of rainfall variables influencing suspended solids concentrations in storm runoff from three different urban impervious surfaces. *J. Hydrol.* 387, 202–211. doi:10.1016/j.jhydrol.2010.04.008
- Brooks, R., Corey, A., 1964. Hydraulic properties of porous media. *Hydrol. Pap. Color. State Univ.* 3, 37 pp.
- Brouyere, S., Carabin, G., Dassargues, A., 2004. Climate change impacts on groundwater resources: modelled deficits in a chalky aquifer, Geer basin, Belgium. *Hydrogeol. J.* 12, 123–134. doi:10.1007/s10040-003-0293-1
- Brown, K., Hall, W.L., Snook, M.H., Garvin, K., 2010. *Sustainable Land Development and Restoration: Decision Consequence Analysis*. Butterworth-Heinemann, Burlington, MA, USA.
- Brown, R.A., Skaggs, R.W., Hunt, W.F., 2013. Calibration and validation of DRAINMOD to model bioretention hydrology. *J. Hydrol.* 486, 430–442. doi:10.1016/j.jhydrol.2013.02.017
- Brown, R.R., 2005. Impediments to integrated urban stormwater management: The need for institutional reform. *Environ. Manage.* 36, 455–468. doi:10.1007/s00267-004-0217-4
- Browne, D., Deletic, A., Mudd, G.M., Fletcher, T.D., 2008. A new saturated/unsaturated model for stormwater infiltration systems. *Hydrol. Process.* 22, 4838–4849. doi:10.1002/hyp.7100
- Burns, M.J., Fletcher, T.D., Walsh, C.J., Ladson, A.R., Hatt, B.E., 2012. Hydrologic shortcomings of conventional urban stormwater management and opportunities for reform. *Landsc. Urban Plan.* 105, 230–240. doi:10.1016/j.landurbplan.2011.12.012
- Butler, D., Davies, J., 2004. *Urban Drainage*, Second edition. CRC Press, Inc.
- CAA, 2010. Règlement du service public d'assainissement collectif [Sewer system regulation]. Communauté d'agglomération d'Agen, Agen, France, p. 28.
- Caminiti, J.E., 2004. Catchment modelling—a resource manager's perspective. *Environ. Model. Softw.* 19, 991–997. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2003.11.002>

- Campolongo, F., Cariboni, J., Saltelli, A., 2007. An effective screening design for sensitivity analysis of large models. *Environ. Model. Softw.* 22, 1509–1518. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2006.10.004>
- Carsel, R.F., Parrish, R.S., 1988. Developing joint probability distributions of soil water retention characteristics. *Water Resour. Res.* doi:10.1029/WR024i005p00755
- Carter, T., Rasmussen, T.C., 2006. Hydrologic behavior of vegetated roofs. *J. Am. Water Resour. Assoc.* 42, 1261–1274. doi:10.1111/j.1752-1688.2006.tb05611.x
- CCC, 2003. *Waterways, Wetlands and Drainage Guide - Part B: Design*. Christchurch City Council, Christchurch, New Zealand, p. n.a.
- CERTU, 2011. Procédures d'autorisation et de déclaration des projets d'aménagement au titre du Code de l'Environnement. Rubrique 2.1.5.0 - Rejets d'eaux pluviales - Repères à destination des services instructeurs de la police de l'eau et des milieux aquatiques. Centre d'Etude sur les Réseaux, les Transports et les constructions publiques, France, p. 40.
- CERTU, 2003. *La ville et son assainissement [The city and its drainage system]*. Centre d'Etude sur les Réseaux, les Transports et les constructions publiques [Expertise center for networks, transportations and public works], France, p. 503.
- CG92, 2010. *La gestion durable de l'eau de pluie sur la voirie [Sustainable management of urban runoff]*. Conseil général des Hauts de Seine, Nanterre, France, p. 60.
- CH2MILL, 2002. *Policy and Design Criteria Manual for Surface Water Management*. City of Chiliwack, Chiliwack, Canada, p. 56.
- Charbeneau, R.J., 2006. *Groundwater Hydraulics and Pollutant Transport*. Waveland Press.
- Charbeneau, R.J., Barrett, M.E., Charbeneau, R.J., Barrett, M.E., 1998. Evaluation of Methods for Estimating Stormwater Pollutant Loads. *Water Environ. Res.* 70, 1295–1302. doi:10.2307/25045155
- Chib, S., Greenberg, E., 1995. Understanding the Metropolis-Hastings algorithm. *J. Am. Stat. Assoc.* 49, 327–335. doi:10.2307/2684568
- Chocat, B., 1997a. Aménagement urbain et hydrologie. *La Houille Blanche* 12–19.
- Chocat, B., 1997b. *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*, Tech et Do. ed.
- Choisnel, E., 1988. Estimation de l'évapotranspiration potentielle à partir des données météorologique [Estimating potential evapotranspiration from meteorological data]. *La Météorologie* 7ème série.
- Chouli, E., 2006. *La gestion des eaux pluviales urbaines en Europe: Analyse des conditions de développement des techniques alternatives [Stormwater management in Europe:*



- analysis of SUDS implementation] (Ph.D. Thesis [In French]). Ecole Nationale des ponts et Chaussées, Université Paris Est (France).
- Chow, V. Te, Maidment, D.R., Mays, L.W., 1988. Applied Hydrology, Water Resources and Environmental Engineering. doi:10.1016/j.soncn.2011.11.001
- CIRIA, 2007. The SUDS Manual (C697). Construction Industry Research and Information Association, London, UK, p. 600.
- Clark, S.E., Pitt, R., 2012. Targeting treatment technologies to address specific stormwater pollutants and numeric discharge limits. *Water Res.* 46, 6715–6730. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.watres.2012.07.009
- CM, 2006. City of Melbourne WSUD Guidelines. City of Melbourne & Melbourne Water, Melbourne, Australia, p. 165.
- Congdon, P., 2006. Bayesian Statistical Modelling. Wiley.
- Corradini, C., Melone, F., Smith, R.E., 1997. A unified model for infiltration and redistribution during complex rainfall patterns. *J. Hydrol.* 192, 104–124. doi:10.1016/S0022-1694(96)03110-1
- Corradini, C., Melone, F., Smith, R.E., 1994. Modeling infiltration during complex rainfall sequences. *Water Resour. Res.* 30, 2777–2784. doi:10.1029/94WR00951
- Cottour, C., 2008. Une brève histoire de l'aménagement de Paris et sa région. DREIF/DUSD.
- Coutu, S., Del Giudice, D., Rossi, L., Barry, D.A., 2012. Parsimonious hydrological modeling of urban sewer and river catchments. *J. Hydrol.* 464–465, 477–484. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2012.07.039
- Crobeddu, E., Bennis, S., 2011. A New Model for Simulating TSS Washoff in Urban Areas. *Appl. Environ. Soil Sci.* 2011, 9. doi:doi:10.1155/2011/318765
- CS-SPU, 2016. Stormwater Flow Control and Water Quality Treatment - Technical Requirements Manual. City of Seattle, Seattle Public Utilities, Department of Planning and Development, Seattle, USA, p. 589. doi:SMC 22.800-22.808
- CUB, 2014. Les solutions compensatoires d'assainissement pluvial. Communauté Urbaine de Bordeaux, Bordeaux, France, p. 202.
- CUGT, 2009. Guide de gestion des eaux de pluies et du ruissellement.
- Cuo, L., Lettenmaier, D.P., Mattheussen, B. V., Storck, P., Wiley, M., 2008. Hydrologic prediction for urban watersheds with the disturbed hydrology - soil - vegetation model. *Hydrol. Process.* 22, 4205–4213. doi:10.1002/hyp
- Currier, B., Pitt, R., Minton, G., Roesner, L.A., Schiff, K., Stenstrom, K., Strassler, E., Strecker, E., 2006. Storm Water Panel Recommendations to the California State

- Water Resources Control Board - The Feasibility of Numeric Effluent Limits Applicable to Discharges of Storm Water Associated with Municipal Industrial and Construction Activities. California Environmental Protection Agency - State Water Resource Control Board.
- CWP, 2007. National Pollutant Removal Performance Database. Center for Watershed Protection, Ellicott City, USA, p. 10.
- Czemiel Berndtsson, J., 2010. Green roof performance towards management of runoff water quantity and quality: A review. *Ecol. Eng.* 36, 351–360. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.ecoleng.2009.12.014>
- Dagan, G., Bresler, E., 1983. Unsaturated flow in spatially variable fields: 1. Derivation of models of infiltration and redistribution. *Water Resour. Res.* doi:10.1029/WR019i002p00413
- Daly, E., Deletic, A., Hatt, B.E., Fletcher, T.D., 2012. Modelling of stormwater biofilters under random hydrologic variability: A case study of a car park at Monash University, Victoria (Australia). *Hydrol. Process.* 26, 3416–3424. doi:10.1002/hyp.8397
- Davis, A.P., 2007. Field Performance of Bioretention: Water Quality. *Environ. Eng. Sci.* 24, 1048–1064. doi:10.1089/ees.2006.0190
- Davis, A.P., Hunt, W.F., Traver, R.G., Clar, M., 2009. Bioretention Technology: Overview of Current Practice and Future Needs. *J. Environ. Eng.* 135, 109–117. doi:10.1061/(ASCE)0733-9372(2009)135:3(109)
- Davis, A.P., Shokouhian, M., Ni, S., 2001. Loading estimates of lead, copper, cadmium, and zinc in urban runoff from specific sources. *Chemosphere* 44, 997–1009. doi:10.1016/S0045-6535(00)00561-0
- Davis, A.P., Stagge, J.H., Jamil, E., Kim, H., 2012. Hydraulic performance of grass swales for managing highway runoff. *Water Res., Special Issue on Stormwater in urban areas* 46, 6775–6786. doi:10.1016/j.watres.2011.10.017
- DDT-03, 2011. La gestion des eaux pluviales et la loi sur l'eau - Guide de constitution des dossiers de déclaration et d'autorisation. Direction Départementale des Territoires de l'Allier, Yzeure, France, p. 28.
- DDT-36, 2013. Guide Technique Relatif à la Gestion des Eaux Pluviales dans les Projets d'Aménagement. Direction Départementale des Territoires de l'Indre / Service Police de l'Eau, p. 141.
- DEFRA, 2011. National standards for sustainable drainage systems. Designing, constructing, operating and maintaining drainage for surface runoff. Department of Environment Food and Rural Affairs, London, Uk, p. 12.
- Del Giudice, D., Honti, M., Scheidegger, A., Albert, C., Reichert, P., Rieckermann, J., 2013. Improving uncertainty estimation in urban hydrological modeling by statistically

## Bibliographie

---

- describing bias. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 17, 4209–4225. doi:10.5194/hess-17-4209-2013
- Del Guidice, D., Albert, C., Bares, V.B., Reichert, P., Jörg, R., 2014. The Effect of Model Complexity on Model Structure Uncertainty of Hydrodynamic Sewer Models, in: 13th International Conference on Urban Drainage (ICUD), 2014. Kuching, Malaysia.
- Deletic, A., 2005. Sediment transport in urban runoff over grassed areas. *J. Hydrol.* 301, 108–122. doi:10.1016/j.jhydrol.2004.06.023
- Deletic, A., 2001. Modelling of water and sediment transport over grassed areas. *J. Hydrol.* 248, 168–182. doi:10.1016/S0022-1694(01)00403-6
- Deletic, A., 1999. Sediment behaviour in grass filter strips. *Water Sci. Technol.* 39, 129–136. doi:http://dx.doi.org/10.1016/S0273-1223(99)00225-5
- Deletic, A., 1998. The first flush load of urban surface runoff. *Water Res.* 32, 2462–2470. doi:10.1016/S0043-1354(97)00470-3
- 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. *Phys. Chem. Earth* 42-44, 3–10. doi:10.1016/j.pce.2011.04.007
- Deletic, A., Fletcher, T.D., 2006. Performance of grass filters used for stormwater treatment - A field and modelling study. *J. Hydrol.* 317, 261–275. doi:10.1016/j.jhydrol.2005.05.021
- Deletic, A., Maksimovic, C., 1998. Evaluation of Water Quality Factors in Storm Runoff from Paved Areas. *J. Environ. Eng.* 124, 869–879. doi:10.1061/(ASCE)0733-9372(1998)124:9(869)
- Deletic, A., Maksimovic, C., Ivetic, M., 1997. Modelling of storm wash-off of suspended solids from impervious surfaces. *J. Hydraul. Res.* 35, 99–118. doi:10.1080/00221689709498646
- Deletic, A., Orr, D., 2005. Pollution Buildup on Road Surfaces. *J. Environ. Eng.* 131, 49–59. doi:10.1061/(ASCE)0733-9372(2005)131:1(49)
- Desbordes, M., Deutsch, J., Hemain, J.-C., 1980. Urban runoff pollution in France: a national programme, in: *Proceedings of The Helsinki Symposium*. pp. 29–36.
- Deutsch, J.-C., Vullierme, M., 2003. L'évolution des techniques. *Flux* 52/53, 17–26.
- Dietz, M., Clausen, J., 2005. A Field Evaluation of Rain Garden Flow and Pollutant Treatment. *Water. Air. Soil Pollut.* 167, 123–138. doi:10.1007/s11270-005-8266-8
- Dietz, M.E., 2007. Low impact development practices: A review of current research and recommendations for future directions. *Water. Air. Soil Pollut.* 186, 351–363. doi:10.1007/s11270-007-9484-z

- Dillaha, T.A., Reneau, R.B., Mostaghimi, S., Lee, D., 1989. Vegetative filter strips for agricultural nonpoint source pollution control. *Trans. ASAE* 32, 513–519. doi:10.13031/2013.31033
- Dotto, C.B.S., Deletic, A., McCarthy, D.T., 2013. Uncertainty analysis in urban drainage modelling: should we break our back for normally distributed residuals? *Water Sci. Technol.* 68, 1271–9. doi:10.2166/wst.2013.360.
- Dotto, C.B.S., Kleidorfer, M., Deletic, A., Fletcher, T.D., McCarthy, D.T., Rauch, W., 2010. Stormwater quality models: performance and sensitivity analysis. *Water Sci. Technol.* 62, 837–843. doi:10.2166/wst.2010.325
- Dotto, C.B.S., Kleidorfer, M., Deletic, A., Rauch, W., McCarthy, D.T., Fletcher, T.D., 2011. Performance and sensitivity analysis of stormwater models using a Bayesian approach and long-term high resolution data. *Environ. Model. Softw.* 26, 1225–1239. doi:10.1016/j.envsoft.2011.03.013
- Dotto, C.B.S., Mannina, G., Kleidorfer, M., Vezzaro, L., Henrichs, M., McCarthy, D.T., Freni, G., Rauch, W., Deletic, A., 2012. Comparison of different uncertainty techniques in urban stormwater quantity and quality modelling. *Water Res.* 46, 2545–2558. doi:10.1016/j.watres.2012.02.009
- DRIEE, 2012. Doctrine relative à l'instruction des dossiers de rejets d'eaux pluviales dans le cadre de la police de l'eau (rubrique 2.1.5.0) et de la police des ICPE. Direction régionale et inter-départementale de l'Environnement et de l'Energie d'Ile de France, Paris, France.
- Dussaillant, A., Cozzetto, K., Brander, K., Potter, K., 2003. Green-Ampt Model Of A Rain Garden And Comparison To Richards Equation Model. *Trans. Ecol. Environ.* 67, 10. doi:10.2495/SPD030841
- Dussaillant, A.R., Wu, C.H., Potter, K.W., 2004. Richards Equation Model of a Rain Garden. *J. Hydrol. Eng.* 9, 219–225. doi:10.1061/(ASCE)1084-0699(2004)9:3(219)
- DWA, 2007. Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser (Merkblatt M 153). Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Hennef, Germany, p. 40.
- Egodawatta, P., Goonetilleke, A., 2006. Characteristics of pollutants built-up on residential road surfaces, in: 7th International Conference on Hydrosience and Engineering, 10–13 September, 2006. doi:0977447405
- Egodawatta, P., Thomas, E., Goonetilleke, A., 2007. Mathematical interpretation of pollutant wash-off from urban road surfaces using simulated rainfall. *Water Res.* 41, 3025–3031. doi:10.1016/j.watres.2007.03.037
- Elliott, A.H., Trowsdale, S.A., 2007. A review of models for low impact urban stormwater drainage. *Environ. Model. Softw.* 22, 394–405. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2005.12.005

- Ellis, J.B., 1986. Pollutional Aspects of Urban Runoff, in: Torno, H., Marsalek, J., Desbordes, M. (Eds.), *Urban Runoff Pollution SE - 1*, NATO ASI Series. Springer Berlin Heidelberg, pp. 1–38. doi:10.1007/978-3-642-70889-3\_1
- Emerson, C.H., Welty, C., Traver, R.G., 2005. Watershed-Scale Evaluation of a System of Storm Water Detention Basins. *J. Hydrol. Eng.* doi:10.1061/(ASCE)1084-0699(2005)10:3(237)
- Engelhard, C., Rauch, W., 2008. Risk analysis and impact assessment of urban stormwater - with emphasize on the EU - Water Framework Directive, in: Thévenot, D. (Ed.), *Daywater: An Adaptive Decision Support System for Urban Stormwater*. IWA publishing, p. 298.
- Evin, G., Kavetski, D., Thyer, M., Kuczera, G., 2013. Pitfalls and improvements in the joint inference of heteroscedasticity and autocorrelation in hydrological model calibration. *Water Resour. Res.* 49, 4518–4524.
- EWater, 2015. MUSIC Documentation and Help v6.0 [WWW Document]. URL <https://ewater.atlassian.net/wiki/display/MD6> (accessed 11.1.15).
- Fallah Shorshani, M., André, M., Bonhomme, C., Seigneur, C., 2015. Modelling chain for the effect of road traffic on air and water quality: Techniques, current status and future prospects. *Environ. Model. Softw.* 64, 102–123. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2014.11.020
- Fallah Shorshani, M., Bonhomme, C., Petrucci, G., André, M., Seigneur, C., 2014. Road traffic impact on urban water quality: A step towards integrated traffic, air and stormwater modelling. *Environ. Sci. Pollut. Res.* 21, 5297–5310. doi:10.1007/s11356-013-2370-x
- Feddes, R.A., Kabat, P., Bakel, P.J.T. Van, Bronswijk, J., Halbertsma, J., 1988. Modelling soil water dynamics in the unsaturated zone - state of the art. *J. Hydrol.* 100, 69–111. doi:10.1016/0022-1694(88)90182-5
- 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. *Adv. Water Resour.* 51, 261–279. doi: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., 2014. SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. *Urban Water J.* 1–18. doi:10.1080/1573062X.2014.916314
- Flood, I., Kartam, N., 1994. Neural Networks in Civil Engineering. I: Principles and Understanding. *J. Comput. Civ. Eng.* doi:10.1061/(ASCE)0887-3801(1994)8:2(131)
- Förster, J., 1996. Patterns of roof runoff contamination and their potential implications on practice and regulation of treatment and local infiltration, in: *Water Science and Technology*. pp. 39–48. doi:10.1016/0273-1223(96)00329-0

- Freni, G., Mannina, G., Viviani, G., 2009a. Stormwater infiltration trenches: A conceptual modelling approach. *Water Sci. Technol.* 60, 185–199. doi:10.2166/wst.2009.324
- Freni, G., Mannina, G., Viviani, G., 2009b. Urban runoff modelling uncertainty: Comparison among Bayesian and pseudo-Bayesian methods. *Environ. Model. Softw.* 24, 1100–1111. doi:10.1016/j.envsoft.2009.03.003
- Freni, G., Oliveri, E., 2005. Mitigation of urban flooding: A simplified approach for distributed stormwater management practices selection and planning. *Urban Water J.* 2, 215–226. doi:10.1080/15730620500386461
- Freyberg, D.L., Reeder, J.W., Franzini, J.B., Remson, I., 1980. Application of the Green-Ampt Model to infiltration under time-dependent surface water depths. *Water Resour. Res.* doi:10.1029/WR016i003p00517
- Gallo, C., Moore, A., Wywrot, J., 2012. Comparing the adaptability of infiltration based BMPs to various U.S. regions. *Landsc. Urban Plan.* 106, 326–335. doi:10.1016/j.landurbplan.2012.04.004
- Gamerith, V., Neumann, M.B., Muschalla, D., 2013. Applying global sensitivity analysis to the modelling of flow and water quality in sewers. *Water Res.* 47, 4600–4611. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.watres.2013.04.054
- Gan, Y., Duan, Q., Gong, W., Tong, C., Sun, Y., Chu, W., Ye, A., Miao, C., Di, Z., 2014. A comprehensive evaluation of various sensitivity analysis methods: A case study with a hydrological model. *Environ. Model. Softw.* 51, 269–285. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2013.09.031
- Gardner, W.R., 1991. Modeling water uptake by roots. *Irrig. Sci.* 12, 109–114. doi:10.1007/BF00192281
- Gardner, W.R., Hillel, D., Benyamini, Y., 1970. Post-Irrigation Movement of Soil Water: 1. Redistribution. *Water Resour. Res.* 6, 851–861. doi:10.1029/WR006i003p00851
- Gasperi, J., Sebastian, C., Ruban, V., Delamain, M., Percot, S., Wiest, L., Mirande, C., Caupos, E., Demare, D., Kessoo, M.D., Saad, M., Schwartz, J.J., Dubois, P., Fratta, C., Wolff, H., Moilleron, R., Chebbo, G., Cren, C., Millet, M., Barraud, S., Gromaire, M.C., 2014. Micropollutants in urban stormwater: occurrence, concentrations, and atmospheric contributions for a wide range of contaminants in three French catchments. *Environ. Sci. Pollut. Res.* 21, 5267–5281. doi:10.1007/s11356-013-2396-0
- Gasperi, J., Zgheib, S., Cladière, M., Rocher, V., Moilleron, R., Chebbo, G., 2012. Priority pollutants in urban stormwater: Part 2 - Case of combined sewers. *Water Res.* 46, 6693–6703. doi:10.1016/j.watres.2011.09.041
- Gaume, E., Gosset, R., 2003. Over-parameterisation, a major obstacle to the use of artificial neural networks in hydrology? *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 7, 693–706. doi:10.5194/hess-7-693-2003

- Gaume, E., Villeneuve, J.-P., Desbordes, M., 1998. Uncertainty assessment and analysis of the calibrated parameter values of an urban storm water quality model. *J. Hydrol.* doi:10.1016/S0022-1694(98)00171-1
- GB, 2007. Waterplan Bloemendaal. Gemeente Bloemendaal - Hoogheemraadschap van Rijnland - WARECO, Bloemendaal, Netherlands, p. 86.
- GCC, 2013. Sustainable drainage - A design and adoption guide. Gloucester City Council, Gloucester, United-Kingdom.
- Gironás, J., Niemann, J., Roesner, L., Rodriguez, F., Andrieu, H., 2009. Evaluation of Methods for Representing Urban Terrain in Storm-Water Modeling. *J. Hydrol. Eng.* 15, 1–14. doi:10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000142
- GLCU, 2014. Aménagement et eaux pluviales. Traitement de la pollution des eaux pluviales et protection des milieux aquatiques sur le territoire du Grand Lyon. Grand Lyon - Communauté Urbaine de Lyon, Lyon (France), p. 55.
- GLCU, 2008. Aménagement et eaux pluviales sur le territoire du Grand Lyon. Grand Lyon - Communauté Urbaine de Lyon, Lyon, France, p. 52.
- Gnecco, I., Berretta, C., Lanza, L.G., La Barbera, P., 2005. Storm water pollution in the urban environment of Genoa, Italy. *Atmos. Res.* 77, 60–73. doi:10.1016/j.atmosres.2004.10.017
- Göbel, P., Stubbe, H., Weinert, M., Zimmermann, J., Fach, S., Dierkes, C., Kories, H., Messer, J., Mertsch, V., Geiger, W.F., Coldewey, W.G., 2004. Near-natural stormwater management and its effects on the water budget and groundwater surface in urban areas taking account of the hydrogeological conditions. *J. Hydrol.* 299, 267–283. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2004.08.013
- Gonzalez-Merchan, C., Barraud, S., Bedell, J.-P., 2014. Influence of spontaneous vegetation in stormwater infiltration system clogging. *Environ. Sci. Pollut. Res.* 21, 5419–5426. doi:10.1007/s11356-013-2398-y
- Good, J.F., O’Sullivan, A.D., Wicke, D., Cochrane, T.A., 2012. Contaminant removal and hydraulic conductivity of laboratory rain garden systems for stormwater treatment. *Water Sci. Technol.* 65, 2154–2161. doi:10.2166/wst.2012.135
- Govindaraju, R.S., Levent Kavvas, M., 1993. Development of an approximate model for unsaturated flow with root water uptake under rectangular water content profiles assumption. *J. Hydrol.* 146, 321–339. doi:http://dx.doi.org/10.1016/0022-1694(93)90282-E
- Gowdish, L., Muñoz-Carpena, R., 2009. An Improved Green–Ampt Infiltration and Redistribution Method for Uneven Multistorm Series. *Vadose Zo. J.* doi:10.2136/vzj2008.0049
- GRAIE, 2009. Guide pour la prise en compte des eaux pluviales dans les documents de planification et d’urbanisme [Guidelines for the integration of stormwater

- management issues in planning documents]. Groupe de Recherche Rhône Alpes sur les Infrastructures et l'Eau [Research Group], Villeurbanne, France, p. 83.
- Grayson, R.B., Moore, I.D., McMahon, T.A., 1992. Physically based hydrologic modeling: 2. Is the concept realistic? *Water Resour. Res.* 28, 2659–2666. doi:10.1029/92WR01259
- Gromaire, M., Robert-Sainte, P., Bressy, A., Saad, M., De Gouvello, B., Chebbo, G., 2011. Zn and Pb emissions from roofing materials--modelling and mass balance attempt at the scale of a small urban catchment. *Water Sci. Technol.* 63.
- Gromaire, M.-C., 1998. La pollution des eaux pluviales urbaines en réseau d'assainissement unitaire. Caractéristiques et origine. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Gromaire, M.C., Chebbo, G., Cabane, P., Bertrand-Krajewski, J.-L., 2007. Operational use of urban drainage pollutant load models - Results from a French survey. *La Houille Blanche* 94–98. doi:10.1051/lhb:2007024
- Gromaire, M.C., Garnaud, S., Saad, M., Chebbo, G., 2001. Contribution of different sources to the pollution of wet weather flows in combined sewers. *Water Res.* 35, 521–533. doi:http://dx.doi.org/10.1016/S0043-1354(00)00261-X
- Gromaire, M.C., Van de Voorde, A., Lorgeoux, C., Chebbo, G., 2015. Benzalkonium runoff from roofs treated with biocide products – In situ pilot-scale study. *Water Res.* 81, 279–287. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.watres.2015.05.060
- Gromaire-Mertz, M.C., Garnaud, S., Gonzalez, A., Chebbo, G., 1999. Characterisation of urban runoff pollution in Paris. *Water Sci. Technol.* 39, 1–8. doi:http://dx.doi.org/10.1016/S0273-1223(99)00002-5
- GSA, 2010. Water Sensitive Urban Design Technical Manual - Greater Adelaide Region. Government of South Australia.
- Guidi, W., Piccioni, E., Bonari, E., 2008. Evapotranspiration and crop coefficient of poplar and willow short-rotation coppice used as vegetation filter. *Bioresour. Technol.* 99, 4832–4840. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.biortech.2007.09.055
- Gülbaz, S., Kazezyılmaz-Alhan, C., Coptý, N., 2015. Evaluation of Heavy Metal Removal Capacity of Bioretention Systems. *Water, Air, Soil Pollut.* 226, 1–14. doi:10.1007/s11270-015-2640-y
- Guo, J.C.Y., 1999. Detention Storage Volume for Small Urban Catchments. *J. Water Resour. Plan. Manag.* doi:10.1061/(ASCE)0733-9496(1999)125:6(380)
- Gupta, S.K., 2010. Modern Hydrology and Sustainable Water Development. doi:10.1002/9781444323962
- GV-SDD, 2012. Stormwater Source Control and Design Guidelines. Greater Vancouver Sewage and Drainage District, Vancouver, Canada.



## Bibliographie

---

- Hairsine, P.B., Rose, C.W., 1991. Rainfall Detachment and Deposition: Sediment Transport in the Absence of Flow-Driven Processes. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 55, 320. doi:10.2136/sssaj1991.03615995005500020003x
- Hamel, P., Fletcher, T.D., 2013. Modelling the impact of stormwater source control infiltration techniques on catchment baseflow. *Hydrol. Process.* doi:10.1002/hyp.10069
- Hannouche, A., Chebbo, G., Joannis, C., 2014. Dynamics of pollutant discharge in combined sewer systems during rain events: chance or determinism? *Water Sci. Technol.* 69, 1751–8. doi:10.2166/wst.2014.088
- Hannouche, A., Chebbo, G., Ruban, G., Tassin, B., Lemaire, B., Joannis, C., 2011. Relationship between turbidity and total suspended solids concentration within a combined sewer system. *Water Sci. Technol.* 64, 2445–52. doi:10.2166/wst.2011.779
- Hasting, W.K., 1970. Monte Carlo sampling methods using Markov chains and their applications. *Biometrika* 57, 97–109. doi:10.1093/biomet/57.1.97
- Hatt, B.E., Fletcher, T.D., Deletic, A., 2009. Hydrologic and pollutant removal performance of stormwater biofiltration systems at the field scale. *J. Hydrol.* 365, 310–321. doi:10.1016/j.jhydrol.2008.12.001
- Hatt, B.E., Fletcher, T.D., Deletic, A., 2008. Hydraulic and Pollutant Removal Performance of Fine Media Stormwater Filtration Systems. *Environ. Sci. Technol.* 42, 2535–2541. doi:10.1021/es071264p
- HBCA, 2010. Règlement du Service Public d'Assainissement Collectif. Hauts-de-Bièvre Communauté d'Agglomération, France, p. 31.
- HCC, 2014. Interim SuDS Design Guidance for Hertfordshire. Hertfordshire City Council, Hertfordshire, United Kingdom, p. 91.
- He, W., 2002. Atmospheric Corrosion and Runoff Processes on Copper and Zinc as Roofing Materials (Ph.D. Thesis). Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- He, W., Odnevall Wallinder, I., Leygraf, C., 2001. A laboratory study of copper and zinc runoff during first flush and steady-state conditions. *Corros. Sci.* doi:10.1016/S0010-938X(00)00066-4
- Heasom, W., Traver, R.G., Welker, A., 2006. Hydrologic modeling of a bioinfiltration best management practice. *J. Am. Water Resour. Assoc.* 42, 1329–1347.
- Herricks, E., 1995. *Stormwater Runoff and Receiving Systems: Impact, Monitoring, and Assessment*. CRC Press, Inc.
- Hillel, D., 2012. *Soil and Water: Physical Principles and Processes*.

- Hollis, G.E., Ovenden, J., 1988a. The quantity of stormwater runoff from ten stretches of road, a car park and eight roofs in Hertfordshire, England during 1983. *Hydrol. Process.* 2, 227–243. doi:10.1002/hyp.3360020304
- Hollis, G.E., Ovenden, J.C., 1988b. One year irrigation experiment to assess losses and runoff volume relationships for a residential road in hertfordshire, England. *Hydrol. Process.* 2, 61–74. doi:10.1002/hyp.3360020106
- Horwitz-Bennett, B., 2013. Taking Stormwater By Storm. *Environ. Des. Constr.* 16, 41–47.
- HRM, 2003. BY-LAW - W-101 Respecting Discharges Into Public Sewers. Halifax Regional Municipality, Halifax, Canada, p. 30.
- Huber, W.C., Dickinson, R.E., 1988. Stormwater Management Model Version 4: Users Manual. Environmental Research Laboratory, EPA, Athens, GA, USA. doi:EPA 600/3-88/001a
- Huber, W.C., Heaney, J.P., Nix, S.J., Dickinson, R.E., Polmann, D.J., 1981. Storm Water Management Model: User's Manual, Version III, EPA600/2-84-109a.
- Hunt, W., Smith, J., Jadlocki, S., Hathaway, J., Eubanks, P., 2008. Pollutant Removal and Peak Flow Mitigation by a Bioretention Cell in Urban Charlotte, N.C. *J. Environ. Eng.* 134, 403–408. doi:10.1061/(ASCE)0733-9372(2008)134:5(403)
- Hunt, W.F., Davis, A.P., 2012. Meeting Hydrologic and Water Quality Goals through Targeted Bioretention Design. *J. Environ. Eng.* 138, 698–707. doi:10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0000504
- IDNR, 2003. Stormwater Manual. Iowa Department of Natural Resources, Iowa, USA, p. 823.
- Imteaz, M.A., Ahsan, A., Rahman, A., Mekanik, F., 2013. Modelling stormwater treatment systems using MUSIC: Accuracy. *Resour. Conserv. Recycl.* 71, 15–21. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.resconrec.2012.11.007
- Ippisch, O., Vogel, H.J., Bastian, P., 2006. Validity limits for the van Genuchten-Mualem model and implications for parameter estimation and numerical simulation. *Adv. Water Resour.* 29, 1780–1789. doi:10.1016/j.advwatres.2005.12.011
- ISLE, 2009. Town of Disbury, Storm Water Master Plan. ISL Engineering and Land Services Ltd. - City of Disbury, Disbury, Canada, p. 38.
- Ivanov, V.Y., Vivoni, E.R., Bras, R.L., Entekhabi, D., 2004. Catchment hydrologic response with a fully distributed triangulated irregular network model. *Water Resour. Res.* 40, W11102. doi:10.1029/2004WR003218
- Ivanović, R.F., Freer, J.E., 2009. Science versus politics: truth and uncertainty in predictive modelling. *Hydrol. Process.* 23, 2549–2554. doi:10.1002/hyp.7406

- Jacobson, C.R., 2011. Identification and quantification of the hydrological impacts of imperviousness in urban catchments: A review. *J. Environ. Manage.* 92, 1438–1448. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.jenvman.2011.01.018>
- Jakeman, A.J., Letcher, R.A., Norton, J.P., 2006. Ten iterative steps in development and evaluation of environmental models. *Environ. Model. Softw.* 21, 602–614. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2006.01.004>
- Jansen, M.J.W., 1999. Analysis of variance designs for model output. *Comput. Phys. Commun.* 117, 35–43. doi:[http://dx.doi.org/10.1016/S0010-4655\(98\)00154-4](http://dx.doi.org/10.1016/S0010-4655(98)00154-4)
- Järvi, L., Grimmond, C.S.B., Christen, A., 2011. The Surface Urban Energy and Water Balance Scheme (SUEWS): Evaluation in Los Angeles and Vancouver. *J. Hydrol.* 411, 219–237. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2011.10.001>
- Joannis, C., Hannouche, A., Chebbo, G., 2014. An assessment of the respective contributions of flow-rate and concentration variations to mass discharge variations at the outlets of two combined catchments during rain events. *Urban Water J.* 1–7. doi:[10.1080/1573062X.2014.939662](https://doi.org/10.1080/1573062X.2014.939662)
- Juston, J.M., Kauffeldt, A., Montano, B.Q., Seibert, J., Beven, K.J., Westerberg, I.K., 2013. Smiling in the rain: Seven reasons to be positive about uncertainty in hydrological modelling. *Hydrol. Process.* 27, 1117–1122. doi:[10.1002/hyp.9625](https://doi.org/10.1002/hyp.9625)
- Kanso, A., 2004. Evaluation des modèles de calcul des flux polluants des rejets urbains par temps de pluie: Apport de l'approche bayésienne. Ecole des Ponts Paristech.
- Kanso, A., Chebbo, G., Tassin, B., 2006. Application of MCMC-GSA model calibration method to urban runoff quality modeling. *Reliab. Eng. Syst. Saf.* 91, 1398–1405. doi:[10.1016/j.ress.2005.11.051](https://doi.org/10.1016/j.ress.2005.11.051)
- Kanso, A., Tassin, B., Chebbo, G., 2005. A benchmark methodology for managing uncertainties in urban runoff quality models. *Water Sci. Technol.* 51, 163–170.
- Karlén, C., Odnevall Wallinder, I., Heijerick, D., Leygraf, C., Janssen, C.R., 2001. Runoff rates and ecotoxicity of zinc induced by atmospheric corrosion. *Sci. Total Environ.* 277, 169–180. doi:[10.1016/S0048-9697\(00\)00872-X](https://doi.org/10.1016/S0048-9697(00)00872-X)
- Kavetski, D., Kuczera, G., Franks, S.W., 2006. Bayesian analysis of input uncertainty in hydrological modeling: 1. Theory. *Water Resour. Res.* 42. doi:[10.1029/2005WR004368](https://doi.org/10.1029/2005WR004368)
- Kay, A.L., Davies, H.N., 2008. Calculating potential evaporation from climate model data: A source of uncertainty for hydrological climate change impacts. *J. Hydrol.* 358, 221–239. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2008.06.005>
- Khu, S.-T., Werner, M.G.F., 2003. Reduction of Monte-Carlo simulation runs for uncertainty estimation in hydrological modelling. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 7, 680–692. doi:[10.5194/hess-7-680-2003](https://doi.org/10.5194/hess-7-680-2003)

- 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. *J. Hydrol.* 525, 506–520.  
doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2015.04.007>
- Kirchner, J.W., 2006. Getting the right answers for the right reasons: Linking measurements, analyses, and models to advance the science of hydrology. *Water Resour. Res.* 42, 1–5. doi:10.1029/2005WR004362
- Kleidorfer, M., Deletic, A., Fletcher, T.D., Rauch, W., 2009. Impact of input data uncertainties on urban stormwater model parameters. *Water Sci. Technol.* 60, 1545–1554. doi:10.2166/wst.2009.493
- Kuczera, G., Kavetski, D., Franks, S., Thyer, M., 2006. Towards a Bayesian total error analysis of conceptual rainfall-runoff models: Characterising model error using storm-dependent parameters. *J. Hydrol.* 331, 161–177. doi:10.1016/j.jhydrol.2006.05.010
- KWL, 2012. Guidelines for Future Development in Clayburn Creek Watershed. Kerr Wood Leidal, City of Abbotsford, Abbotsford, Canada.
- Lai, W., Ogden, F.L., Steinke, R.C., Talbot, C.A., 2015. An efficient and guaranteed stable numerical method for continuous modeling of infiltration and redistribution with a shallow dynamic water table. *Water Resour. Res.* n/a–n/a.  
doi:10.1002/2014WR016487
- Lamprea, K., 2009. Caractérisation et origine des métaux traces, hydrocarbures aromatiques polycycliques et pesticides transportés par les retombées atmosphériques et les eaux de ruissellement dans les bassins versants séparatifs péri-urbains. Ecole Centrale de Nantes.
- Larm, T., Hallberg, M., 2008. Design methods for stormwater treatment – Site specific parameters, in: 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK. Edinburgh, Scotland, UK.
- LCC, 2013. Stormwater Quality and Flow-Management Guidelines. Logan City Council, City of Logan, Australia, p. 9.
- LCC, 2001. BY-LAW - WM - 16, Waste Discharge By-law. London City Council, London, Canada, p. 14.
- Le Coustumer, S., Fletcher, T.D., Deletic, A., Barraud, S., Poelsma, P., 2012. The influence of design parameters on clogging of stormwater biofilters: A large-scale column study. *Water Res.* 46, 6743–6752. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.watres.2012.01.026>
- Lee, J.G., Selvakumar, A., Alvi, K., Riverson, J., Zhen, J.X., Shoemaker, L., Lai, F., 2012. A watershed-scale design optimization model for stormwater best management practices. *Environ. Model. Softw.* 37, 6–18.  
doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2012.04.011>

- Lee, J.H., Bang, K.W., Ketchum Jr., L.H., Choe, J.S., Yu, M.J., 2002. First flush analysis of urban storm runoff. *Sci. Total Environ.* 293, 163–175.  
doi:[http://dx.doi.org/10.1016/S0048-9697\(02\)00006-2](http://dx.doi.org/10.1016/S0048-9697(02)00006-2)
- Lee, R., Traver, R., Welker, A., 2013. Continuous Modeling of Bioinfiltration Storm-Water Control Measures Using Green and Ampt. *J. Irrig. Drain. Eng.* 139, 1004–1010.  
doi:10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000651
- Lehoucq, C., Michaud, A.C., Kovacs, Y., Forestier, S., Bertrand, C., Carre, C., Tassin, B., 2013. Bilan et perspectives sur la gestion des eaux pluviales à la parcelle sur le territoire des Hauts-de-Seine - Points forts, réticences et axes d'amélioration [Review and prospects of stormwater source control in the Hauts-de-Seine county – st rong spots, r, in: GRAIE (Ed.), Novatech 2013, Lyon France. Groupe de Recherche Rhône Alpes sur les Infrastructures et l'Eau, Lyon, France.
- Lemonsu, A., Masson, V., Berthier, E., 2007. Improvement of the hydrological component of an urban soil–vegetation–atmosphere–transfer model. *Hydrol. Process.* 2111, 2100–2111. doi:10.1002/hyp
- Lespinas, F., Ludwig, W., Heussner, S., 2010. Impact of recent climate change on the hydrology of coastal mediterranean rivers in Southern France. *Clim. Change* 99, 425–456. doi:10.1007/s10584-009-9668-1
- Leuenberger-Minger, A.U., Buchmann, B., Faller, M., Richner, P., Zöbeli, M., 2002. Dose-response functions for weathering steel, copper and zinc obtained from a four-year exposure programme in Switzerland. *Corros. Sci.* 44, 675–687. doi:10.1016/S0010-938X(01)00097-X
- Li, H., Sharkey, L.J., Hunt, W.F., Davis, A.P., 2009. Mitigation of Impervious Surface Hydrology Using Bioretention in North Carolina and Maryland. *J. Hydrol. Eng.* 14, 407–415. doi:10.1061/(ASCE)1084-0699(2009)14:4(407)
- Li, L., Xu, C.-Y., Xia, J., Engeland, K., Reggiani, P., 2011. Uncertainty estimates by Bayesian method with likelihood of AR (1) plus Normal model and AR (1) plus Multi-Normal model in different time-scales hydrological models. *J. Hydrol.* 406, 54–65.
- Li, Y., 2015. Modélisation des processus hydrologiques au sein d'un bassin versant urbain - Étude d'un module d'écoulement dans la zone saturée et application au projet urbain du futur campus Paris-Saclay. Ecole Centrale de nantes.
- Lindblom, E., Ahlman, S., Mikkelsen, P.S., 2011. Uncertainty-based calibration and prediction with a stormwater surface accumulation-washoff model based on coverage of sampled Zn, Cu, Pb and Cd field data. *Water Res.* 45, 3823–3835.  
doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.watres.2011.04.033>
- Line, D.E., Hunt, W.F., 2009. Performance of a Bioretention Area and a Level Spreader-Grass Filter Strip at Two Highway Sites in North Carolina. *J. Irrig. Drain. Eng.* 135, 217–224. doi:10.1061/(ASCE)0733-9437(2009)135:2(217)

- LM, 2012. Guide de gestion durable des eaux pluviales de Lille Métropole. Lille Métropole, Lille, France.
- Locatelli, L., Mark, O., Mikkelsen, P.S., Arnbjerg-Nielsen, K., Wong, T., Binning, P.J., 2015. Determining the extent of groundwater interference on the performance of infiltration trenches. *J. Hydrol.* 529, Part , 1360–1372. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2015.08.047>
- LSL, 2009. PlanPM Dagvatten. Länsstyrelsen i Skåne Län [Scania County], Malmö, Sweden, p. 16.
- Lucas, W.C., 2010. Design of Integrated Bioinfiltration-Detention Urban Retrofits with Design Storm and Continuous Simulation Methods. *J. Hydrol. Eng.* 15, 486–498. doi:10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000137
- Maier, H.R., Dandy, G.C., 2000. Neural networks for the prediction and forecasting of water resources variables: A review of modelling issues and applications. *Environ. Model. Softw.* 15, 101–124. doi:10.1016/S1364-8152(99)00007-9
- Maimone, M., O'Rourke, D., Knighton, J., Casey, T., 2011. Potential impacts of extensive stormwater infiltration in Philadelphia. *Environ. Eng. Appl. Res. Pract.* 14.
- Mannina, G., Viviani, G., 2010. An urban drainage stormwater quality model: Model development and uncertainty quantification. *J. Hydrol.* 381, 248–265. doi:10.1016/j.jhydrol.2009.11.047
- Marsalek, J., 1990. Evaluation of Pollutant Loads from Urban Nonpoint Sources. *Water Sci. Technol.* 22, 23–30.
- Martaj, N., Mohand, M., 2010. MATLAB R2009, SIMULINK et STATEFLOW pour Ingénieurs, Chercheurs et Etudiants. Springer.
- Martin, C., Ruperd, Y., Legret, M., 2007. Urban stormwater drainage management: The development of a multicriteria decision aid approach for best management practices. *Eur. J. Oper. Res.* 181, 338–349. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.ejor.2006.06.019>
- Matschoss-Falck, E., 2013. Lokalt omhändertagande av dagvatten i Västerås – Möjligheter till ökad användning i innerstadsområden [Local disposal of storm water in Västerås - possibilities for increased use in downtown areas] (Master Thesis). Uppsala University, Sweden.
- MBWCP, 2006a. WSUD technical Design Guidelines for South East Queensland. Moreton Bay Waterways and Catchment Partnership, Australia, p. 351.
- MBWCP, 2006b. WSUD Technical Design Guidelines for South East Queensland.
- McMahon, T.A., Peel, M.C., Lowe, L., Srikanthan, R., McVicar, T.R., 2013. Estimating actual, potential, reference crop and pan evaporation using standard meteorological data: a pragmatic synthesis. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 17, 1331–1363. doi:10.5194/hess-17-1331-2013

## Bibliographie

---

- McMillan, H., Clark, M., 2009. Rainfall-runoff model calibration using informal likelihood measures within a Markov chain Monte Carlo sampling scheme. *Water Resour. Res.* 45. doi:10.1029/2008WR007288
- MDDEP, 2012. Guide de Gestion des Eaux Pluviales: Stratégies d'Aménagement, principes de conception et pratiques de gestion optimales pour les réseaux de drainage en milieu urbain.
- MDE, 2010. Environmental Site Design (ESD) Processes and Computation. Maryland Department of the Environment, Baltimore, USA, p. 49.
- MDE, 2009. Maryland Stormwater Design Manual, Volumes I & II. Baltimore, USA, p. n.a.
- MDE, 2000. Maryland Stormwater Design Manual. Maryland Department of the Environment, Baltimore.
- MDEQ, 2010. Montana Pollutant Discharge Elimination System - General Permit (MTR040000). Montana Department of Environmental Quality.
- MDEQ, 1999. Stormwater Management Guidebook. Michigan Department of Environmental Quality, Land and Water Management Division, Lansing, USA, p. 175. doi:1-800-662-927
- Métadier, M., 2011. Traitement et analyse de séries chronologiques continues de turbidité pour la formulation et le test de modèles des rejets urbains par temps de pluie [Treatment and analysis of continuous turbidities series for the test of urban stormwater quality models]. INSA de Lyon, Villeurbanne (France).
- Métadier, M., Bertrand-Krajewski, J.-L., 2012. The use of long-term on-line turbidity measurements for the calculation of urban stormwater pollutant concentrations, loads, pollutographs and intra-event fluxes. *Water Res.* 46, 6836–6856. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.watres.2011.12.030
- Milly, P.C.D., 1986. An event-based simulation model of moisture and energy fluxes at a bare soil surface. *Water Resour. Res.* doi:10.1029/WR022i012p01680
- Milly, P.C.D., 1985. Stability of the Green-Ampt Profile in a Delta Function Soil. *Water Resour. Res.* 21, 399–402. doi:10.1029/WR021i003p00399
- MISEN-89, 2010. La gestion des eaux pluviales - Notice technique et réglementaire [Stormwater management - Technical and Regulatory Information]. Mission Inter-Services de l'Eau et Nature [Deconcentrated environmental authorities], Auxerre, France, p. 2.
- MISEN-PL, 2013. Les techniques alternatives en assainissement pluvial : descriptif et exemples de réalisation. Mission Inter-Service de l'Eau Pays de Loire - Sarthe, Mayenne, Vendée, Maine et Loire et Loire Atlantique [Deconcentrated environmental authorities], France, p. 38.

- MISEN-PL, 2008. Dossiers d'Autorisation et de Déclaration au Titre de la Loi sur l'Eau - Constitution et Instruction des Dossiers & Préconisations techniques. Mission Inter-Service de l'Eau Pays de Loire - Sarthe, Mayenne, Vendée, Maine et Loire et Loire Atlantique [Deconcentrated environmental authorities], France, p. 34.
- Mishra, S.K., Tyagi, J. V, Singh, V.P., 2003. Comparison of infiltration models. *Hydrol. Process.* 17, 2629–2652. doi:10.1002/hyp.1257
- Mitchell, V.G., 2006. Applying integrated urban water management concepts: A review of Australian experience. *Environ. Manage.* doi:10.1007/s00267-004-0252-1
- Mitchell, V.G., Cleugh, H.A., Grimmond, C.S.B., Xu, J., 2008. Linking urban water balance and energy balance models to analyse urban design options. *Hydrol. Process.* 22, 2891–2900. doi:10.1002/hyp.6868
- Mitchell, V.G., McMahon, T.A., Mein, R.G., 2003. Components of the Total Water Balance of an Urban Catchment. *Environ. Manage.* 32, 735–746. doi:10.1007/s00267-003-2062-2
- Mitchell, V.G., Mein, R.G., McMahon, T.A., 2001. Modelling the urban water cycle. *Environ. Model. Softw.* 16, 615–629. doi:http://dx.doi.org/10.1016/S1364-8152(01)00029-9
- Momparler, S.P., Andrés-Doménech, I., 2007. Los sistemas urbanos de drenaje sostenible [Sustainable Urban Drainage Systems]. *Equip. y Serv. Munic.* 66–77.
- Montanari, A., 2007. What do we mean by “uncertainty”? The need for a consistent wording about uncertainty assessment in hydrology. *Hydrol. Process.* 21, 841–845. doi:10.1002/hyp.6623
- Morbidelli, R., Corradini, C., Saltalippi, C., Flammini, A., Rossi, E., 2011. Infiltration-soil moisture redistribution under natural conditions: experimental evidence as a guideline for realizing simulation models. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 15, 2937–2945. doi:10.5194/hess-15-2937-2011
- Morel-Seytoux, H.J., Khanji, J., 1974. Derivation of an equation of infiltration. *Water Resour. Res.* 10, 795. doi:10.1029/WR010i004p00795
- Morel-Seytoux, H.J., Meyer, P.D., Nachabe, M., Touma, J., Van Genuchten, M.T., Lenhard, R.J., 1996. Parameter equivalence for the Brooks-Corey and van Genuchten soil characteristics: Preserving the effective capillary drive. *Water Resour. Res.* doi:10.1029/96WR00069
- MPCA, 2005. Minnesota Stormwater Manual. Minnesota Pollution Control Agency, Minnesota, USA, p. 885.
- MPCA, 2000. Stormwater Best Management Practices Manual. Minnesota Pollution Control Agency.



## Bibliographie

---

- Muñoz-Carpena, R., Parsons, J.E., Gilliam, J.W., 1999. Modeling hydrology and sediment transport in vegetative filter strips. *J. Hydrol.* 214, 111–129. doi:10.1016/S0022-1694(98)00272-8
- Musy, A., Hingray, B., Picouet, C., 2014. *Hydrology: A Science for Engineers*.
- Nash, J.E., Sutcliffe, J.V., 1970. River flow forecasting through conceptual models part I— A discussion of principles. *J. Hydrol.* 10, 282–290. doi:10.1016/0022-1694(70)90255-6
- Nezeys, A., 2013. Un zonage pluvial pour Paris : Réintégrer les eaux pluviales dans le grand cycle de l'eau [A Rainwater Zoning for Paris: reinstate the urban stormwater into the great water cycle ], in: GRAIE (Ed.), Novatech 2013, Lyon France. Lyon, France.
- NJDEP, 2009. *Stormwater Best Management Practices Manual*. New Jersey Department of Environmental Protection, Division of Watershed Management, Trenton, USA, p. n.a.
- NM, 2003. *Règlement d'Assainissement Collectif [Local drainage regulations]*. Nantes Métropole, Nantes, France, p. 27.
- Noilhan, J., Planton, S., 1989. A Simple Parameterization of Land Surface Processes for Meteorological Models. *Mon. Weather Rev.* doi:10.1175/1520-0493(1989)117<0536:ASPOL>2.0.CO;2
- Nossent, J., Elsen, P., Bauwens, W., 2011. Sobol' sensitivity analysis of a complex environmental model. *Environ. Model. Softw.* 26, 1515–1525. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2011.08.010
- Novotny, V., Witte, J.W., 1997. Ascertaining aquatic ecological risks of urban stormwater discharges. *Water Res.* 31, 2573–2585. doi:http://dx.doi.org/10.1016/S0043-1354(97)00093-6
- NRC, 2009. *Urban Stormwater Management in the US*. National Research Council, The National Academies Press, Washington DC, p. 529.
- NTDPI, 2009. *Water Sensitive Urban Design: Technical Design Guidelines*. Northern Territory Department of Planning and Infrastructure, Australia, p. 96.
- NYCDEP, 2012. *Guidelines for the design and construction of stormwater management systems*. New York City Department of Environmental Protection, New York, USA, p. 137.
- NYDEC, 2015. *New York State Stormwater Management Design Manual*. New York Department of Environmental Conservation, Albany, NY, USA, p. 578.
- NZWRF, 2004. *On-Site Stormwater Management Guidelines*. National Water Environment research Foundation, Wellington, New Zealand, p. n.a.

- Obropta, C.C., Kardos, J.S., 2007. Review of urban stormwater quality models: Deterministic, stochastic, and hybrid approaches. *J. Am. Water Resour. Assoc.* 43, 1508–1523. doi:10.1111/j.1752-1688.2007.00124.x
- Odnevall Wallinder, I., Leygraf, C., Karlén, C., Heijerick, D., Janssen, C.R., 2001. Atmospheric corrosion of zinc-based materials: Runoff rates, chemical speciation and ecotoxicity effects. *Corros. Sci.* 43, 809–816. doi:10.1016/S0010-938X(00)00136-0
- Odnevall Wallinder, I., Verbiest, P., He, W., Leygraf, C., 1998. The influence of patina age and pollutant levels on the runoff rate of zinc from roofing materials. *Corros. Sci.* 40, 1977–1982. doi:10.1016/S0010-938X(98)00131-0
- Ogden, F., Talbot, C., 2008. Discrete Water Content Solution of the Infiltration Problem, in: *World Environmental and Water Resources Congress 2008*. American Society of Civil Engineers, pp. 1–10. doi:doi:10.1061/40976(316)384
- Ogden, F.L., Saghafian, B., 1997. Green and Ampt Infiltration with Redistribution. *J. Irrig. Drain. Eng.* 123, 386–393. doi:http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9437(1997)123:5(386)
- Olorunkiya, J., Fassman, E., Wilkinson, S., 2012. Risk: A Fundamental Barrier to the Implementation of Low Impact Design Infrastructure for Urban Stormwater Control. *J. Sustain. Dev.* 5. doi:10.5539/jsd.v5n9p27
- OMOE, 2003. Stormwater management planning and design manual. Ontario ministry of the environment, Ontario.
- Ouyang, W., Guo, B., Hao, F., Huang, H., Li, J., Gong, Y., 2012. Modeling urban storm rainfall runoff from diverse underlying surfaces and application for control design in Beijing. *J. Environ. Manage.* 113, 467–473. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.jenvman.2012.10.017
- Palhegyi, G., 2009. Modeling and Sizing Bioretention Using Flow Duration Control. *J. Hydrol. Eng.* 15, 417–425. doi:10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000205
- Pappenberger, F., Beven, K.J., 2006. Ignorance is bliss: Or seven reasons not to use uncertainty analysis. *Water Resour. Res.* 42, 1–8. doi:10.1029/2005WR004820
- Pappenberger, F., Beven, K.J., Ratto, M., Matgen, P., 2008. Multi-method global sensitivity analysis of flood inundation models. *Adv. Water Resour.* 31, 1–14. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.advwatres.2007.04.009
- Pappenberger, F., Stephens, E., Thielen, J., Salamon, P., Demeritt, D., van Andel, S.J., Wetterhall, F., Alfieri, L., 2013. Visualizing probabilistic flood forecast information: Expert preferences and perceptions of best practice in uncertainty communication. *Hydrol. Process.* 27, 132–146. doi:10.1002/hyp.9253
- Park, M.H., Ridgeway, I.K., Swamikannu, X., Stenstrom, M.K., 2010. Evaluation of stormwater BMPs for implementing industrial stormwater permitting strategy. *Water Sci. Technol.* 62, 2558–2563. doi:10.2166/wst.2010.506

## Bibliographie

---

- Parlange, J.Y., Barry, D.A., Haverkamp, R., 2002. Explicit infiltration equations and the Lambert W-function. *Adv. Water Resour.* 25, 1119–1124. doi:10.1016/S0309-1708(02)00051-9
- PBES, 2008. Portland Stormwater Management Manual. Portland Bureau of Environmental Services, Portland, USA.
- PDEP, 2006. Pennsylvania Stormwater Best Management Practices Manual. Pennsylvania Department of Environmental Protection, Pennsylvania, USA, p. 685.
- Percot, S., 2012. Contribution des retombées atmosphériques aux flux de polluants issus d'un petit bassin versant urbain: Cas du Pin Sec à Nantes.
- 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. *J. Hydrol.* 242, 275–301. doi:http://dx.doi.org/10.1016/S0022-1694(00)00393-0
- Persson, D., Kucera, V., 2001. Release of Metals from Buildings, Constructions and Products during Atmospheric Exposure in Stockholm. *Water, Air, Soil Pollut.* 1, 133–150. doi:10.1023/A:1017556105259
- Petrucci, G., 2012. La diffusion du contrôle à la source des eaux pluviales urbaines. Confrontation des pratiques à la rationalité hydrologique. [The diffusion of source control for urban stormwater management. A comparison between the current practices and the hydrological (Ph.D. Thesis [In French]). Université Paris-Est (France), Paris, France.
- Petrucci, G., Bonhomme, C., 2014. The dilemma of spatial representation for urban hydrology semi-distributed modelling: Trade-offs among complexity, calibration and geographical data. *J. Hydrol.* 517, 997–1007. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2014.06.019
- Petrucci, G., Rioust, E., Deroubaix, J.F., Tassin, B., 2013. Do stormwater source control policies deliver the right hydrologic outcomes? *J. Hydrol.* 485, 188–200. doi:10.1016/j.jhydrol.2012.06.018
- Philip, J., 1957. The theory of infiltration: 4. Sorptivity and algebraic infiltration equations. *Soil Sci.* 257–263. doi:10.1097/00010694-195709000-00010
- Philip, J.R., 1992. Falling head ponded infiltration. *Water Resour. Res.* doi:10.1029/92WR00704
- Piro, P., Carbone, M., 2010. Modelling approach to assess the variation of pollutant mass flow rates during storm events, in: GRAIE (Ed.), Novatech 2010, Lyon, France. Lyon, France.
- Pitt, R., Clark, S.E., 2008. Integrated Storm-Water Management for Watershed Sustainability. *J. Irrig. Drain. Eng.* doi:10.1061/(ASCE)0733-9437(2008)134:5(548)

- Porse, E.C., 2013. Stormwater Governance and Future Cities. *Water* 5, 29–52. doi:Doi 10.3390/W5010029
- PWD, 2011. Stormwater Management Guidance Manual. Philadelphia Water District - Office of Watersheds, Philadelphia, USA, p. 381.
- Qiu, Z., 2013. Comparative Assessment of Stormwater and Nonpoint Source Pollution Best Management Practices in Suburban Watershed Management. *Water* 5, 280–291. doi:10.3390/w5010280
- Ragab, R., Bromley, J., Rosier, P., Cooper, J.D., Gash, J.H.C., 2003a. Experimental study of water fluxes in a residential area: 1. Rainfall, roof runoff and evaporation: the effect of slope and aspect. *Hydrol. Process.* 17, 2409–2422. doi:10.1002/hyp.1250
- Ragab, R., Rosier, P., Dixon, A., Bromley, J., Cooper, J.D., 2003b. Experimental study of water fluxes in a residential area: 2. Road infiltration, runoff and evaporation. *Hydrol. Process.* 17, 2423–2437. doi:10.1002/hyp.1251
- Ramier, D., 2004. Bilan Hydrique des Voiries Urbaines: observations et Modélisation [Hydrologic budget on urban streets: Monitoring and modelling]. Ecole Centrale de Nantes et Université de Nantes.
- 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. *Hydrol. Process.* 25, 2161–2178. doi:10.1002/hyp.7968
- Ratto, M., Castelletti, A., Pagano, A., 2012. Emulation techniques for the reduction and sensitivity analysis of complex environmental models. *Environ. Model. Softw.* 34, 1–4. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2011.11.003
- Rawls, W.J., Brakensiek, D.L., Saxton, K.E., 1982. Estimation of Soil Water Properties. *Trans. ASAE* 25, 1316–1320 & 1328.
- Razavi, S., Tolson, B.A., Burn, D.H., 2012. Review of surrogate modeling in water resources. *Water Resour. Res.* 48, W07401. doi:10.1029/2011wr011527
- RCC, 2011. Rockdale Technical Specification Stormwater Management. Rockdale City Council, Rockdale, Australia, p. 95.
- Read, J., Wevill, T., Fletcher, T., Deletic, A., 2008. Variation among plant species in pollutant removal from stormwater in biofiltration systems. *Water Res.* 42, 893–902. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.watres.2007.08.036
- Refsgaard, J.C., Storm, B., Abbott, M.B., 1996. Comment on 'A Discussion of Distributed Hydrological Modelling' by K. Beven, in: Abbott, M., Refsgaard, J. (Eds.), *Distributed Hydrological Modelling SE - 14*, Water Science and Technology Library. Springer Netherlands, pp. 279–287. doi:10.1007/978-94-009-0257-2\_14
- Reiss, D., Rihm, B., Thöni, C., Faller, M., 2004. Mapping Stock at Risk and Release of Zinc and Copper in Switzerland—Dose Response Functions for Runoff Rates derived

- from Corrosion Rate Data. *Water, Air, Soil Pollut.* 159, 101–113.  
doi:10.1023/B:WATE.0000049163.18416.ec
- Rittenhouse, B., Kloss, C., Weinstein, N., 2006. Low Impact Development Strategies and Tools for NPDES Phase II Communities, in: *World Environmental and Water Resource Congress 2006*. American Society of Civil Engineers, pp. 1–4.  
doi:doi:10.1061/40856(200)393
- Rivard, G., Raimbault, G., Barraud, S., Freni, G., Ellis, B., Zaizen, M., Ashley, R., Quigley, M., Strecker, E., 2005. Stormwater source control as a strategy for sustainable development: State of the practice and perceived trends, in: *10th International Conference on Urban Drainage*, Copenhagen, Denmark, 21–26 August 2005. Copenhagen, Denmark.
- Robert-Sainte, P., 2009. Contribution des matériaux de couverture à la contamination métallique des eaux de ruissellement [Contribution of roofing materials to the metal contamination of runoff]. Université Paris-Est (France), Paris, France.
- Robert-Sainte, P., Gromaire, M.C., de Gouvello, B., Saad, M., Chebbo, G., 2009. Annual Metallic Flows in Roof Runoff from Different Materials: Test-Bed Scale in Paris Conurbation. *Environ. Sci. Technol.* 43, 5612–5618. doi:10.1021/es9002108
- Rodriguez, F., Andrieu, H., Creutin, J.-D., 2003. Surface runoff in urban catchments: morphological identification of unit hydrographs from urban databanks. *J. Hydrol.* 283, 146–168. doi:http://dx.doi.org/10.1016/S0022-1694(03)00246-4
- Rodriguez, F., Andrieu, H., Morena, F., 2008. A distributed hydrological model for urbanized areas: Model development and application to case studies. *J. Hydrol.* 351, 268–287. doi:10.1016/j.jhydrol.2007.12.007
- Rodriguez, F., Andrieu, H., Zech, Y., 2000. Evaluation of a distributed model for urban catchments using a 7-year continuous data series. *Hydrol. Process.* 14, 899–914. doi:10.1002/(SICI)1099-1085(20000415)14:5<899::AID-HYP977>3.0.CO;2-R
- Rossmann, L.A., 2010a. Storm water management model, user's manual version 5.0, report EPA/600/R-05/040.
- Rossmann, L.A., 2010b. Modeling Low Impact Development Alternatives with SWMM. *J. water Manag. Model.* doi:10.14796/JWMM.R236-11
- Roy, A.H., Wenger, S.J., Fletcher, T.D., Walsh, C.J., Ladson, A.R., Shuster, W.D., Thurston, H.W., Brown, R.R., 2008. Impediments and solutions to sustainable, watershed-scale urban stormwater management: lessons from Australia and the United States. *Environ. Manage.* 42, 344–359. doi:10.1007/s00267-008-9119-1
- Ryccwicz-Borecki, M., McLean, J.E., Dupont, R.R., 2016. Bioaccumulation of copper, lead, and zinc in six macrophyte species grown in simulated stormwater bioretention systems. *J. Environ. Manage.* 166, 267–275.  
doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.jenvman.2015.10.019

- Sabin, L.D., Lim, J.H., Stolzenbach, K.D., Schiff, K.C., 2005. Contribution of trace metals from atmospheric deposition to stormwater runoff in a small impervious urban catchment. *Water Res.* 39, 3929–3937.  
doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.watres.2005.07.003>
- Sage, J., Berthier, E., Gromaire, M.-C., 2015a. Implementation of a multi-front infiltration-redistribution scheme for on-site stormwater management practices modelling. [In Prep.]
- Sage, J., Berthier, E., Gromaire, M.-C., 2015b. Stormwater Management Criteria for On-Site Pollution Control: A Comparative Assessment of International Practices. *Environ. Manage.* 56, 66–80. doi:10.1007/s00267-015-0485-1
- Sage, J., Bonhomme, C., Al Ali, S., Gromaire, M.-C., 2015c. Performance assessment of a commonly used “accumulation and wash-off” model from long-term continuous road runoff turbidity measurements. *Water Res.* 78, 47–59.  
doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.watres.2015.03.030>
- Sage, J., Bonhomme, C., Berthier, E., Gromaire, M.-C., 2015d. Modelling stormwater management strategies – Effect of uncertainties in pollutant wash-off dynamics, in: 10th International Urban Drainage Modelling Conference. Québec, Canada.
- Sage, J., El Oreibi, E., Saad, M., Gromaire, M.-C., n.d. Modelling the temporal variability of zinc concentrations in roof runoff - Experimental study and uncertainty analysis. [In Prep.]
- Saget, A., 1994. Base de données sur la qualité des rejets urbains de temps de pluie: distribution de la pollution rejetée, dimensions des ouvrages d’interception [Stormwater quality database: distribution of pollutants and retention facilities design] (Ph.D. Thesis [In French]). Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (France).
- Saltelli, A., Annoni, P., 2010. How to avoid a perfunctory sensitivity analysis. *Environ. Model. Softw.* 25, 1508–1517. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2010.04.012>
- Saltelli, A., Annoni, P., Azzini, I., Campolongo, F., Ratto, M., Tarantola, S., 2010. Variance based sensitivity analysis of model output. Design and estimator for the total sensitivity index. *Comput. Phys. Commun.* 181, 259–270.  
doi:10.1016/j.cpc.2009.09.018
- Sartor, J.D., Boyd, G.B., Agardy, F.J., 1974. Water pollution aspects of street surface contaminants. *J. Water Pollut. Control Fed.* 46, 458–467.
- Schaap, M.G., van Genuchten, M.T., 2006. A Modified Mualem–van Genuchten Formulation for Improved Description of the Hydraulic Conductivity Near Saturation. *Vadose Zo. J.* doi:10.2136/vzj2005.0005
- Schaeffli, B., Gupta, H. V., 2007. Do Nash values have value? *Hydrol. Process.*  
doi:10.1002/hyp.6825

## Bibliographie

---

- Scholes, L., Revitt, D.M., Ellis, J.B., 2008a. A systematic approach for the comparative assessment of stormwater pollutant removal potentials. *J. Environ. Manage.* 88, 467–478. doi:10.1016/j.jenvman.2007.03.003
- Scholes, L., Revitt, M., Gasperi, J., Donner, E., 2008b. Priority pollutant behaviour in stormwater Best Management Practices.
- Schoups, G., Vrugt, J.A., 2010. A formal likelihood function for parameter and predictive inference of hydrologic models with correlated, heteroscedastic, and non-Gaussian errors. *Water Resour. Res.* 46. doi:10.1029/2009WR008933
- Schriewer, A., Horn, H., Helmreich, B., 2008. Time focused measurements of roof runoff quality. *Corros. Sci.* 50, 384–391. doi:10.1016/j.corsci.2007.08.011
- Seidl, M., Gromaire, M.-C., Saad, M., De Gouvello, B., 2013. Effect of substrate depth and rain-event history on the pollutant abatement of green roofs. *Environ. Pollut.* 183, 195–203. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.envpol.2013.05.026
- SEQ-HWP, 2010. Deemed to Comply Solutions - Stormwater Quality Management (South East Queensland). South East Queensland Healthy Waterways Partnership, Brisbane, Australia, p. 80.
- Servat, E., 1987. Contribution à l'étude de la pollution du ruissellement urbain. Université de Montpellier.
- Shaw, S.B., Parlange, J.-Y., Lebowitz, M., Todd Walter, M., 2009. Accounting for surface roughness in a physically-based urban wash-off model. *J. Hydrol.* 367, 79–85. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2009.01.004
- Shaw, S.B., Stedinger, J.R., Walter, M.T., 2010. Evaluating Urban Pollutant Buildup/Wash-Off Models Using a Madison, Wisconsin Catchment. *J. Environ. Eng.* doi:10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0000142
- Shaw, S.B., Walter, M.T., Steenhuis, T.S., 2006. A physical model of particulate wash-off from rough impervious surfaces. *J. Hydrol.* 327, 618–626. doi:10.1016/j.jhydrol.2006.01.024
- Shrestha, D.L., Kayastha, N., Solomatine, D.P., 2009. A novel approach to parameter uncertainty analysis of hydrological models using neural networks. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 13, 1235–1248. doi:10.5194/hess-13-1235-2009
- Shuster, W.D., Bonta, J., Thurston, H., Warnemuende, E., Smith, D.R., 2005. Impacts of impervious surface on watershed hydrology: A review. *Urban Water J.* 2, 263–275. doi:10.1080/15730620500386529
- SIBA, 2013. Guide technique des eaux pluviales du bassin d'Arcachon.
- Sibeud, E., 2013. Bilan de 20 ans de politique publique «eaux pluviales» au Grand LYON, in: GRAIE (Ed.), Novatech 2013, Lyon France. Groupe de Recherche Rhône Alpes sur les Infrastructures et l'Eau.

- Šimůnek, J., Sejna, M., Saito, H., Sakai, M., van Genuchten, M.T., 2009. The HYDRUS-1D software package for simulating the one-dimensional movement of water, heat, and multiple solutes in variably-saturated media. Version 4.08. HYDRUS Softw. Ser. 3., Dep. of Environ. Sci., Univ. of Calif., Riverside.
- Singh, V.P., Woolhiser, D. a., 2002. Mathematical Modeling of Watershed Hydrology. *J. Hydrol. Eng.* 7, 270–292. doi:10.1061/(ASCE)1084-0699(2002)7:4(270)
- Smith, R.E., Corradini, C., Melone, F., 1993. Modeling infiltration for multistorm runoff events. *Water Resour. Res.* doi:10.1029/92WR02093
- Sobol, I.M., 1993. Sensitivity Estimates for Nonlinear Mathematical Models. *Math. Model. Comput. Exp.* 1, 407–414.
- Stagge, J.H., Davis, A.P., Jamil, E., Kim, H., 2012. Performance of grass swales for improving water quality from highway runoff. *Water Res.* 46, 6731–6742. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.watres.2012.02.037
- Stedinger, J.R., Vogel, R.M., Lee, S.U., Batchelder, R., 2008. Appraisal of the generalized likelihood uncertainty estimation (GLUE) method. *Water Resour. Res.* 44, 1–17. doi:10.1029/2008WR006822
- Stewart, R.D., Rupp, D.E., Najm, M.R.A., Selker, J.S., 2013. Modeling effect of initial soil moisture on sorptivity and infiltration. *Water Resour. Res.* 49, 7037–7047. doi:10.1002/wrcr.20508
- Stovin, V., Vesuviano, G., Kasmin, H., 2012. The hydrological performance of a green roof test bed under UK climatic conditions. *J. Hydrol.* 414-415, 148–161. doi:10.1016/j.jhydrol.2011.10.022
- Strecker, E., Quigley, M., Urbonas, B., Jones, J., Clary, J., O'Brien, J., 2004. Urban stormwater BMP performance: Recent findings from the international stormwater BMP database project, in: GRAIE (Ed.), Novatech 2004, Lyon, France. doi:2-9509337-5-0
- Struthers, I., Hinz, C., Sivapalan, M., 2006. A multiple wetting front gravitational infiltration and redistribution model for water balance applications. *Water Resour. Res.* 42. doi:10.1029/2005WR004645
- Sun, S., Barraud, S., Castebrunet, H., Aubin, J.-B., Marmonier, P., 2015. Long-term stormwater quantity and quality analysis using continuous measurements in a French urban catchment. *Water Res.* 85, 432–442. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.watres.2015.08.054
- Sun, X.Y., Newham, L.T.H., Croke, B.F.W., Norton, J.P., 2012. Three complementary methods for sensitivity analysis of a water quality model. *Environ. Model. Softw.* 37, 19–29. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2012.04.010
- SW, 2013. Standardanforderungen für das Einleiten von Niederschlagswasser [Standard requirements for stormwater discharge]. Wilhelmshaven, Germany, p. 1.



- SyAGE, 2013. Piéger l'eau de pluie là où elle tombe, *Eau et Environnement* (magazine trimestriel du SyAGE) [Capturing stormwater where it falls], in: *Eau et Environnement* (magazine Trimestriel Du SyAGE). Syndicat mixte pour l'Assainissement et la gestion des Eaux du bassin de l'Yerre, p. 65.
- Talsma, T., Parlange, J., 1972. One dimensional vertical infiltration. *Soil Res.* 10, 143–150. doi:10.2136/sssaj1975.03615995003900030019x
- Taylor, A.C., Fletcher, T.D., 2007. Nonstructural Urban Stormwater Quality Measures: Building a Knowledge Base to Improve Their Use. *Environ. Manage.* 39, 663–677. doi:10.1007/s00267-005-0398-5
- TCC, 2011. WSUD Technical Design Guidelines for the Coastal Dry Tropics. Townsville City Council, Townsville, Australia, p. 357.
- Tedoldi, D., Gromaire, M.-C., Kovacs, Y., Pierlot, D., Chebbo, G., 2015. Modelling the long-term accumulation and migration of heavy metals in sustainable urban drainage systems: a sensitivity analysis, in: 10th International Urban Drainage Modelling Conference. Québec, Canada, pp. 261–274.
- Thevenot, D., 2006. Daywater, une recherche européenne sur la gestion des eaux pluviales urbaines, in: *Journées Scientifiques de l'Environnement 2006: Le Citoyen, La Ville et L'environnement*, May 2006, Créteil, France. 2006. Créteil, France, p. 14.
- Thompson, A., Nimmer, M., Misra, D., 2010. Effects of variations in hydrogeological parameters on water-table mounding in sandy loam and loamy sand soils beneath stormwater infiltration basins. *Hydrogeol. J.* 18, 501–508. doi:10.1007/s10040-009-0532-1
- Thyer, M., Renard, B., Kavetski, D., Kuczera, G., Franks, S.W., Srikanthan, S., 2009. Critical evaluation of parameter consistency and predictive uncertainty in hydrological modeling: A case study using Bayesian total error analysis. *Water Resour. Res.* 45. doi:10.1029/2008WR006825
- Tillinghast, E.D., Hunt, W.F., Jennings, G.D., 2011. Stormwater control measure (SCM) design standards to limit stream erosion for Piedmont North Carolina. *J. Hydrol.* 411, 185–196. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2011.09.027
- Triadis, D., Broadbridge, P., 2012. The Green-Ampt limit with reference to infiltration coefficients. *Water Resour. Res.* 48. doi:10.1029/2011WR011747
- Trowsdale, S.A., Simcock, R., 2011. Urban stormwater treatment using bioretention. *J. Hydrol.* 397, 167–174. doi:10.1016/j.jhydrol.2010.11.023
- Tsihrintzis, V.A., Hamid, R., 2001. Modeling and Management of Urban Stormwater Runoff Quality: A Review. *Water* 11, 137–164. doi:10.1023/A:1007903817943
- Twarakavi, N.K.C., Sakai, M., Simunek, J., 2009. An objective analysis of the dynamic nature of field capacity. *Water Resour. Res.* 45. doi:10.1029/2009WR007944

- URSA, 2003. Water Sensitive Urban Design - Technical Guidelines for Western Sydney. URS Australia & Upper Parramatta Catchment Trust, Sydney, Australia, p. 142.
- US-EPA, 2014. Revised Memorandum on Stormwater Permits and TMDLs. US Environmental Protection Agency.
- US-EPA, 2004a. Stormwater Best Management Practice Design Guide: Volume 1 General Considerations, in: United States Environmental Protection Agency. US Environmental Protection Agency, p. 179.
- US-EPA, 2004b. BMP Modeling Concepts and Simulation.
- US-EPA, 1993. Guidance Specifying Management Measures for Sources of Nonpoint Pollution in Coastal Waters. US Environmental Protection Agency, p. 822. doi:EPA 840-B-92-002
- US-EPA, 1983. Results of the Nationwide Urban Runoff Program - Volume 1. Final Report.
- Valeo, C., Moin, S.M.A., 2000. Variable source area modelling in urbanizing watersheds. *J. Hydrol.* 228, 68–81. doi:http://dx.doi.org/10.1016/S0022-1694(00)00153-0
- Van de Voorde, A., 2012. Incidence des pratiques d'entretien des toitures sur la qualité des eaux de ruissellement : cas des traitements par produits biocides [Effect of roof maintenance practices on runoff quality : case of biocidal treatments] (Ph.D. Thesis). Université Paris-Est (France).
- VANR, 2002. The Vermont Stormwater Management Manual - Vol. 1. Vermont Agency of Natural Resources, p. 119.
- Vanrolleghem, P.A., Mannina, G., Cosenza, A., Neumann, M.B., 2015. Global sensitivity analysis for urban water quality modelling: Terminology, convergence and comparison of different methods. *J. Hydrol.* 522, 339–352. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2014.12.056
- Vaze, J., Chiew, F., 2003. Comparative evaluation of urban storm water quality models. *Water Resour. Res.* 39, 1280.
- Vaze, J., Chiew, F.H.S., 2002. Experimental study of pollutant accumulation on an urban road surface. *Urban Water* 4, 379–389. doi:10.1016/S1462-0758(02)00027-4
- Vezzaro, Eriksson, E., Ledin, A., Mikkelsen, P.S., 2012a. Quantification of uncertainty in modelled partitioning and removal of heavy metals (Cu, Zn) in a stormwater retention pond and a biofilter. *Water Res.* 46, 6891–6903. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.watres.2011.08.047
- Vezzaro, L., 2008. Sensitivity analysis and uncertainty evaluation of a conceptual stormwater quality model, in: 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, 31st August-5th September 2008.

- Vezzaro, L., Eriksson, E., Ledin, a., Mikkelsen, P.S., 2010. Dynamic stormwater treatment unit model for micropollutants (STUMP) based on substance inherent properties. *Water Sci. Technol.* 62, 622–629. doi:10.2166/wst.2010.316
- Vezzaro, L., Mikkelsen, P.S., 2012. Application of global sensitivity analysis and uncertainty quantification in dynamic modelling of micropollutants in stormwater runoff. *Environ. Model. Softw.* 27–28, 40–51. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2011.09.012
- Vezzaro, L., Sharma, A.K., Ledin, A., Mikkelsen, P.S., 2015. Evaluation of stormwater micropollutant source control and end-of-pipe control strategies using an uncertainty-calibrated integrated dynamic simulation model. *J. Environ. Manage.* 151, 56–64. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.jenvman.2014.12.013
- Vezzaro, Ledin, A., Mikkelsen, P.S., 2012b. Integrated modelling of Priority Pollutants in stormwater systems. *Phys. Chem. Earth* 42-44, 42–51. doi:10.1016/j.pce.2011.07.002
- Villa-Vialaneix, N., Follador, M., Ratto, M., Leip, A., 2012. A comparison of eight metamodeling techniques for the simulation of N<sub>2</sub>O fluxes and N leaching from corn crops. *Environ. Model. Softw.* 34, 51–66. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2011.05.003
- Vogel, T., Van Genuchten, M.T., Cislerova, M., 2001. Effect of the shape of the soil hydraulic functions near saturation on variably-saturated flow predictions. *Adv. Water Resour.* 24, 133–144. doi:10.1016/S0309-1708(00)00037-3
- Vrugt, J.A., ter Braak, C.J.F., Gupta, H. V., Robinson, B.A., 2008. Equifinality of formal (DREAM) and informal (GLUE) Bayesian approaches in hydrologic modeling? *Stoch. Environ. Res. Risk Assess.* 23, 1011–1026. doi:10.1007/s00477-008-0274-y
- VSA, 2008. Evacuation des eaux pluviales - Directive sur l'infiltration, la rétention et l'évacuation des eaux pluviales dans les agglomérations [Urban Stormwater Control - Directive on Infiltration, Retention ]. Verband Schweizer Abwasser- und Gewässerschutzfachleute, Switzerland, p. 8.
- VSC, 2006. Urban Stormwater: Best Practice Environmental Management Guidelines. Victorian Stormwater Committee, CSIRO Publishing, p. 320.
- Vuathier, J., Friess, L., Gatignol, B., Soulier, M., 2004. Limiting stormwater input of large individual connections to public sewers, in: Novatech 2004, Lyon, France. Groupe de Recherche Rhône Alpes sur les Infrastructures et l'Eau, Lyon (France).
- WAM, 2011. Beleidsnota Hemelwater [Stormwater Policy]. Waterschap Aa en Maas [Aa and Maas Waterboard], Hertogenbosch, Netherlands, p. 30.
- Wang, L., Wei, J., Huang, Y., Wang, G., Maqsood, I., 2011. Urban nonpoint source pollution buildup and washoff models for simulating storm runoff quality in the Los Angeles County. *Environ. Pollut.* 159, 1932–1940. doi:10.1016/j.envpol.2011.03.019

- Wang, Q.J., Shrestha, D.L., Robertson, D.E., Pokhrel, P., 2012. A log-sinh transformation for data normalization and variance stabilization. *Water Resour. Res.* 48. doi:10.1029/2011WR010973
- Warrick, A.W., Broadbridge, P., 1992. Sorptivity and macroscopic capillary length relationships. *Water Resour. Res.* doi:10.1029/91WR02599
- Weibel, S.R., Anderson, R.J., Woodward, R.L., 1964. Urban Land Runoff as a Factor in Stream Pollution. *J. (Water Pollut. Control Fed.* 36, 914–924.
- Weiss, P.T., Erickson, A.J., Hettler, E., Gulliver., J.S., 2013. The Importance of Particle Size Distribution on the Performance of Sedimentation Practices - in *Optimizing Stormwater Treatment Practices: A Handbook of Assessment and Maintenance*, in: *Optimizing Stormwater Treatment Practices: A Handbook of Assessment and Maintenance*. Springer New York.
- White, I., Sully, M.J., 1987. Macroscopic and microscopic capillary length and time scales from field infiltration. *Water Resour. Res.* doi:10.1029/WR023i008p01514
- Wicke, D., 2014. Effect of age and rainfall pH on contaminant yields from metal roofs. *Water Sci. Technol.* 69, 2166–2173. doi:10.2166/wst.2014.124
- Wild, T.B., Davis, A.P., 2009. Simulation of the Performance of a Storm-Water BMP. *J. Environ. Eng.* doi:10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0000106
- Wong, T.H.F., Fletcher, T.D., Duncan, H.P., Jenkins, G.A., 2006. Modelling urban stormwater treatment—A unified approach. *Ecol. Eng.* 27, 58–70. doi:10.1016/j.ecoleng.2005.10.014
- Yang, J., Reichert, P., Abbaspour, K.C., 2007. Bayesian uncertainty analysis in distributed hydrologic modeling: A case study in the Thur River basin (Switzerland). *Water Resour. Res.* doi:10.1029/2006WR005497
- Yaziz, M.I., Gunting, H., Sapari, N., Ghazali, A.W., 1989. Variations in rainwater quality from roof catchments. *Water Res.* doi:10.1016/0043-1354(89)90211-X
- Zgheib, S., 2009. Flux et sources des polluants prioritaires dans les eaux urbaines en lien avec l'usage du territoire. *Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*.
- Zgheib, S., Moilleron, R., Chebbo, G., 2012. Priority pollutants in urban stormwater: Part 1 – Case of separate storm sewers. *Water Res.* 46, 6683–6692. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.watres.2011.12.012
- Zhan, C., Song, X., Xia, J., Tong, C., 2013. An efficient integrated approach for global sensitivity analysis of hydrological model parameters. *Environ. Model. Softw.* 41, 39–52. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2012.10.009
- Zhang, K., Randelovic, A., Page, D., McCarthy, D.T., Deletic, A., 2014. The validation of stormwater biofilters for micropollutant removal using in situ challenge tests. *Ecol. Eng.* 67, 1–10. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.ecoleng.2014.03.004

## Bibliographie

---

- Zhang, S., Guo, Y., 2012. Explicit Equation for Estimating Storm-Water Capture Efficiency of Rain Gardens. *J. Hydrol. Eng.* 18, 1739–1748. doi:10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000734
- Zhang, X., He, W., Odnevall Wallinder, I., Pan, J., Leygraf, C., 2002. Determination of instantaneous corrosion rates and runoff rates of copper from naturally patinated copper during continuous rain events. *Corros. Sci.* 44, 2131–2151. doi:http://dx.doi.org/10.1016/S0010-938X(02)00015-X
- Zhao, H., Li, X., Wang, X., 2011. Heavy metal contents of road-deposited sediment along the urban-rural gradient around Beijing and its potential contribution to runoff pollution. *Environ. Sci. Technol.* 45, 7120–7127. doi:10.1021/es2003233
- Zhao, L., Xia, J., Xu, C.Y., Wang, Z., Sobkowiak, L., Long, C., 2013. Evapotranspiration estimation methods in hydrological models. *J. Geogr. Sci.* 23, 359–369. doi:10.1007/s11442-013-1015-9
- Zobrist, J., Müller, S.R., Ammann, A., Bucheli, T.D., Mottier, V., Ochs, M., Schoenenberger, R., Eugster, J., Boller, M., 2000. Quality of roof runoff for groundwater infiltration. *Water Res.* 34, 1455–1462. doi:10.1016/S0043-1354(99)00290-0
- Zoppou, C., 2001. Review of urban storm water models. *Environ. Model. Softw.* 16, 195–231. doi:10.1016/S1364-8152(00)00084-0

# Table des illustrations

Figure 1.1 – Evolutions des enjeux rattachés à la gestion des eaux pluviales urbaines .....	11
Figure 1.2 – Calculated volume targets depending on rain event definition .....	26
Figure 1.3 – BMP selection process for pollution control according to German standards DWA-M-153.....	33
Figure 1.4 – Exemple (à Bussy St-Georges) d'une alimentation localisée.....	46
Figure 1.5 – Exemple d'une alimentation localisée d'une noue en différents point du volume de stockage....	47
Figure 1.6 – Exemple d'alimentation diffuse par ruissellement direct depuis l'accotement d'une chaussée....	49
Figure 1.7 – Exemple d'alimentation par ruissellement direct depuis l'accotement avec une bordure ajourée50	
Figure 1.8 – Exemples (à Noisy le Grand) de stockage à l'air libre dans des espaces paysagés .....	55
Figure 1.9 – Exemple (à Pérenchies) de tranchée d'infiltration avec stockage dans des graves.....	56
Figure 1.10 – Exemples de système de « bioretention » avec stockage dans une couche de sol amendé .....	57
Figure 1.11 – Exemples de rejet via un dispositif de régulation en dessous du niveau du radier.....	62
Figure 1.12 – Exemples d'ouvrages de type noues équipés de cunettes: à gauche à Chenevieux.....	63
Figure 1.13 – Exemple de noue drainée.....	64
Figure 2.1 – Schéma générique de formation du ruissellement.....	74
Figure 2.2 – Variabilité temporelle du flux d'infiltration et de la capacité d'infiltration.....	76
Figure 2.3 – Linéarité de la réponse du modèle de l'hydrogramme unitaire à la pluie nette .....	83
Figure 2.4 – Approche proposée pour l'évaluation des stratégies de gestion des eaux pluviales.....	96
Figure 2.5 – Modèle conceptuel adopté pour la simulation des différents scénarios de gestion.....	97
Figure 2.6 – Abattements moyens simulés pour différents objectifs d'abattement volumiques ( $b = 2.5\%$ ) ..	100
Figure 2.7 – Caractéristiques de l'ouvrage requises pour atteindre 85% d'abattement des MES.....	101
Figure 2.8 – Distribution des masses évènementielles de MES pour 2 scénarios .....	102
Figure 2.9 – Abattements simulés pour les différentes chaussées ( $h_p = 5\text{mm}$ , $b = 2.5\%$ ).....	103
Figure 2.10 – Résultat de l'ajustement de courbes MV sur les chaussées 2 et 5.....	104
Figure 3.1 – Redistribution of the saturated profile and creation of second saturation profile .....	117
Figure 3.2 – Water profile redistribution as represented in the conceptual redistribution model.....	119
Figure 3.3 – Simulation results for four successive rain pulses.....	130
Figure 3.4 – Simulation results for four successive rain pulses.....	133
Figure 3.5 – Analysis of residuals for silt loam (without ETP).....	134
Figure 3.6 – Distribution of absolute residuals for the MGAR2 model and the simple GA model.....	135
Figure 3.7 – Results for infiltration rates prediction following the simple Green-Ampt approach .....	136
Figure 3.8 – Analysis of residuals for silt loam (with ETP).....	137
Figure 3.9 – Turbidity measurements from January to September 2013.....	145
Figure 3.10 – Residuals analysis for concentration modelling.....	150
Figure 3.11 – Calibration results for 10/02 to 11/02 and 30/05 rain events.....	152
Figure 3.12 – Posterior probability distribution for model parameters.....	153
Figure 3.13 – Calibration results for 10/02 to 11/02 and 30/05 rain events.....	156

## Table des illustrations

---

Figure 3.14 – Posterior probability distribution for model parameters.....	157
Figure 3.15 – Comparison between calibration (03/06 to 23/07) and validation results (30/05).....	158
Figure 3.16 – Parameters value vs. likelihood (Calibration on loads for the 03/06 to 23/07 period).....	161
Figure 3.17 – Sampling system for the in-situ experiment.....	170
Figure 3.18 – Laboratory experiment results .....	178
Figure 3.20 – Effect of $T_{DRY}$ and rainfall intensity .....	179
Figure 3.20 – In-situ experiment results.....	181
Figure 3.22 – Posterior distribution of model parameters and Nash-Sutcliffe efficiency coefficient E.....	182
Figure 3.23 – Simulation results (original model formulation).....	183
Figure 3.24 – Relation between the concentration in the first sample and $T_{DRY}$ .....	184
Figure 3.25 – Posterior probability distribution of parameters (reformulated model).....	187
Figure 3.26 – Simulation results (reformulated model).....	188
Figure 3.27 – Conceptual BMP model.....	197
Figure 3.28 – Diagnostic plots for the standard and improved error model.....	200
Figure 3.29 – Distributions of model parameters for both error models.....	202
Figure 3.30 – Simulation results for the 10/04/2013 event.....	202
Figure 3.31 – Comparison between the concentrations simulated for each error model.....	203
Figure 3.32 – Comparison Results for the propagation of the uncertainty in the BMP model.....	204
Figure 3.33 – Results for the propagation of the uncertainty with the improved error model.....	205
Figure 4.1 – Conceptual “catchment + source-control facility” modelling system.....	229
Figure 4.2 – Effect of the conceptual cross sectional shape parameter $\alpha$ .....	230
Figure 4.3 – Experimental design for the sensitivity analysis.....	235
Figure 4.4 – Sensitivity analysis results.....	236
Figure 4.5 – Sensitivity of model outputs to variations in the total runoff coefficient $C_R$ .....	238
Figure 4.6 – Sensitivity of model outputs to variations in $D$ , $C_1$ and $C_2$ .....	240
Figure 4.7 – Sensitivity of model output to variations in $SD_F$ and $E_F$ .....	241
Figure 4.8 – Deviations in $E_{RUN,Tot}$ associated with the implementation of a simplified infiltration model...	242
Figure 4.9 – Sensitivity of model output to variations in design parameters.....	243
Figure 4.10 – Effect of parameter uncertainties on simulation results for two different designs.....	244
Figure 5.1 – Schéma de principe d’un perceptron multicouches.....	255
Figure 5.2 – Résultats de calage et de validation du réseau de neurones.....	259
Figure 5.3 – Abaques pour les stratégies de réduction des volumes.....	264
Figure 5.4 – Distribution des masses rejetées cumulées sur 24h (réduction des volumes).....	268
Figure 5.5 – Distribution des teneurs en eau relatives moyennes (sur 24h) sur une couche de sol de 1m.....	271
Figure 5.6 – Distribution des niveaux de remplissage maximums et moyens sur 24h dans l’ouvrage.....	272
Figure 5.7 – Abaques pour les stratégies de régulation des débits en absence de volume mort .....	274
Figure 5.8 – Abaques pour les stratégies de régulation des débits (avec volume mort).....	275
Figure 5.9 – Distribution des masses rejetées cumulées sur 24h.....	277
Figure 5.10 – Distribution des teneurs en eau relatives moyennes (sur 24h) sur une couche de sol de 1m ...	279
Figure 5.11 – Distribution des niveaux de remplissage maximums et moyens sur 24h dans l’ouvrage.....	282

# Liste des communications

## Dans des revues internationales avec comité de lecture

---

- J. Sage; E. Berthier, M-C. Gromaire, (2015) « *Stormwater management criteria for on-site pollution control - A comparative assessment of international practices* ». **Environmental Management**, n°56 (1), pp. 66-80
- J. Sage; E. Berthier, M-C. Gromaire, « *Implementation of a multi-front infiltration-redistribution scheme for on-site stormwater management practices modelling* ». Soumis.
- J. Sage, C. Bonhomme, S. Al Ali, M-C. Gromaire, (2015) « *Performance assessment of a commonly used “accumulation and wash-off” model from long-term continuous road runoff turbidity measurements* ». **Water Research**, n° 78, pp. 47-59.
- J. Sage; E. El Oreibi, M. Saad, M-C. Gromaire, (2016) « *Modelling the temporal variability of zinc concentrations in zinc roof runoff – Experimental study and uncertainty analysis* ». **Environmental Science and Pollution Research**, Accepté.
- J. Sage; E. Berthier, C. Bonhomme, M-C. Gromaire, (2016) « *Assessing the effect of uncertainties in pollutant wash-off dynamics in the context of stormwater management modelling – Consequences of the use of an inappropriate error model* ». **Journal of Environmental Engineering (ASCE)**, Accepté.
- J. Sage; E. Berthier, M-C. Gromaire, (2016) « *Modelling the efficiency of source control systems for the management of urban runoff – A variance based sensitivity analysis* ». Soumis.

## Dans des revues francophones avec comité de lecture

---

- J. Sage, E. Berthier, M-C. Gromaire, (2016) « *Modélisation des stratégies de régulation des débits et d'abattement des volumes ruisselés pour la maîtrise à la source des flux de contaminants* ». **Techniques Sciences et Méthodes**, Accepté.
- J. Sage, E. Berthier, M-C. Gromaire, (2015) « *Comment l'objectif de maîtrise des flux de polluants est-il traduit dans les critères de gestion à l'amont des eaux pluviales ? Analyse des pratiques en France et à l'international* ». **La Houille Blanche**, n°2, pp. 94-100



## Dans des conférences avec actes et comité de lecture

---

- J. Sage, E. Berthier, M-C. Gromaire, (2014) « *Modelling management criteria for on-site pollution control : Flow-rate and volume-based approaches* ». 13<sup>th</sup> International Conference on Urban Drainage, 7-12 Septembre 2014, Kuching, Malaysia
- J. Sage, C. Bonhomme, E. Berthier, M-C. Gromaire, (2015) « *Modelling stormwater management strategies: Effect of uncertainties in pollutant wash-off dynamics* ». 10<sup>th</sup> International conference on Urban Drainage Modelling, 20-23 Septembre 2015, Mont Saint-Anne, Québec, Canada.
- J. Sage, E. Berthier, M-C. Gromaire, (2016) « *Towards the production of guidelines to support the design of stormwater management practices for on-site pollution control* ». 9<sup>th</sup> International Novatech Conference, 18 Juin - 1 Juillet 2016, Lyon, France
- J. Sage, E. Berthier, M-C. Gromaire, (2014) « *Modélisation des stratégies de régulation des débits et d'abattement des volumes ruisselés pour la maîtrise à la source des flux de contaminants* ». 6<sup>èmes</sup> Journées Doctorales en Hydrologie, 1 - 3 Juillet, Lyon
- J. Sage, E. Berthier, M-C. Gromaire, (2014) « *Comment l'objectif de maîtrise des flux de polluants est-il traduit dans les critères de gestion à l'amont des eaux pluviales ? Analyse des pratiques en France et à l'international* ». Colloque SHF « Optimisation de la gestion des systèmes d'assainissement pour la protection des milieux aquatiques », 19 - 20 mars 2014, Bordeaux

# Annexes

<b>ANNEXE A. GUIDE D'ENTRETIEN POUR L'ANALYSE DES PRATIQUES DE CONCEPTION DES TECHNIQUES ALTERNATIVES</b>	<b>326</b>
<b>ANNEXE B. CONSTRUCTION DE LA CHRONIQUE DE PRECIPITATION UTILISEE DANS LE CADRE DE LA THESE</b>	<b>330</b>
<b>ANNEXE C. ELEMENTS COMPLEMENTAIRES POUR L'ETUDE DES MODELES D'EMISSION</b>	<b>339</b>
C.1. Résultats supplémentaires sur la performance du modèle étudié en 3.3.1	339
C.2. Ajustement de la relation MES-Turbidité utilisée en 3.3.1	341
C.3. Résultats supplémentaires sur les données utilisées en 3.3.3	342
C.4. Justification du nombre d'échantillon utilisé pour la propagation des incertitudes en 3.3.4	343
<b>ANNEXE D. ELEMENTS COMPLEMENTAIRES SUR LA CHAINE DE MODELISATION DE REFERENCE</b>	<b>344</b>
D.1. Justification des gammes de paramètres retenues pour l'analyse de sensibilité	344
D.2. Procédure de dimensionnement retenue pour la modélisation des ouvrages de régulation	349
D.3. Résultats complémentaires pour l'analyse de sensibilité	351
<b>ANNEXE E. ETUDE DU DIMENSIONNEMENT DES TECHNIQUES ALTERNATIVES</b>	<b>359</b>
E.1. Configurations spécifiques de la chaîne de modélisation utilisées dans la Partie 5	359
E.2. Interprétation de la variabilité des efficacités observée sur certains abaques	361
E.3. Comparaison des scénarios de réduction des volumes et de régulation des débits	362
E.4. Représentation de l'efficacité pour les stratégies de régulation des débits	365
E.5. Incidence d'une augmentation débit de consigne $Q_{MAX}$ pour la configuration 6	366
E.6. Abaques obtenus pour les stratégies de réduction des volumes	367
E.7. Abaques obtenus pour les stratégies de régulation des débits	369

# Annexe A. Guide d'entretien pour l'analyse des pratiques de conception des techniques alternatives

L'objectif des entretiens est d'amener les interlocuteurs à se prononcer dans un premier temps librement sur chacun de ces aspects de la conception des techniques alternatives (alimentation, stockage et évacuation). En fonction des réponses, des informations complémentaires quant à la fréquence de mise en œuvre ou la conception des solutions mentionnées peuvent ensuite être demandées de manière explicite. Enfin, les interlocuteurs sont conduits à se prononcer sur les modes d'alimentation, de stockage ou d'évacuation n'ayant pas été discutés. La liste des questions ci-dessous permet à l'interviewer de suivre au fil de la conversation les thématiques abordées et de recentrer si nécessaire la discussion autour d'aspect particuliers de la conception. Cette liste ne constitue donc pas un questionnaire à suivre de façon impérative mais plutôt un guide pour la conduite des entretiens, destiné à identifier les questions pertinentes en fonction des réponses obtenues.

## ETAPE 1 - MODE D'ALIMENTATION

---

### Questions générales

- Quel est le mode d'alimentation en eau des ouvrages ? (donner si possible une indication quantitative ou qualitative de la fréquence d'utilisation)
  - Par canalisation débouchant en surface
  - Par ruissellement superficiel
  - Par alimentation souterraine (drain,..)
  - Autre
- Quelles raisons conduisent au choix d'un de ces modes d'alimentation ?
  - Dans quel contexte ces solutions sont –elles privilégiées ?
  - Quelles raisons motivent le choix ? Quels sont les avantages de chaque solution ?
  - Quelles contraintes à leur mise en place ?

### Questions spécifiques

- Cas d'une alimentation par une canalisation arrivant en surface de l'ouvrage

- Combien y-a-t-il en général d'alimentation dans un ouvrage ? Quelle distance entre deux ?
- Un emplacement particulier d'arrivée peut-il être privilégié ?
- Existe-t-il un dénivelé entre le fond de l'ouvrage et l'arrivée de la canalisation ?
- Un traitement spécial pour réduire les vitesses de ruissellement peut-il être mis en place ? Lequel ?
- Cas d'une alimentation diffuse par ruissellement superficiel
  - L'eau ruisselle-t-elle sur une surface perméable végétalisée (bande enherbée) avant de pénétrer dans l'ouvrage de rétention ?
  - Comment cet élément est-il dimensionné ? Longueur, largeur et pente ?
  - Quelle végétation est mise en place sur les bandes enherbées ?
  - Des dispositions d'entretien particulières sont-elles nécessaires ?
- Cas d'une alimentation par un drain en souterrain
  - Comment cet élément est-il dimensionné ?
  - Dans le cas où l'ouvrage se remplit d'eau par la mise en charge du réseau sous-terrain : pour quelle période de retour l'ouvrage est-il sollicité ?
- Pensez-vous à d'autres types d'alimentation qui n'auraient pas été évoqués ? Cette classification des modes d'alimentation vous paraît-elle pertinente ?

## **ETAPE 2 - MODE DE STOCKAGE**

---

### **Questions générales**

- Les ouvrages de contrôles à la source sont-ils destinés à abattre les volumes ruisselés lors des pluies courantes ? (donner si possible une indication quantitative ou qualitative de la fréquence d'utilisation)
- Comment cette volonté se traduit-elle dans le dimensionnement ou la conception ?
- Distingue-t-on dans les ouvrages une zone pour la gestion des pluies courantes et une autre pour les pluies exceptionnelles ? (donner si possible une indication quantitative ou qualitative de la fréquence d'utilisation)
- Comment peut s'effectuer le stockage ? (donner si possible une indication quantitative ou qualitative de la fréquence d'utilisation)
  - A l'air libre, en surface de l'ouvrage
  - Dans un matériau drainant ou filtrant
  - Stockage combiné
  - Autre
- Motivation du choix entre ces différents modes de stockages
  - Dans quel contexte chacune de ces solutions est-elle envisagée ?
  - Des circonstances particulières peuvent-elles conduire à préférer un mode de stockage plutôt qu'un autre ?
  - Existe-t-il des contraintes à leur mise en œuvre

### **Questions spécifiques**

- Cas d'un stockage en surface
  - Hauteur d'eau stockée
    - Quelle sont les hauteurs d'eau prévue en fonction des périodes de retour ?

- Comment se répartit l'eau dans l'ouvrage ?
- Existe-t-il une hauteur d'eau maximale ?
- Y-a-t-il des contraintes de dimensions/conception liées à l'entretien de l'ouvrage ?
- Nature du sol de surface
  - Le sol en surface de l'ouvrage subit-il un traitement particulier ?
  - Si oui, pour quelle raison et sur quelle épaisseur ?
- Type de végétation mis en place dans l'ouvrage
- Cas du stockage « en souterrain »
  - Quelle est la nature du matériau dans lequel le stockage est effectué ?
  - Quelle est l'épaisseur usuelle de cette couche de stockage ? Comment est-elle déterminée ?
- Cas d'un stockage combiné
  - Quelle est fraction de l'eau stockée respectivement dans le matériau poreux et en surface ?
  - Pour quelle période de retour l'un ou l'autre de ces stockages sont-ils sollicités ?
- Pensez-vous à d'autres types de stockage qui n'auraient pas été évoqués ? Cette classification des modes de stockage vous paraît-elle pertinente ?

### ETAPE 3 - MODE D'ECAUVATION

---

#### Questions générales

- Existe-t-il une contrainte sur le temps de vidange d'un stockage à l'air libre ? d'un stockage en milieu poreux ? Laquelle et pour quelles raisons ?
- L'évacuation de l'eau se fait par (donner si possible une indication quantitative ou qualitative de la fréquence d'utilisation) :
  - Exfiltration totale vers le sous-sol
  - Exfiltration partielle
  - Sans exfiltration
- Dans le cas où l'évacuation ne se fait pas par exfiltration totale vers le sous-sol, quel(s) autre(s) mode(s) de vidange est mis en œuvre pour les pluies non exceptionnelles ? (donner si possible une indication quantitative ou qualitative de la fréquence d'utilisation)
  - Par surverse et évapotranspiration
  - Par canalisation, à débit régulé
  - Par drain, avec un régulateur
  - Par drains, sans régulation du débit
- Motivation du choix entre ces différents modes d'évacuation
  - Dans quel contexte chacune de ces solutions est-elle envisagée ?
  - Des circonstances particulières peuvent-elles conduire à préférer un mode d'évacuation plutôt qu'un autre ?

#### Questions spécifiques

- Cas de l'évacuation par « exfiltration »

- Exfiltration totale vers le sous-sol : quelles sont les valeurs limites de conductivité hydraulique à saturation ?
- Le choix de la végétation se fait-il dans le but de favoriser l'infiltration ?
- Dans quelles circonstances peut-on décider d'étanchéifier l'ouvrage ?
- Cas de l'évacuation par évapotranspiration
  - La végétation est-elle choisie pour favoriser l'évapotranspiration ?
  - Existe-t-il d'autres leviers pour favoriser cette perte ?
- Evacuation par une canalisation, à débit régulé :
  - Quel est le débit de fuite retenue ? Pour quelle période de retour ?
  - Quel type de matériel est utilisé ?
  - A quelle profondeur le régulateur est-il installé et pour quelle raison ?
- Présence d'un canal minéral en fond d'ouvrage
  - Dans quel contexte cette solution est-elle envisagée ?
  - Cette solution est-elle souvent mise en place ?
- Evacuation en souterrain, via un drain
  - Comment l'évacuation est-elle dimensionnée ?
  - A quelle profondeur le drain est-il implanté (surélevé ou non par rapport au fond de l'ouvrage?)
  - Quel type de drain est alors mis en place ?
  - Ce mode d'évacuation est-il compatible avec l'objectif de régulation des débits ?
- Evacuation par surverse :
  - Ce type d'évacuation est-il envisagé lors des petites pluies ?
- Pensez-vous à d'autres types de stockage qui n'auraient pas été évoqués ? Cette classification des modes de stockage vous paraît-elle pertinente ?

## **QUESTIONS SUPPLEMENTAIRES**

---

- Avez-vous une doctrine ou un document de référence à fournir aux aménageurs ?
- Quels éléments vous semblent importants au regard de
  - l'intégration des ouvrages dans l'urbanisme
  - l'acceptation par les habitants
  - l'entretien

# **Annexe B. Construction de la chronique de précipitation utilisée dans le cadre de la thèse**

## **B.1.1. Introduction**

L'analyse du fonctionnement hydrologique des techniques alternatives suppose l'utilisation d'une chronique de précipitation comme en entrée de la chaîne de modélisation présentée en 2.3, afin de simuler les volumes de ruissellement et les flux de contaminants reçus par les techniques alternatives par temps de pluie. Cette dernière doit alors être suffisamment longue pour représenter de façon satisfaisante la variabilité des conditions météorologique de la région considérée (ici l'Ile de France).

Dans le cadre de ce travail, une chronique de pluie de 15 ans a été constituée à partir d'observations réalisées à un pas de temps 5 de minutes sur différentes stations météorologiques du conseil général des Hauts-de-Seine (CG-92) pour la période 1993-2008. La cohérence de cette chronique « synthétique » a alors été évaluée à partir de cumuls de précipitations mensuels mesurés par différentes stations de météo-France sur la même zone d'étude et de données climatiques régionales (courbes Intensité-Durée-Fréquence).

## **B.1.2. Méthodologie adoptée pour la construction de la chronique**

Individuellement, les enregistrements des différentes stations du département des Hauts-de-Seine ne couvrent pas la totalité de la période 1993-2008 et ne permettent donc pas d'isoler une période longue et continue de précipitations pour un pluviomètre donné. La construction d'une chronique correspondant à cette période suppose donc de combiner des mesures issues de différents pluviomètres, tout en s'assurant que les cumuls annuels ou mensuels obtenus ainsi que les propriétés statistiques de la chronique demeurent cohérent avec les données de météo-France.

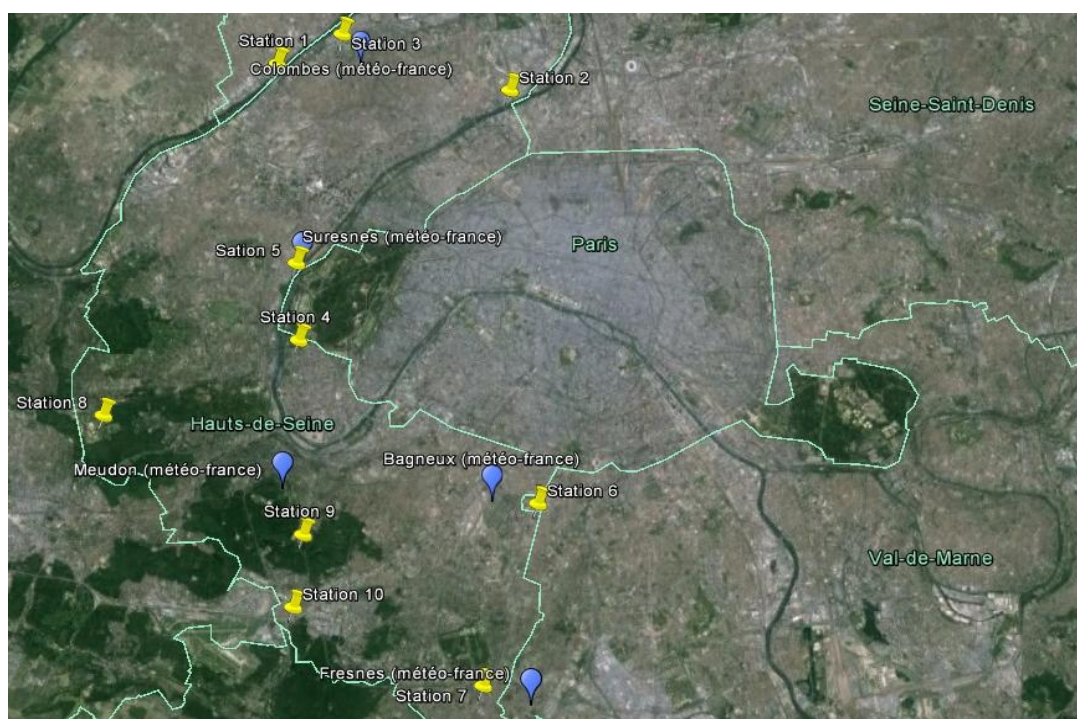
Les périodes d'acquisition des différentes stations sont renseignées dans le tableau suivant :

## Annexe B - Construction de la chronique de précipitation utilisée dans le cadre de la thèse

Indicatif	Localisation	Périodes d'acquisition
Station 1	Parc de l'île Marantes – Colombes	1993 à 1996 / 2005 à 2008
Station 2	Quai Aulagnier – Asnières-sur-Seine	1993 à 2008
Station 3	Pont de Bezons – Colombes	1993 à 2008
Station 4	Quai du 4/09, Boulogne-Billancourt	1993 à 2008
Station 5	Pont de Suresnes, Boulogne-Billancourt	1993 à 2008
Station 6	Avenue Victor Hugo, Bagneux	2002 à 2008
Station 7	Bassin d'Antony, Antony	1993 à 2008
Station 8	Haras de Jardy, Marnes-la-Coquette	2003 à 2008
Station 9	Avenue Triviaux, Meudon	2003 à 2008
Station 10	Echangeur du Petit Clamart, Clamart	1993 à 2008

### *Nom et périodes d'acquisition des stations du conseil général des Hauts de Seine*

Les dix stations du conseil général sont réparties sur le territoire des Hauts-de-Seine et parfois distantes l'une de l'autres de plus de 10 km. Du fait de l'hétérogénéité spatiale des phénomènes pluvieux (en particulier à l'échelle d'un département), il semble important de limiter autant que possible l'alternance des stations pour la construction de cette chronique de pluie synthétique. La carte ci-dessous donne la localisation des différentes stations (du conseil général ou de météo-France) utilisées dans la suite :



*Localisation des pluviomètres du CG92 et des stations météo-France de référence (source : Google map)*



La démarche adoptée pour générer une chronique aussi compatible que possible avec les données mensuelles de météo-France, tout en privilégiant l'utilisation de périodes longues et continues d'enregistrement pour une station donnée est présentée ci-dessous :

- **Initialisation**
  - Un pluviomètre « initial » ou « courant » est défini en début de procédure
  - Une tolérance (ici 15%) est spécifiée pour la comparaison entre les hauteurs mensuelles obtenues pour les pluviomètres du conseil général et celles de météo-France
- **Sélection des stations (à chaque mois) :**
  - Les hauteurs cumulées mensuelles sont calculées aux différents pluviomètres du CG-92
  - Les pluviogrammes présentant des absences de mesure sont identifiées
  - Les écarts entre les hauteurs mensuelles calculées aux différents pluviomètres et celles données pour la station de météo-France la plus proche sont calculés
  - **S'il** existe au moins un pluviomètre sans mesures manquantes pour lequel l'écart mensuel avec la station de référence est inférieur à la tolérance (15%)
    - On retient le pluviomètre du conseil général le plus proche de la station courante (à partir d'une matrice des distances)
    - Le pluviomètre sélectionné devient alors le pluviomètre « courant »
    - La procédure peut être répétée au mois suivant
  - **Si** aucun pluviomètre ne respecte les 15% ou n'est exempt d'erreurs
    - Des pluviogrammes synthétiques sont générés en complétant deux à deux les pluviomètres pour lesquels des données sont manquantes. (la station météo-France correspondante est celle associée au pluviogramme le plus proche de la chronique synthétisée)
    - On retient le pluviomètre pour lequel l'écart à la station météo-France la plus proche est le plus faible
    - Le pluviomètre sélectionné devient le pluviomètre « courant »
    - La procédure peut être répétée au mois suivant

*Procédure adoptée pour l'identification du pluviomètre le « plus adapté » à chaque mois de la période 1993 – 2008*

La procédure proposée permet de sélectionner les pluviomètres pour lesquels l'écart aux données météo-France est jugé « acceptable ». La valeur retenue de 15% n'est pas totalement arbitraire ; celle-ci est environ deux fois inférieure à la moyenne des écarts maximums observés, pour un mois donné, entre deux stations météo-France. Etant données les variations spatiales importantes des cumuls mensuels d'une station à l'autre, cet écart maximum de 15% pour deux pluviomètres relativement proches semble donc cohérent. L'introduction de ce seuil de tolérance semble par ailleurs plus souhaitable qu'une sélection systématique du pluviomètre présentant le plus faible écart aux données météo-France car permettant d'assurer une certaine « continuité » dans la chronique. Tant que le cumul mensuel mesuré par le pluviomètre courant ne s'écarte pas trop de la valeur mesurée par météo-France, celui-ci continue à être utilisé pour la construction la chronique de pluie, afin d'éviter de « basculer » trop fréquemment d'un pluviomètre à l'autre.

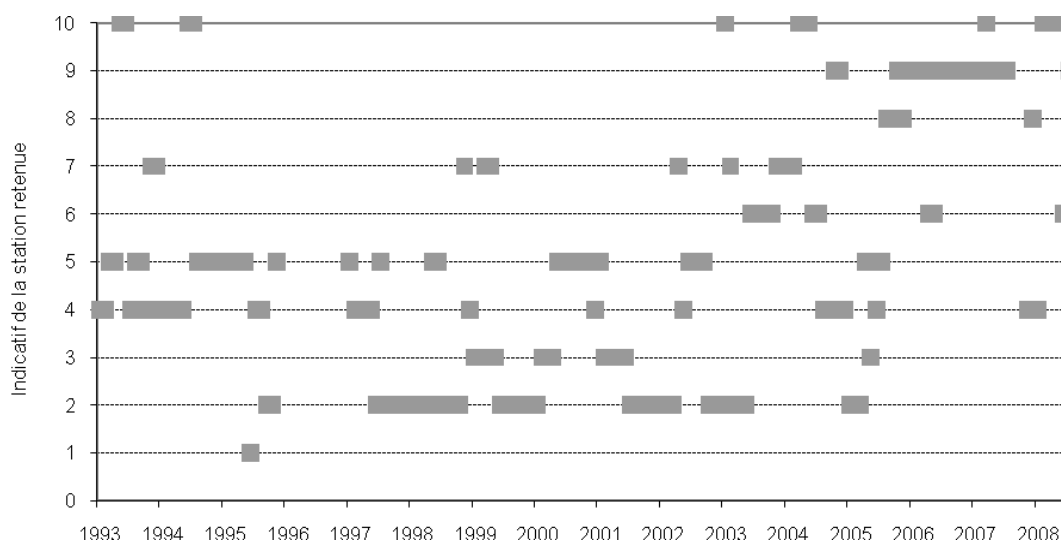
Lorsqu'il est impossible de conserver au mois courant le pluviomètre utilisé au mois précédent, il est alors tenu compte de sa distance aux pluviomètres dont les enregistrements sont jugés « acceptables » pour le mois courant :

	Station 1	Station 2	Station 3	Station 4	Station 5	Station 6	Station 7	Station 8	Station 9	Station 10
Station 1	0	6.9	2.0	8.2	6.0	15.0	19.0	11.5	14.0	16.0
Station 2		0	5	9.6	8.0	12.2	17.6	15.2	14.4	16.5
Station 3			0	9.2	6.9	14.9	19.8	13.1	14.9	17.0
Station 4				0	2.3	8.2	11.4	5.9	5.8	7.8
Station 5					0	9.8	13.5	7.0	7.9	10.1
Station 6						0	5.5	12.6	6.7	7.4
Station 7							0	13.3	6.7	5.7
Station 8								0	6.5	7.7
Station 9									0	2.1

*Matrice des distances (en km) entre les stations du conseil général*

### B.1.3. Identification des pluviomètres utilisés

Les pluviomètres retenus à chaque étape de la procédure décrite précédemment pour la construction de la chronique sont présentés ci-dessous :



*Répartition de l'utilisation des différents pluviomètres sur la période 1993-2008*

Les résultats indiquent en premier lieu qu'aucun pluviomètre n'a pu être retenu pour l'ensemble de l'année 1996. En réalité, bien que les stations du conseil général n'aient pas été considérées comme hors service pour cette période (pas d'erreurs signalées dans les données brutes), aucune d'entre elles n'a en réalité enregistré de précipitation. Ne disposant d'aucunes données pluviométriques pour cette dernière, il sera simplement considéré dans

la suite que l'année 1997 succède à l'année 1995. Etant donné cette simplification, la chronique utilisée ne pourra plus être supposée correspondre réellement à la période 1993-2008, mais fournira néanmoins 15 années de pluviométrie « réalistes » pour la région Ile-de-France.

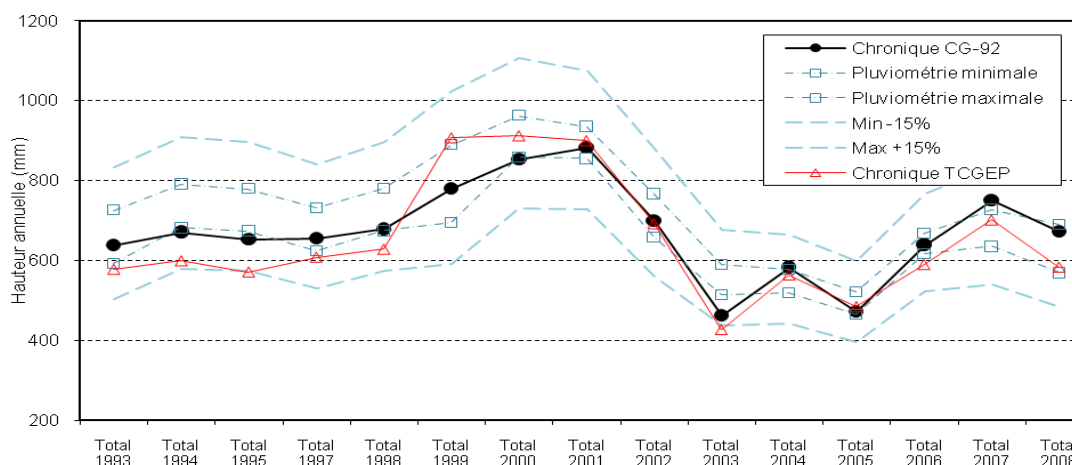
Les résultats précédents font également apparaître des changements très fréquents de pluviomètre et les périodes pour lesquelles des données issues d'une même station seraient utilisées pour constituer la chronique de pluie ne dépassent le plus souvent pas quelques mois. Bien que l'erreur tolérée entre les cumuls mensuels mesurés par ces pluviomètres et les stations de météo-France soit assez importante, il semble donc difficile d'utiliser sur plusieurs mois successifs les données provenant d'un même pluviomètre.

Certaines stations contribuent néanmoins plus fortement que d'autres à l'ensemble de la chronique. Jusqu'à 2004, les stations du quart nord est du département (Asnières, Boulogne et Suresnes) sont majoritairement utilisées. Ensuite, et jusqu'à 2008, les données de la chronique proviennent pour l'essentiel des stations situées à proximité de Meudon (n°9 et 10). Certains pluviomètres ne sont en revanche pratiquement jamais utilisés (c'est notamment le cas de ceux de Marnes-la-Coquette et de Colombes). De manière générale, il reste cependant difficile d'identifier une zone des Hauts-de-Seine dont les pluviomètres auraient plus largement contribué à la constitution de cette chronique de pluie.

### **B.1.4. Validité de la chronique**

*Bilan volumique.* Pour les années 1993 à 1995 et 1997 à 2008, demeure uniquement un mois pour lequel la hauteur d'eau cumulée calculée à partir des différents pluviomètres ne permet pas de retrouver des résultats compatibles avec les données météo-France (écart supérieur à 15%). Pour le mois de mars 1993, les cumuls enregistrés sur les différentes stations de météo-France sont en effet comprises entre 7 et 10mm, alors que les données du conseil général ne permettent au mieux que d'atteindre 4.6mm de précipitations. Si l'erreur relative par rapport aux données de référence peut à première vue sembler importante, il convient de remarquer que celle-ci s'avère en revanche très réduite une fois rapportée à l'année.

Les résultats obtenus sur les volumes annuels sont présentés dans le graphique suivant :



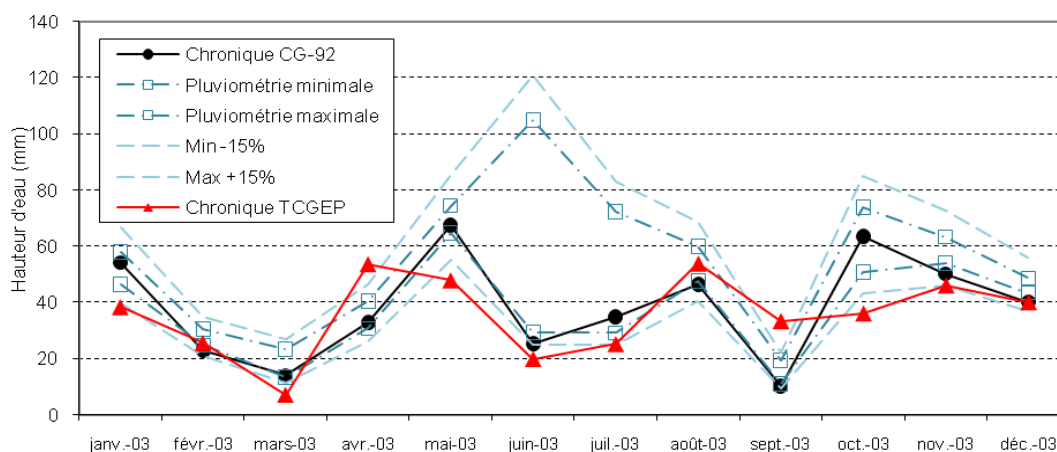
*Hauteurs annuelles de pluie pour la chronique de pluie « synthétique » (Min. -15% et Max. +15% correspondent à un écart de 15% aux valeurs minimales et maximales des cumuls mensuels sur les données météo-France)*

Bien que les cumuls mensuels obtenus pour la chronique de précipitation générée à partir des différents pluviomètres du conseil général des Hauts-de-Seine ne diffèrent pas trop fortement des valeurs fournies par météo-France, ces derniers semblent de manière générale situés dans la gamme inférieure des cumuls mesurés par les stations de référence.

Pour l'année 2003, un écart conséquent est constaté entre la chronique synthétique et les données de météo-France. La hauteur d'eau annuelle donnée par la chronique de pluie est de 463 mm alors que le minimum mesuré par météo-France sur le département des Hauts-de-Seine atteint pour cette année de 513 mm. A l'échelle mensuelle, aucune erreur n'est pourtant décelée : le plus souvent l'erreur commise à chaque mois sur les volumes par rapport aux pluviomètres de météo-France est très inférieure à 15%. On observe cependant pour cette année, y compris à l'échelle mensuelle, une très forte hétérogénéité durant les mois d'été. La hauteur relevée en Juin 2003 à Meudon est par exemple de 105mm alors qu'à Bagneux celle-ci n'excède pas 30mm. L'attribution à un pluviomètre du conseil général d'une station météo-France « de référence » n'est donc plus nécessairement pertinente puisque, dans le cas d'orages très localisés, les événements mesurés par le premier ne le seront pas nécessairement par le second et réciproquement. Ne retenir que les pluviomètres pour lesquels l'écart aux données météo-France est inférieur à 15% ne garantit donc pas qu'à l'échelle annuelle celui-ci demeure inférieur à 15%.

A défaut de permettre de retrouver des hauteurs annuelles proches de celles mesurées aux différentes stations météo-France, la chronique obtenue fournit néanmoins pour l'année

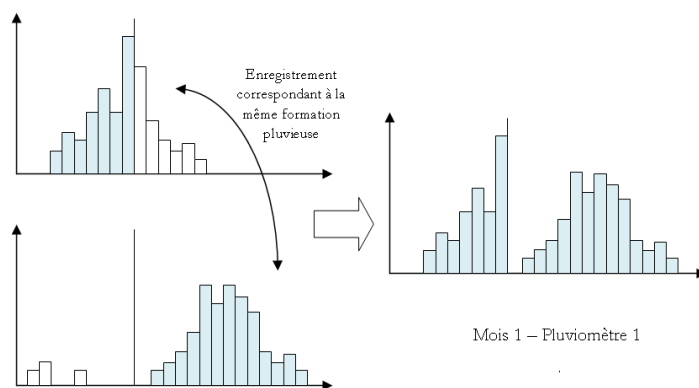
2003 des résultats cohérents d'un mois à l'autre. L'objectif étant ici de produire une chronique de pluie « réaliste », plus que réelle, on peut donc considérer que l'erreur commise demeure acceptable pour la suite du travail de modélisation.



*Hauteurs de pluie mensuelles pour la chronique de pluie « synthétique » sur l'année 2003 (Min. -15% et Max. +15% correspondent à un écart de 15% aux valeurs minimales et maximales des cumuls mensuels sur les données météo-France)*

Caractérisation statistique de la chronique de pluie synthétique. Comme indiqué précédemment, les cumuls mensuels calculés pour la chronique de précipitation générée à partir des différents pluviomètres du conseil général des Hauts-de-Seine ne sont pas irréalistes. Néanmoins la distribution des volumes d'un mois ou d'une année à l'autre ne permet pas d'affirmer que le régime pluviométrique obtenu correspond bien à celui de la région Ile de France. La manière dont les mesures issues des différents pluviomètres sont ici regroupées pour la construction de la chronique de pluie synthétique est en effet très simple et ne repose que sur un découpage mensuel de la période étudiée (1993-2008).

Les mois civils ne constituent en aucun cas pas des unités hydrologiques pertinentes ; il est donc possible que mis à la suite, les pluviogrammes obtenu en deux sites différents donnent lieu à une distribution parfois incohérentes des hauteurs ruisselées. On peut par exemple facilement imaginer que, lorsque deux mois d'observations provenant de pluviomètres différents sont assemblés, les évènements pluvieux ayant lieu à la fin du premier mois puisse être brusquement interrompus ou dédoublés, par effet de retard dans l'espace et le temps :



*Exemple d'incohérences pouvant se produire suite au raccordement de pluviogrammes découpés selon les mois civils*

Afin de s'assurer que les caractéristiques de la chronique de pluie générée à partir des différents pluviomètres restent bien cohérentes, la distribution des hauteurs d'eau précipitées pour une durée donnée est analysée à partir de courbes Hauteur-Durée-Fréquence. Les hauteurs d'eau maximales précipitées à chaque jour de la période 1993-2008 sur une durée donnée (inférieure à 24h) sont identifiées. Les maximums quotidiens obtenus pour les différentes durées considérées sont ensuite classés de manière à y associer une période de retour  $T$  calculée à partir de l'expression suivante :

$$T = \frac{1}{1 - \left( \frac{n - 0.3}{N + 0.4} \right)} \times \frac{N_{\text{mois}}}{N}$$

Où :  $T$  = période de retour (en mois)  
 $n$  = rang (après classement des hauteurs)  
 $N$  = nombre total de valeurs  
 $N_{\text{mois}}$  = nombre de mois dans la période étudiée

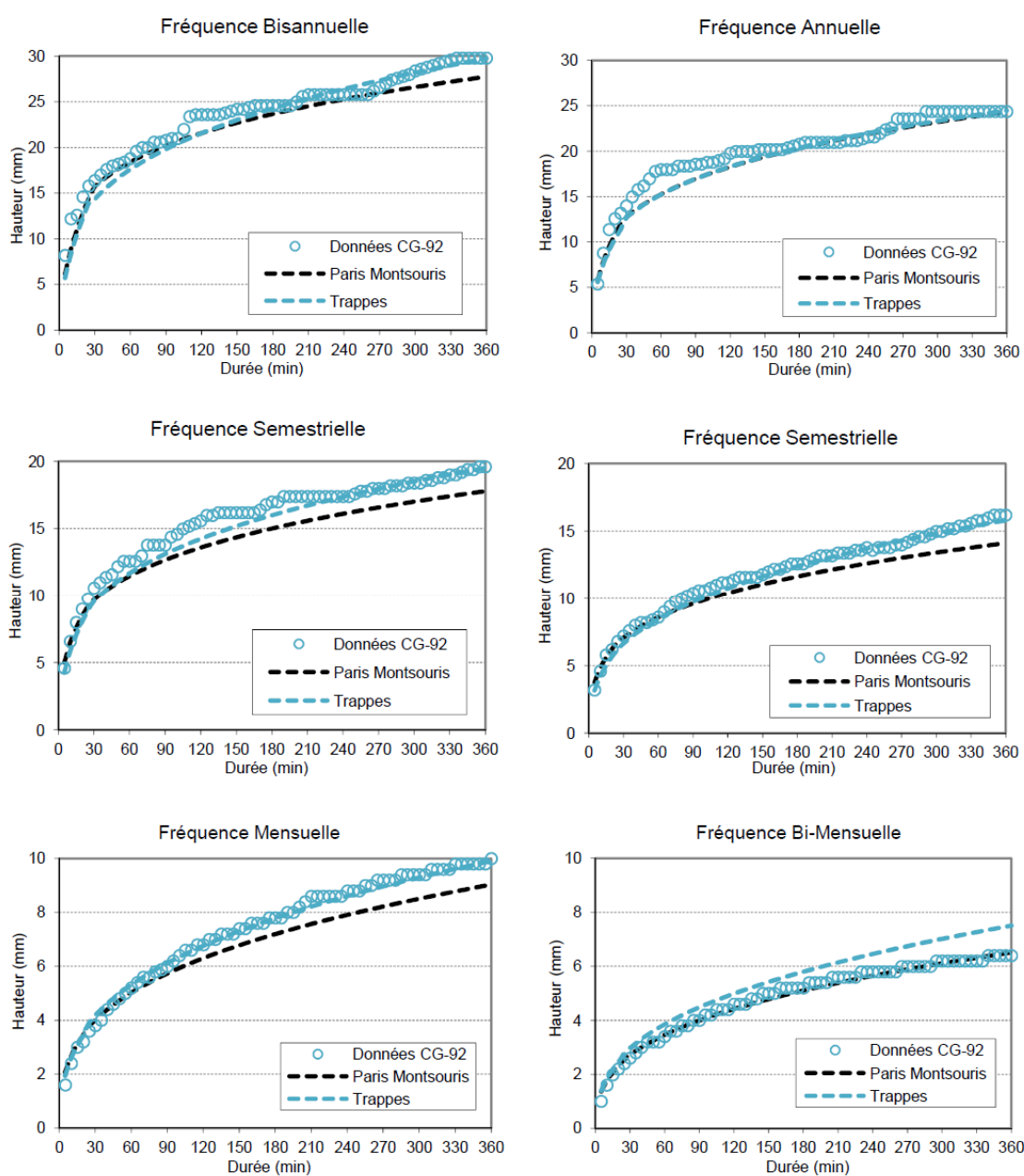
On obtient donc pour différentes périodes de retour des courbes permettant de prédire la hauteur d'eau précipitée pour une durée de pluie donnée. Des paramètres régionaux (coefficients de Montana) peuvent alors être définis afin que la relation suivante soit vérifiée :

$$h = a \times t^{1-b}$$

Où :  $h$  = hauteur d'eau  
 $T$  = durée considérée  
 $a, b$  = coefficients de Montana

Les courbes HDF obtenues à partir de la chronique de pluie sont comparées aux courbes théoriques données par météo-France pour la région parisienne (pour les stations de Trappes et Paris-Montsouris). Comme l'indiquent les graphiques qui suivent, la distribution des hauteurs maximales précipitées (en fonction de la durée de pluie) de la chronique générée à partir des pluviomètres du conseil général est assez similaire à celle donnée pour

Trappes ou Paris-Montsouris. On constate que pour les évènements les plus fréquents, la correspondance entre les différentes courbes est tout à fait satisfaisante. Pour les fréquences semestrielles à bisannuelles, les hauteurs précipitées pourraient être légèrement supérieures à celles habituellement mesurées en Ile de France. Les écarts entre les valeurs théoriques et celles obtenues à partir de la chronique de pluie ne dépassant cependant rarement 2 à 3mm, on peut conclure que les 15 ans de pluie résultant de la mise en commun des différents pluviomètres du CG-92 est bien réaliste :



Analyse des courbes HDF pour la chronique pluie synthétique

# Annexe C. Eléments complémentaires pour l'étude des modèles d'émission

## C.1. Résultats supplémentaires sur la performance du modèle étudié en 3.3.1

Les tableaux suivant correspondent à une annexe de l'article « *Performance assessment of a commonly used “accumulation and wash-off” model from long-term continuous road runoff turbidity measurements* » (2015, *Water Research*, 78, 47-59).

Summary of calibration and validation periods			
Starting date	Ending date	N° of events	Comments
09/01/13	29/11/13	175	Full monitoring period (Calibration)
19/01/13	29/11/13	163	Period used in 3.1. (Calibration)
03/06/13	23/07/13	14	Period used in 3.2. (Calibration)
30/05/13	02/06/13	7	Period used in 3.2. (Calibration & validation)
03/06/13	13/06/13	7	Period used in 3.2. (Calibration & validation)
13/06/13	23/07/13	7	Period used in 3.2. (Calibration & validation)
26/07/13	13/09/13	7	Period used in 3.2. (Calibration & validation)

Calibration results for concentrations			
Starting date	Ending date	E (Nash)	Comments
09/01/13	29/11/13	0.33	The model is calibrated for each period. Corresponding Nash-Sutcliffe model efficiency coefficient indicates how well the model performs
19/01/13	29/11/13	0.61	
03/06/13	23/07/13	0.55	
30/05/13	02/06/13	0.40	
03/06/13	13/06/13	0.65	
13/06/13	23/07/13	0.63	
26/07/13	13/09/13	0.26	

Calibration results for loads			
Starting date	Ending date	E (Nash)	Comments
09/01/13	29/11/13	0.70	The model is calibrated for each period. Corresponding Nash-Sutcliffe model efficiency coefficient indicates how well the model performs
19/01/13	29/11/13	0.79	
03/06/13	23/07/13	0.96	
30/05/13	02/06/13	0.96	
03/06/13	13/06/13	0.99	
13/06/13	23/07/13	0.60	
26/07/13	13/09/13	0.96	



Validation results for concentrations			
<b>Calibration period: 30/05/2013 to 02/06/13</b>			
Starting date	Ending date	E (Nash)	Comments
03/06/13	13/06/13	-1.98	E is computed for each period after calibration on the 30/05/13 to 02/06/13 period.
13/06/13	23/07/13	-1.67	
26/07/13	13/09/13	-18.80	
<b>Calibration period: 03/06/2013 to 13/06/13</b>			
Starting date	Ending date	E (Nash)	Comments
30/05/13	02/06/13	-0.17	E is computed for each period after calibration on the 03/05/13 to 13/06/13 period.
13/06/13	23/07/13	0.35	
26/07/13	13/09/13	-1.51	
<b>Calibration period: 13/06/2013 to 23/07/13</b>			
Starting date	Ending date	E (Nash)	Comments
30/05/13	02/06/13	-0.13	E is computed for each period after calibration on the 16/06/13 to 23/07/13 period.
03/06/13	13/06/13	0.29	
26/07/13	13/09/13	-2.39	
<b>Calibration period: 26/07/2013 to 13/09/13</b>			
Starting date	Ending date	E (Nash)	Comments
03/06/13	13/06/13	-0.79	E is computed for each period after calibration on the 26/07/13 to 13/09/13 period.
13/06/13	23/07/13	0.16	
26/07/13	13/09/13	-0.03	

Validation results for loads			
<b>Calibration period: 30/05/2013 to 02/06/13</b>			
Starting date	Ending date	E (Nash)	Comments
03/06/13	13/06/13	0.75	E is computed for each period after calibration on the 30/05/13 to 02/06/13 period.
13/06/13	23/07/13	-2.87	
26/07/13	13/09/13	-2.99	
<b>Calibration period: 03/06/2013 to 13/06/13</b>			
Starting date	Ending date	E (Nash)	Comments
30/05/13	02/06/13	0.92	E is computed for each period after calibration on the 03/05/13 to 13/06/13 period.
13/06/13	23/07/13	0.44	
26/07/13	13/09/13	-0.21	
<b>Calibration period: 13/06/2013 to 23/07/13</b>			
Starting date	Ending date	E (Nash)	Comments
30/05/13	02/06/13	0.72	E is computed for each period after calibration on the 16/06/13 to 23/07/13 period.
03/06/13	13/06/13	0.87	
26/07/13	13/09/13	0.78	
<b>Calibration period: 26/07/2013 to 13/09/13</b>			
Starting date	Ending date	E (Nash)	Comments
03/06/13	13/06/13	0.54	E is computed for each period after calibration on the 26/07/13 to 13/09/13 period.
13/06/13	23/07/13	0.72	
26/07/13	13/09/13	0.90	

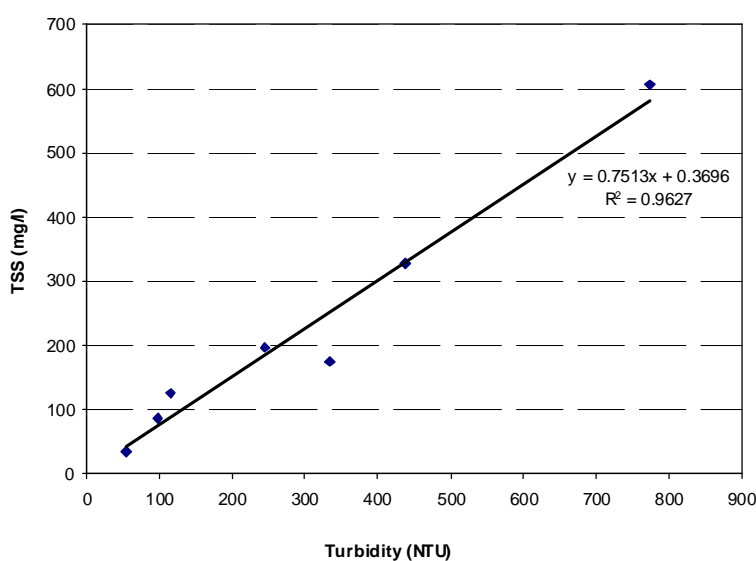
## C.2. Ajustement de la relation MES-Turbidité utilisée en 3.3.1

Le texte qui suit correspond aux données supplémentaires de l'article « *Performance assessment of a commonly used “accumulation and wash-off” model from long-term continuous road runoff turbidity measurements* » (2015, *Water Research*, 78, 47-59).

Turbidity and suspended solids concentrations measurements were obtained from samples collected over the whole duration of 7 rain events. The multi-parameter probe use for turbidity measurement is the one installed in the storm drain. Maintenance (litter removal and sensor cleaning) was performed every two weeks. No drift in turbidity measurement was observed during the monitoring period.

Event	Runoff volume (m3)	Duration (h)	Turbidity (NTU)	TSS concentration (mg/l)
A	3.04	10.2	245	197.66
B	1.2	6.93	775	605.86
C	1.9	7.83	438	328.28
D	0.93	5	334	173.8
E	2.31	9.26	55	33.53
F	4.55	7.31	115	124.9
G	1.118	3.66	98	86.2

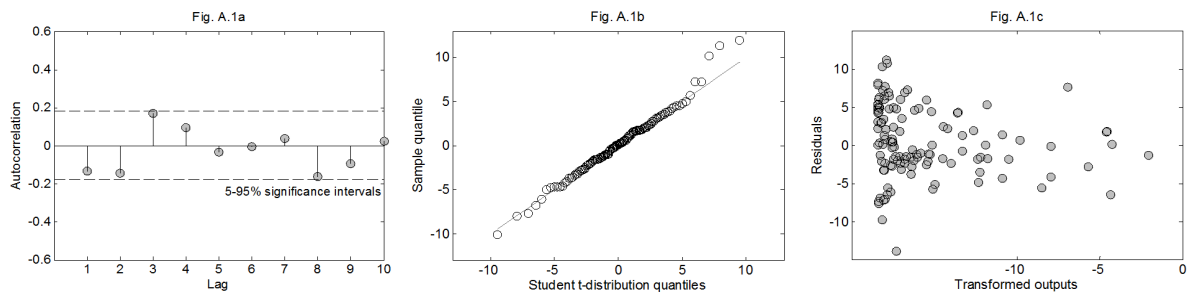
*Echantillons moyens utilisés pour l'ajustement de la relation MES turbidité*



*Relation MES-Turbidité*

### C.3. Résultats supplémentaires sur les données utilisées en 3.3.3

Le graphique qui suit correspond aux données supplémentaires de l'article « *Modelling the temporal variability of zinc concentrations in zinc roof runoff – Experimental study and uncertainty analysis* » (2016, soumis)



*Analysis of the innovations (results shown at the maximum of likelihood for the initial model formulation). A.1a: autocorrelation plot, A.1b: quantile-quantile plot of innovations, A.1c: output dependence of the residuals*

#### C.4. Justification du nombre d'échantillon utilisé pour la propagation des incertitudes en 3.3.4

Le texte qui suit correspond aux annexes de l'article « *Assessing the effect of uncertainties in pollutant wash-off dynamics in the context of stormwater source-control systems modelling – Consequences of the use of an inappropriate error model* » (2015, soumis).

The influence of the number of simulations used to generate the distributions shown in figure 6 was evaluated by comparing the standard deviation and the 5<sup>th</sup> and 95<sup>th</sup> percentile of the original (500 values) distributions to two 250-simulations samples (Sample 1 and 2). The results indicate that, for both volume and flow rate control design scenario, the use of a lower number of samples is unlikely to significantly bias the conclusions of this study.

	Standard error model			Improved error model		
	500 samples	Sample 1	Sample 2	500 samples	Sample 1	Sample 2
Std. dev.	0.50%	0.49%	0.51%	0.51%	0.52%	0.50%
Q5	77.57%	77.63%	77.48%	81.55%	81.55%	81.51%
Q95	79.15%	79.14%	79.13%	83.23%	83.21%	83.22%

##### *Bootstrapping results for volume control design*

	Standard error model			Improved error model		
	500 samples	Sample 1	Sample 2	500 samples	Sample 1	Sample 2
Std. dev.	0.48%	0.50%	0.49%	0.53%	0.52%	0.50%
Q5	64.10%	64.22%	64.17%	67.82%	67.84%	67.85%
Q95	65.71%	65.71%	64.76%	69.60%	69.59%	69.58%

##### *Bootstrapping results for volume control design*

# Annexe D. Eléments complémentaires

## sur la chaîne de modélisation de

### référence

Les différentes sections de l'annexe D correspondent aux annexes de l'article « *Modelling the efficiency of source control systems for the management of urban runoff – A variance based sensitivity analysis* » (2016, soumis).

#### D.1. Justification des gammes de paramètres retenues pour l'analyse de sensibilité

##### D.1.1. Production sub-model

Surface depression  $SD_p$  (mm). Hollis and Ovenden (1988) investigated the hydrologic behaviour of a residential catchment and more specifically monitored runoff volumes at the outlet of several roofs, car parks or road sections for a large number of rain events. “Surface depressions”  $SD_p$  were found to range between 0.2 and 2 mm for roofs and 0.4 and 2.4mm for road surfaces. The values reported for asphalt surfaces are generally consistent with those measured by Ramier et al, (2004, 2011) on small asphalt panels and real road surfaces, although slightly more important. Despite a difference in the average  $SD_p$  value between roads and roofs, results from Ragab et al. (2003a, 2003b) indicate that long-term runoff coefficient for roads and roofs can in fact be quite similar in the case of low inclination roofs for which depression storage may be important. The **0 to 2 mm** range of variations is therefore selected for roofs and road surfaces.

Infiltration rate  $K_p$  ( $m.s^{-1}$ ). Literature result suggest that infiltration through road surfaces may represent a significant fraction of the rainfall volume (Ragab et al., 2003b; Ramier et al., 2011). Measurement and model adjustment performed by Ramier et al. (2011) indicate that infiltration rates probably range between  $10^{-9}$  and  $10^{-7}$   $m.s^{-1}$  which is consistent with previous findings (Hollis and Ovenden, 1988b). However, the  $10^{-7}$   $m.s^{-1}$  limit is in fact relatively close to the values obtained for pervious pavements and the average infiltration-

rates measured for the road sections studied by Ramier et al. (2011) did not exceed  $3.4 \times 10^{-8} \text{ m.s}^{-1}$ . Besides, the  $10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$  value was found to produce low runoff coefficient with the rainfall-runoff model adopted in this study (0.4 to 0.6 depending on other parameters). The  **$10^{-9}$  and  $10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$**  range of variation is therefore conserved but sampling is conducted through  $\log(K_p)$  rather than  $K_p$ .

Evaporation factor  $EF_p$ . Although evaporation represents a large part of the losses on urban surfaces (Ragab et al., 2003a, 2003b), the calculation of evaporation from urban surfaces is generally complex (Berthier et al., 2006; Fletcher et al., 2013) and very simple approaches are therefore adopted to deal with this process. Evaporation can for instance be estimated from the reference evapotranspiration  $ETP_0$  computed from meteorological data for a well irrigated reference surface (Allen et al., 1998; Valeo and Moin, 2000). In this study, the evaporation factor  $EF_p$  is the ratio between potential evaporation and  $ETP_0$ . Rather than a physical quantity, this parameter reflects the uncertainty regarding the magnitude of potential evaporation as compared to the reference value. A wide range of  $EF_p$  values is thus deliberately considered, assuming that actual evaporation ranges between **0 and  $2 \times ETP_0$**  (evapotranspiration for well irrigated grass area).

Retardation factor  $1/T_p$  ( $\text{min}^{-1}$ ). Runoff routing has usually been investigated in the case of large catchments where retardation results from overland flow and transfer through sewer networks (Berne et al., 2004; Rodriguez et al., 2003). For smaller catchments (less than 5ha), justification of the  $1/T_p$  from literature results is more difficult. The lag-time may however reasonably be neglected in the case of very small catchments (few hundred  $\text{m}^2$ ), such as road portions (Deletic, 1998). The selection of the upper limit  $1/T_p$  is based on the results of Bressy et al. (2014) who found the lag-time between rainfall and the outlet of a 0.82 ha catchment to range between 3 and 14 min. In this study, a **0 to 10 min** range of variation is considered.

Suspended solids modelling. In the case of suspended solid concentrations modelling, the water quality model reverts to a widely used wash-off function (see Alley, 1981; Bai and Li, 2013; Sage et al., 2015a), which has mostly been applied in the case of relatively large and complex catchments. Few studies have however investigated the relevance of the model to simulate sediment wash-off from urban streets, and provide support for selection of parameter values:

Reference	$M_{LIM}$ (g.m <sup>-2</sup> )		$D$ (d <sup>-1</sup> )		$C_1$		$C_2$	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
(Kanso, 2004)	0.6	5.5	0.10	17.4	0.01	0.30	0.9	1.4
(Sage et al., 2015c)	0.1	10	0.09	16.5	0.02	0.41	1.0	1.3
(Sage et al., 2015d)	-	-	-	-	0.20	0.26	1.1	1.2

*Range of variations for wash-off model parameters from various studies*

Experimental results suggest that the amount of contaminant accumulated over an urban street may exceed the maximum value reported in table B.1. (Deletic and Orr, 2005; Vaze and Chiew, 2002; Zhao et al., 2011). Nonetheless, this 10 g/m<sup>2</sup> limit appears to be relatively large as compared to the values obtained by Kanso (2004) for 5 urban streets and is in fact similar to the value calculated by Alley and Smith (1981) in the case of a large (5.95 ha) urban watershed. Furthermore, selection of  $M_{LIM}$  values that differ too much from those reported in table A.1 may not be appropriate for the global sensitivity analysis (GSA) as the range of variation of  $M_{LIM}$  should remain consistent with the range of variation of remaining water quality parameters. Values ranging from **0.1 to 10 g/m<sup>2</sup>** are therefore considered for  $M_{LIM}$ .

Maximum values reported in table B.1 for  $D$  are associated with an instantaneous accumulation of sediment on street surfaces (Kanso et al., 2005; Sage et al., 2015c). A 17.4 d<sup>-1</sup>  $D_{ACC}$  value however implies that 95% of  $M_{LIM}$  is reached within 4 hours and these very high accumulation rates should probably be considered as calibration artefacts. Instead, the maximum accumulation rate is thus set to 3 d<sup>-1</sup>, which still results in a quasi-instantaneous pollutant accumulation (as 95% of  $M_{LIM}$  is reached within a day) and  $D_{ACC}$  is thus assumed to range between **0.1 and 3 d<sup>-1</sup>**.

Based on the results presented table B.1, the minimum and maximum values for  $C_1$  are set to **0.01 and 0.5**. In the case of  $C_2$  (which governs the effect of rainfall intensities on simulated concentrations), a wider range of variations is deliberately selected so as to investigate more “extreme” wash-off behaviors, which nonetheless remain realistic (Bai and Li, 2013; Freni et al., 2009b).  $C_2$  is thus assumed to range between **0.5 and 2**.

Zinc concentrations modelling. As opposed to suspended solids, zinc modelling has rarely been investigated and the wash-off function adopted in this study is based on the results presented in Sage et al., (submitted). This study suggests that accumulation parameter values selected for suspended solids concentrations modelling remain acceptable in the case of zinc. Again, the range of variation for  $M_{LIM}$  and  $D$  is set to **0.1 to 10 mg/m<sup>2</sup>** and **0.1 to 3**

$d^{-1}$  and  $C_0$ ,  $C_1$  and  $C_3$  are assumed to range between **1 and 5**, **0.5 and 10** and **0.5 and 1**. The noticeably higher  $C_1$  value obtained in the case of zinc runoff reflects the facts that, for this pollutant, the concentration decrease at a beginning of a rain event is much more pronounced than in the case of sediment wash-off.

### D.1.2. Facility sub-model

Evaporation factor  $EF_F$ . As for the production sub-model, this coefficient reflects modeler's uncertainty regarding the magnitude of evaporation and evapotranspiration in the facility. Although crop coefficient values reported by the Food and Agriculture Organization generally do not exceed 1 for most agricultural crops (Allen et al., 1998), larger values (up to 5) may be expected for species such as willows or poplar trees (Guidi et al., 2008).  $EF_F$  is thus assumed to range between **0 and 5**.

Surface depressions  $SD_F$ . Although usually considered for the parameterization of pervious surfaces in urban catchments, surface depressions are more rarely explicitly accounted for in the case of stormwater management practices modelling and usually not differentiated from the dead volume storage of a facility. At the scale of medium urban catchments (larger than 10ha), depression storage values are usually assumed to range between 1 and 10mm (Berthier et al., 2006, 2004; Ouyang et al., 2012; Rodriguez et al., 2008). Here, because dead volume storage  $h_p$  is a design parameter,  $SD_F$  rather reflects modeller's uncertainty regarding  $h_p$ , and a smaller range of variations is thus considered with  $SD_F$  values between **0 and 5 mm**.

Soil type, area ratio and maximum water elevation. The range of variations of the area ratio  $b$  (between facility and drainage area) and maximum water elevation is selected in accordance with current stormwater management practices and design guidelines (ARC, 2003; CIRIA, 2007; Davis et al., 2009; GLCU, 2014; MBWCP, 2006b; MPCA, 2000; Zhang and Guo, 2012). Area ratios are here assumed to range between **1 and 25%** of the contributing impervious catchment area (although relatively large the upper limit remains realistic in the case of longitudinal facilities such as swales or trenches). Minimum and maximum water elevation values are set to **0 and 400 mm**. Regarding infiltration parameters 9 soil types, based on the USDA classification (Rawls et al., 1982), with conductivities ranging from **0.6 to 25.9 mm/h** are here considered (corresponding hydrodynamic parameters are presented table B.2.). Although this values may appear as relatively low, these soil types are

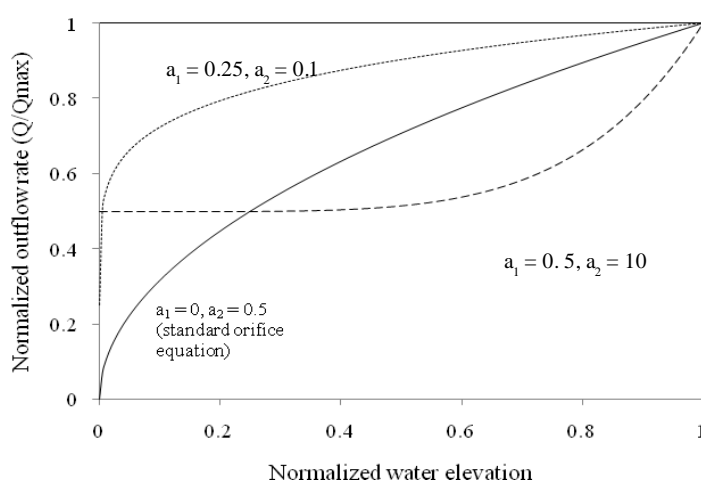


deliberately selected so as to avoid the inclusion of a large proportion of configurations producing a 100% volume or load reduction efficiency in the sensitivity analysis (as such configurations are not informative of model sensitivity).

Soil Type	$K_s$ (mm/h)	$\theta_s$	$\theta_r$	$\theta_{fc}$	$\Psi_b$ (mm)	$\lambda$
Sandy Loam	25.9	0.453	0.041	0.207	146.6	0.322
Loam	13.2	0.463	0.027	0.270	111.5	0.220
Silt Loam	6.8	0.501	0.015	0.330	207.6	0.211
Sandy Clay Loam	4.3	0.430	0.109	0.255	280.8	0.250
Clay Loam	2.3	0.464	0.075	0.318	258.9	0.194
Silty Clay Loam	1.5	0.471	0.040	0.366	325.6	0.151
Sandy Clay	1.2	0.430	0.109	0.339	291.7	0.168
Silty Clay	0.9	0.479	0.056	0.387	341.9	0.127
Clay	0.6	0.475	0.09	0.396	373.3	0.131

*Hydrodynamic parameters for the 9 soil classes with Brooks and Corey water retention model ( $K_s$  = saturated hydraulic conductivity,  $\theta_s$  = saturated water content,  $\theta_r$  = residual water content,  $\theta_{fc}$  = water content at field capacity,  $\Psi_b$  = air entry-pressure,  $\lambda$  = dimensionless pore size distribution index)*

Flow rate parameters. The range of variations maximum outflow rate is selected in accordance with current practices in France or elsewhere in Europe (Petrucci, 2012; Petrucci et al., 2013; Sage et al., 2015b) and is assumed to range between **1 and 20 l/s/ha**. Because the nature of flow-limiting devices is likely to be variable (Bressy et al., 2014; CIRIA, 2007), a wide range of values is considered for parameters  $a_1$  and  $a_2$  (**0 to 0.5** and **0.1 to 10** respectively). The effect of these parameters is illustrated in figure B.1).



*Effect of flow rate parameters  $a_1$  and  $a_2$  on simulated outflow-rates*

## D.2. Procédure de dimensionnement retenue pour la modélisation des ouvrages de régulation

The procedure described below is representative of design practices in France (Petrucci, 2012) and is also similar to other approaches such as the Federal Aviation Administration method for the sizing of small detention basins (Guo, 1999). The storage volume required to manage the 10-year return period storm given facilities design outflow rate  $Q_{MAX}$  is here estimated from intensity-duration-frequency curves:

$$I(d, T) = a(T, d) \times d^{-c(T, d)} \quad (C.1)$$

Where:  $I(d, T)$  = rainfall intensity (mm/min) for selected duration  $d$  and return period  $T$ ,  $a(T, d)$  and  $b(T, d)$  coefficient adjusted from long meteorological records. In this study selected values for the 10-years return period storms were:  $a = 5.10$  and  $c = 0.543$  for durations shorter than 30 minutes and  $a = 10.24$  and  $c = 0.737$  otherwise (representative of Paris region). (Note that in the next equations  $a(T, d)$  and  $c(T, d)$  are simply denoted as  $a$  and  $c$ )

Assuming that rainfall is totally and instantaneously converted into runoff (e.g. no hydrologic losses or transfer), the runoff rate directed to the facility equals  $I(d, T) \times A$  (where  $A$  = catchment area). So as to ensure that the facility systematically captures the runoff volume associated with the 10-year storm, it is necessary to estimate the maximum difference between runoff and outflow-volumes (e.g. storage volume required to retain runoff excess). Outflow rates are generally assumed to remain constant regardless of the amount of water in the facility. Here, the outflow rate considered for the sizing of the facility includes both the infiltration rate and the discharge rate  $Q_{MAX}$ . Here,  $Q$  is thus expressed as a normalized discharge rate over catchment area:

$$Q = Q_{MAX} + b \times K_s \quad (C.2)$$

The estimation of the storage volume  $V$  (expressed as runoff depth over catchment area) can then be seen as the following optimization problem (Petrucci, 2012):

$$V = \max_d [I(d, T) - Q] \times d \quad (C.2)$$

Which may be solved by a simple derivation of previous equation to estimate the rainfall duration  $d^*$  maximizing the volume excess, e.g.:

$$\frac{\partial}{\partial d} (I(d, T) - Q \times d) = 0 \quad (C.3)$$

Using equation C.1 for  $I(d, T)$ ,  $d^*$  can be expressed as:

$$d_* = \left[ \frac{Q_{MAX}}{a \times (1-c)} \right]^{\frac{1}{c}} \quad (C.3)$$

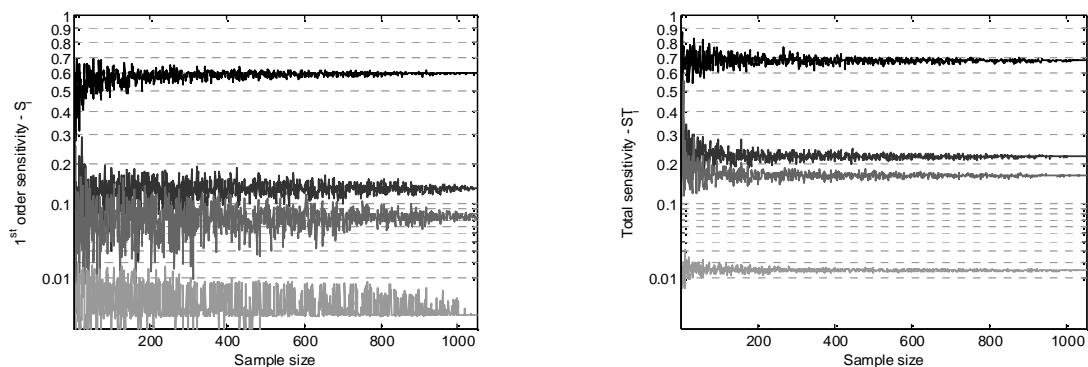
And corresponding storage volume can finally be calculated using equation C.2 with  $d_*$ :

$$V = a \times d_*^{1-c} \quad (C.4)$$

### D.3. Résultats complémentaires pour l'analyse de sensibilité

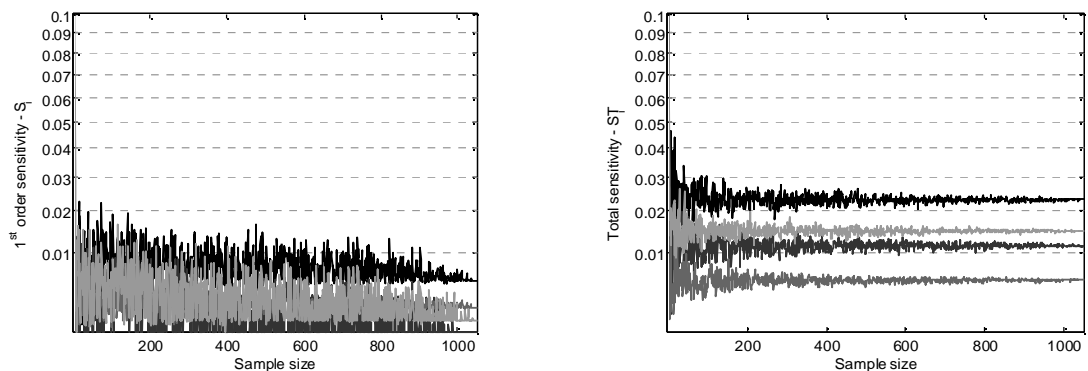
#### D.3.1. Convergence analysis

The convergence of the sensitivity indices is examined by generating random samples of increasing size from the sub-matrices associated with A and B. Among the different estimators presented in Saltelli et al. (2010), best convergence results were obtained in the case of Jansen's (1999) formulae (equations 7 and 8 in the article). The figure below shows the stabilization of first order ( $S_i$ ) and total ( $S_{Ti}$ ) indices as a function of sample size for 4 of the model parameters:



*Convergence of  $S_i$  and  $S_{Ti}$  (total load reduction output) - Results shown for (dark to lighter) surface area ratio  $b$ , ponding depth  $h_p$ , soil type and geometry parameter  $a$*

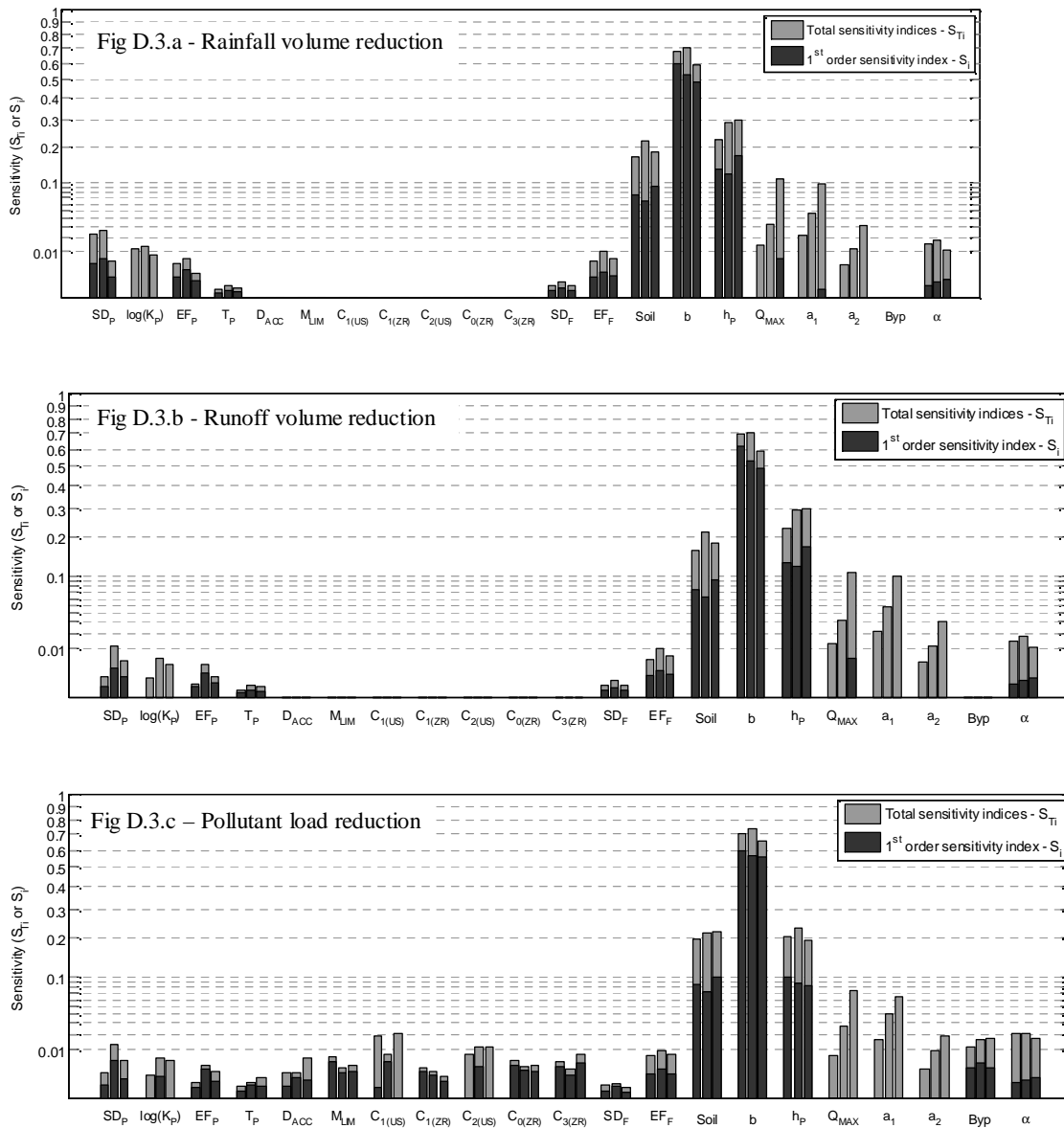
The stabilization of first order and total sensitivity indices was found to be relatively quick, providing a robust parameter ranking at a modest computational cost ( $\approx 300$  samples). For most parameters, no severe inconsistency in the simulation results was observed. As shown below, the convergence of  $S_i$  was nonetheless more difficult in the case of low-sensitivity parameters, sometimes resulting in negative  $S_i$  estimates, which were set to 0 for the discussion.



*Convergence of first order and total the sensitivity indices (total rainfall volume reduction output) - Results shown for (dark to lighter) surface depressions  $SD_P$ , infiltration rates  $\log(K_P)$ , evaporation factor  $EF_P$  and geometry parameter  $a$*

### D.3.2. Sensitivity indices for the different model outputs

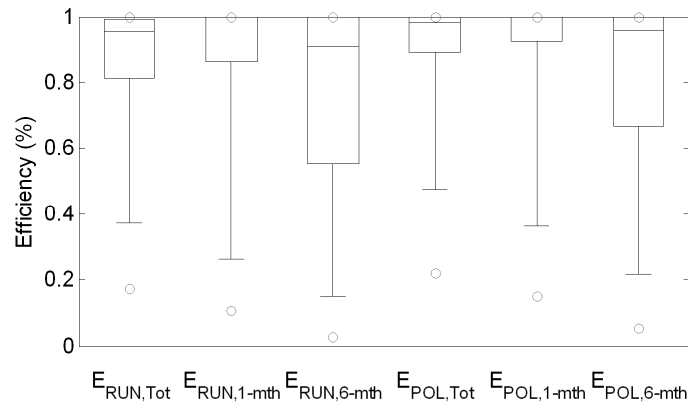
In this study, the outputs selected for the GSA include rainfall volume, runoff volume and pollutant load reduction efficiencies (e.g. percent difference between influent and effluent loads or volumes) computed for the whole simulation period and for the 1- and 6-month return period based on the distribution of daily cumulative loads or volumes (e.g. 9 volume or load reduction outputs). The results of the sensitivity analysis for each of these outputs are presented below



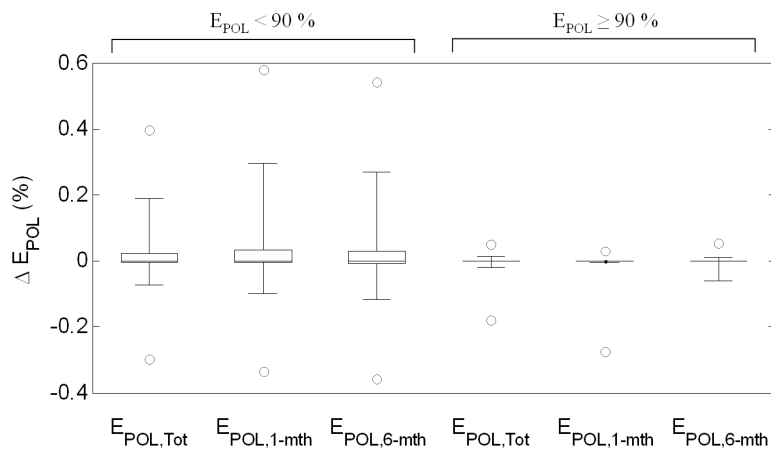
*First order (dark grey) and total sensitivity indices (light grey) for each model output. For each parameter, the three bars respectively represent total, 1 month and 6-month volume/load reductions*

### D.3.3. Distribution of simulated efficiencies

The range of parameters selected for the sensitivity analysis allows in most situations to capture a very large fraction of the runoff volume (box-plots of simulated runoff and pollution control efficiencies are presented in below). Because sensitivity indices account for the effect of input factors over the whole range of parameter, and since a lower sensitivity is generally observed for the most efficient facility designs (see the second box-plots series), low  $S_i$  and  $S_{T_i}$  values do not necessarily indicate a negligible effect of input factors. This result therefore evidences the limits of an approach solely based on sensitivity indices.



Box-plot of simulated runoff and pollutant removal efficiencies (the box delimitate the 1<sup>st</sup> and 3<sup>rd</sup> quartiles, whiskers represent the 5<sup>th</sup> and 95<sup>th</sup> percentiles and circles are associated with the 1<sup>st</sup> and 99<sup>th</sup> percentile of the distributions)

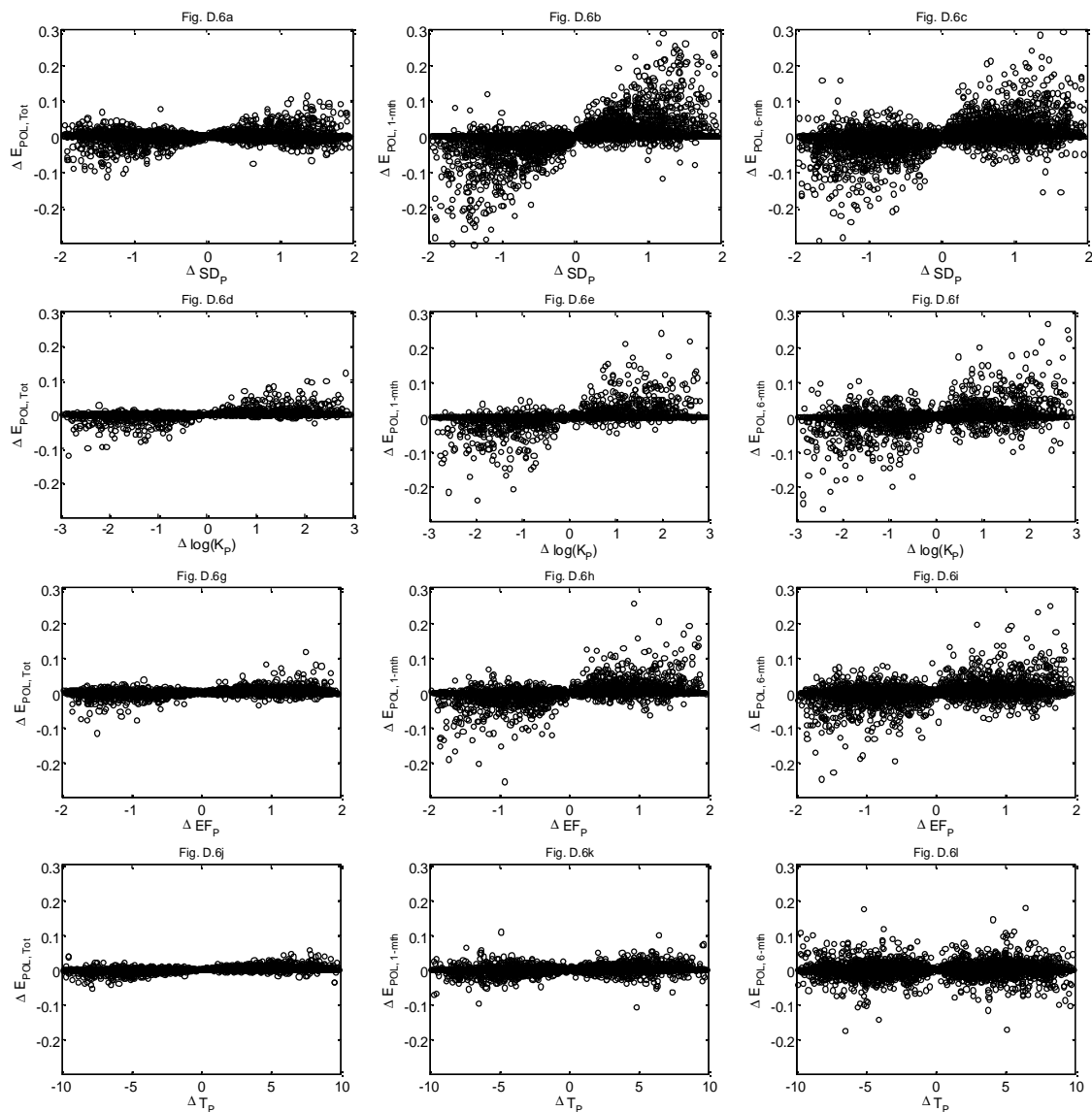


Box-plot of the variations in model response  $\Delta E_{POL}$  under a change in one input factor calculated across all parameters (e.g.  $|f(A)-f(A_{Bi})|$ ) for the 19 model parameters presented in table 2) (the box delimitate the 1<sup>st</sup> and 3<sup>rd</sup> quartiles, whiskers represent the 5<sup>th</sup> and 95<sup>th</sup> percentiles and circles are associated with the 1<sup>st</sup> and 99<sup>th</sup> percentiles of the distributions)

### D.3.4. Effect of process related factors

#### a) Runoff model parameters

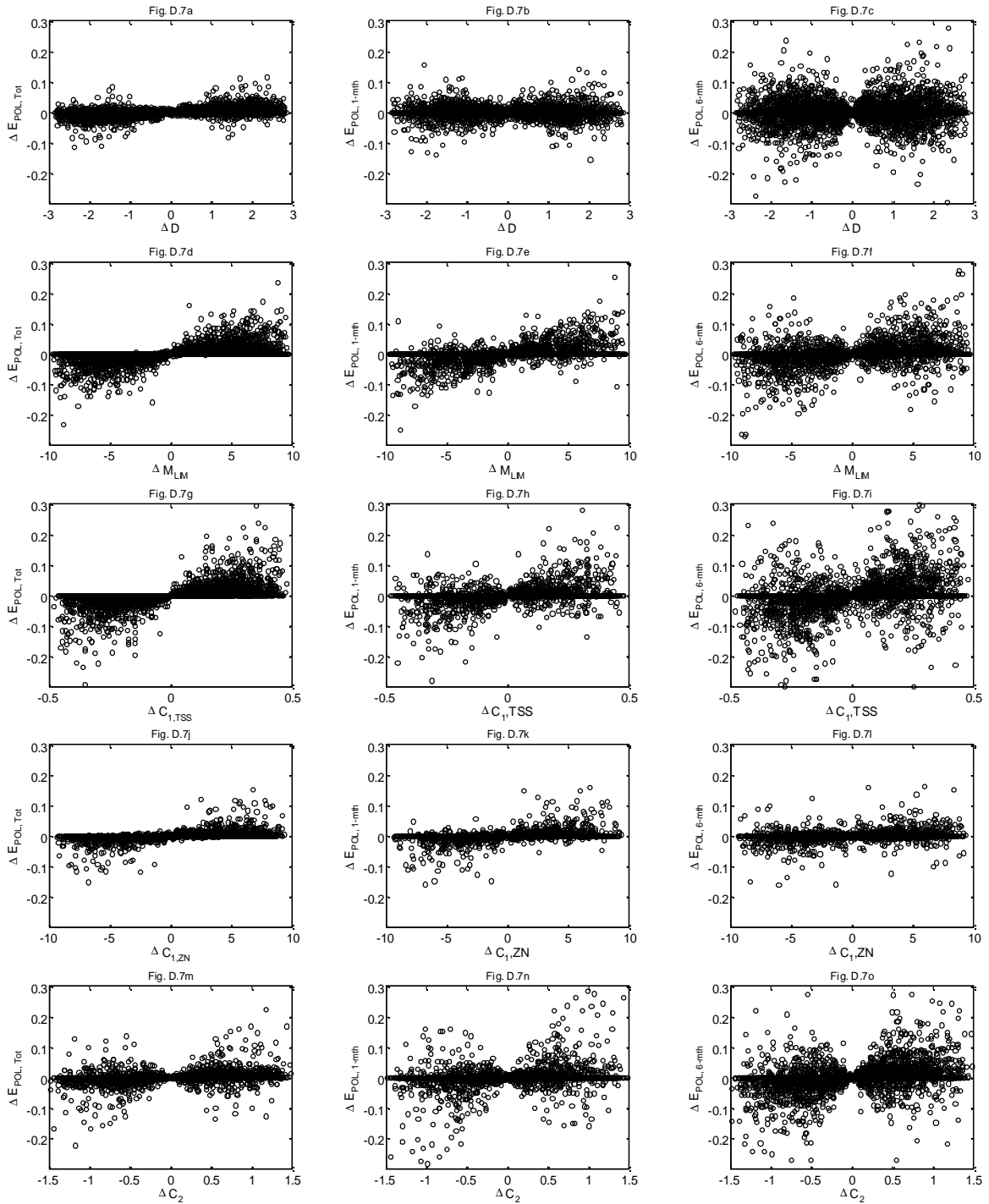
The effect of variations in runoff model parameters  $SD_P$ ,  $\log(K_P)$ ,  $EF_P$  and  $T_P$  on pollutant load efficiencies  $E_{POL,Tot}$ ,  $E_{POL,1-mth}$  and  $E_{POL,6-mth}$  is presented below.



Effect of runoff-model parameters  $SD_P$ ,  $\log(K_P)$ ,  $EF_P$  and  $T_P$  on pollutant load efficiencies  $E_{POL,Tot}$ ,  $E_{POL,1-mth}$  and  $E_{POL,6-mth}$

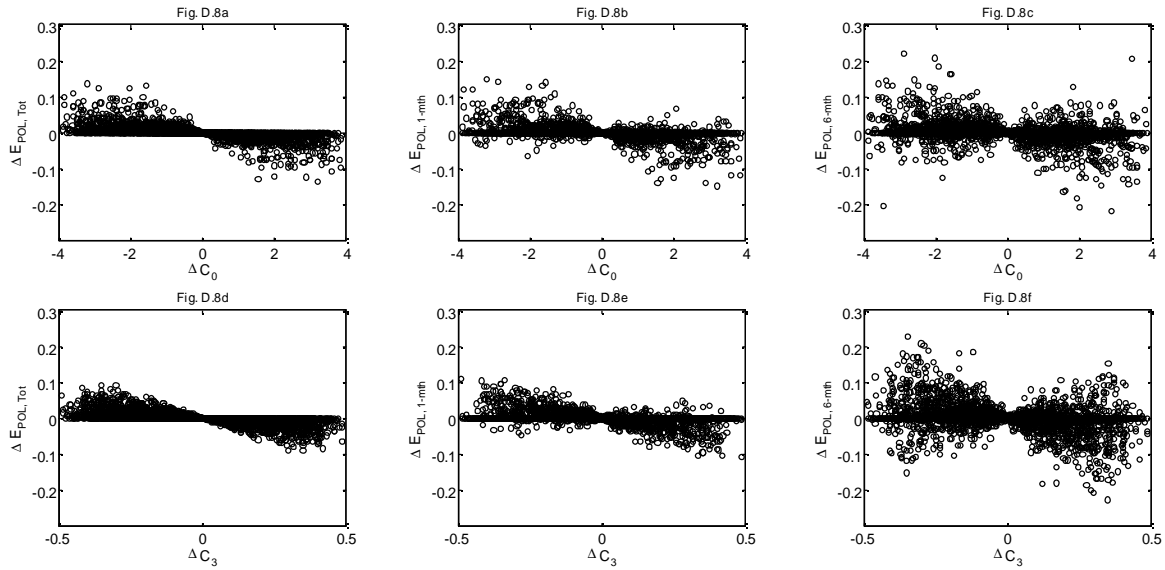
*b) Water quality model parameters*

The effect of variations in water quality model parameters on pollutant load efficiencies  $E_{POL,ToT}$ ,  $E_{POL,1-mth}$  and  $E_{POL,6-mth}$  is presented below.



*Effect of water quality model parameters  $D$ ,  $M_{LM}$ ,  $C_1$  and  $C_2$  on pollutant load efficiencies  $E_{POL,ToT}$ ,  $E_{POL,1-mth}$  and  $E_{POL,6-mth}$*





Effect of water quality model parameters  $C_0$  and  $C_3$  on pollutant load efficiencies  $E_{POL,Tot}$ ,  $E_{POL,1-mth}$  and  $E_{POL,6-mth}$

### D.3.5. Facility sub-model input factors

The effect of variations in surface depression  $SD_F$  and evaporation factor  $EF_F$  on pollutant load efficiencies  $E_{POL,Tot}$ ,  $E_{POL,1-mth}$  and  $E_{POL,6-mth}$  is presented as scatter-plots in figure D.9. The variations in simulated efficiencies associated with a modification of the infiltration model are shown in table D.1. and D.2.

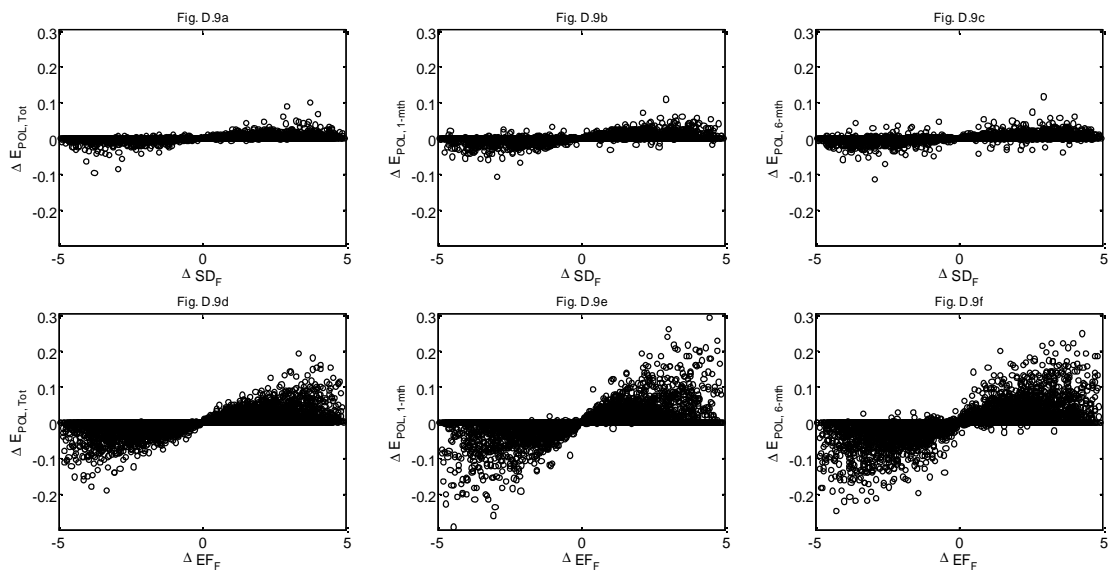


Figure D.9 – Effect of facility sub-model parameters parameters  $SD_F$ , and  $EF_F$  on pollutant load efficiencies  $E_{POL,Tot}$ ,  $E_{POL,1-mth}$  and  $E_{POL,6-mth}$

**Annexe D - Eléments complémentaires sur la chaîne de modélisation de référence**

	Rainfall volume reduction			Runoff volume reduction			Load reduction		
	Total	1 month	6 months	Total	1 month	6 months	Total	1 month	6 months
Mean	2.5 %	2.5 %	6.0 %	3.2 %	2.9 %	6.3 %	1.6 %	1.6 %	3.6 %
Std. dev.	3.2 %	5.8 %	7.7 %	3.8 %	6.8 %	8.1 %	3.2 %	4.5 %	6.8 %
5 <sup>th</sup> P.	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0.2 %	0 %	0 %
95 <sup>th</sup> P.	8.7 %	16 %	21 %	11 %	18 %	22 %	7.5 %	11 %	17 %

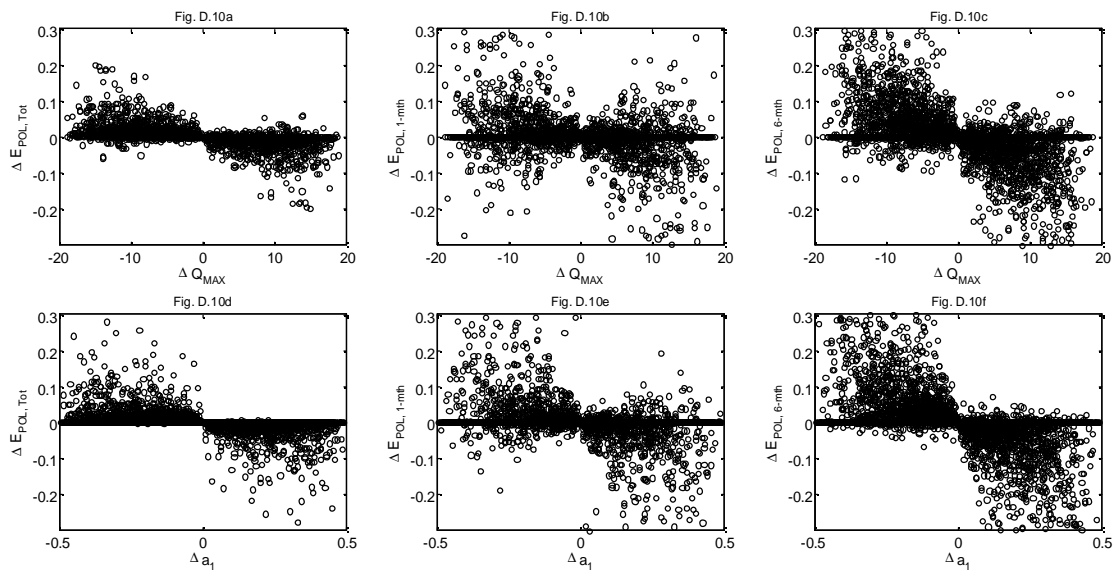
*Table D.1 - Differences in the efficiency simulated for the MGAR2 and the simple Green-Ampt model*

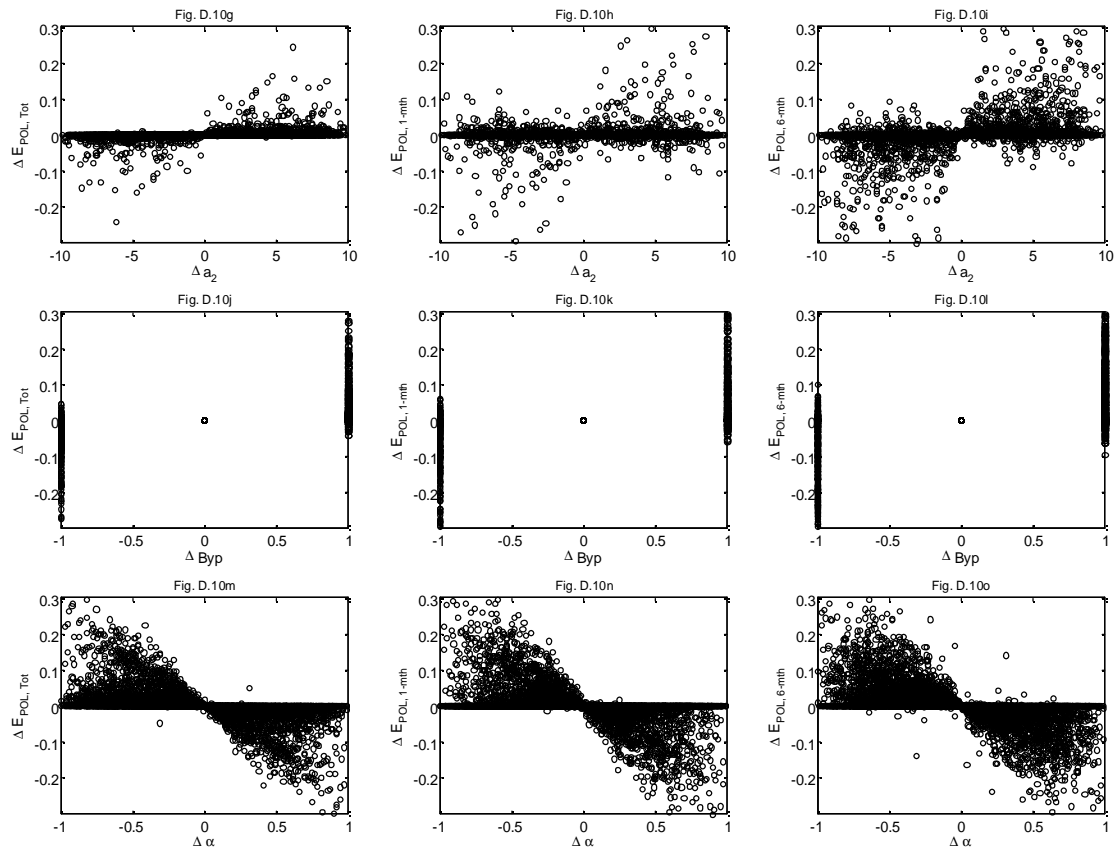
	Rainfall volume reduction			Runoff volume reduction			Load reduction		
	Total	1 month	6 months	Total	1 month	6 months	Total	1 month	6 months
Mean	-4.4 %	-5.7 %	-8.8 %	-5.4 %	-6.8 %	-9.2 %	-4.2 %	-5.3 %	-8.9 %
Std. dev.	5.1 %	10 %	9.0 %	6.2 %	12 %	9.4 %	7.4 %	10 %	11 %
5 <sup>th</sup> P.	-15 %	-28 %	-26 %	-19 %	-34 %	-27 %	-19 %	-28 %	-29 %
95 <sup>th</sup> P.	-0.1 %	0 %	0 %	-0.1 %	0 %	0 %	0.2 %	0 %	0 %

*Table D.2 - Difference in the efficiency simulated for the MGAR2 and the simple constant infiltration rate model (expressed as the difference between constant infiltration model and MGAR2 efficiencies)*

### D.3.6. Effect of design parameters

The effect of variations in surface design parameters on pollutant load efficiencies  $E_{POL,Tot}$ ,  $E_{POL,1-mth}$  and  $E_{POL,6-mth}$  is presented in figure D.9. The variations in simulated efficiencies associated with a modification of b, Soil Type or  $h_p$  are not shown here.





Effect of BMP design parameters  $Q_{MAX}$ ,  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $Byp$  and  $\alpha$  on pollutant load efficiencies  $E_{POL, Tot}$ ,  $E_{POL, 1-mth}$  and  $E_{POL, 6-mth}$

# Annexe E. Etude du dimensionnement des techniques alternatives

## E.1. Configurations spécifiques de la chaîne de modélisation utilisées dans la Partie 5

**Réduction des volumes :** Les jeux de paramètres correspondant aux distributions présentées dans les figures .8 et 1.1, donnant lieu à une efficacité  $E_{POL,Tot}$  d'environ 75% sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Paramètres		Description	Configuration			
Nom	Unité		1	2	3	4
$SD_P$	(mm)	Surface depressions	1	1	1	1
$K_P$	(m.s <sup>-1</sup> )	Infiltration rates (streets only)	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-8</sup>
$EF_P$	-	Evaporation factor	1	1	1	1
$T_P$	(min)	Retardation factor ( linear reservoir model)	0	0	0	0
$D_{ACC}$	(d <sup>-1</sup> )	Pollutant accumulation rate	1.5	1.5	1.5	1.5
$M_{LIM}$	(g.m <sup>-2</sup> )	Asymptotic pollutant load	5	5	5	5
$C_0$	-	Wash-off model parameter	/	/	/	/
$C_1$	-	Wash-off model parameter	0.2	0.2	0.2	0.2
$C_2$	-	Wash-off model parameter	1.15	1.15	1.15	1.15
$C_3$	-	Wash-off model parameter	/	/	/	/
<i>Soil</i>	-	Soil type using the USDA classification	SC <sup>1</sup>	SL <sup>2</sup>	SC <sup>1</sup>	SL <sup>2</sup>
$b$	(%)	Facility to drainage area ratio	9.5	3	4	1.25
$h_P$	(mm)	Dead volume storage	50	50	300	300
$Q_{MAX}$	(l.s <sup>-1</sup> .ha <sup>-1</sup> )	Design outflow rate	0	0	0	0
$a_1$	-	Flow-rate control parameter	/	/	/	/
$a_2$	-	Flow-rate control parameter	/	/	/	/
$\alpha$	-	Geometry parameter	0	0	0	0
$B_{yp}$	-	Bypass parameter	0	0	0	0
$SD_F$	(mm)	Surface depressions	5	5	5	5
$EF_F$	-	Evaporation factor	1	1	1	1

<sup>1</sup>Sandy Clay, <sup>2</sup>Sandy Loam

*Configuration spécifique retenue pour la construction des distributions des rejets, des teneurs en eau moyenne et des niveaux de remplissage présentés dans la partie 5. Cas des scénarios de réductions des volumes*

Dans le cas de la Figure 5.6 (cf. page 253), représentant la distribution des niveaux de remplissage maximums et moyens journaliers de l'ouvrage, la position de la distribution correspondant à la configuration présentée dans le tableau précédent s'explique essentiellement par la valeur du paramètre de géométrie  $\alpha$ . D'après la Figure 5.6, la configuration retenue semble donner lieu aux niveaux de remplissage les plus faibles de

l'intervalle 10-90% obtenu par propagation de l'incertitude sur les paramètres ne renvoyant pas au dimensionnement. Le niveau de remplissage étant exprimé comme un pourcentage de la profondeur totale de l'ouvrage, celui-ci est lorsque le volume stocké dans l'ouvrage est relativement faible (ce qui correspond aux observations les plus fréquentes) d'autant plus grand que  $\alpha$  est grand, c'est-à-dire que les berges sont inclinées (la relation entre le volume stocké et la hauteur d'eau réelle dans l'ouvrage est au paragraphe 4.2.1). La valeur du paramètre  $\alpha$  retenue dans la configuration précédente étant 0 (ce qui correspond à l'hypothèse d'un ouvrage à berges verticales), le niveau de remplissage obtenu pour les faibles valeurs de fréquence de non-dépassement est donc nettement plus faible qu'il ne l'aurait été pour  $\alpha = 1$ .

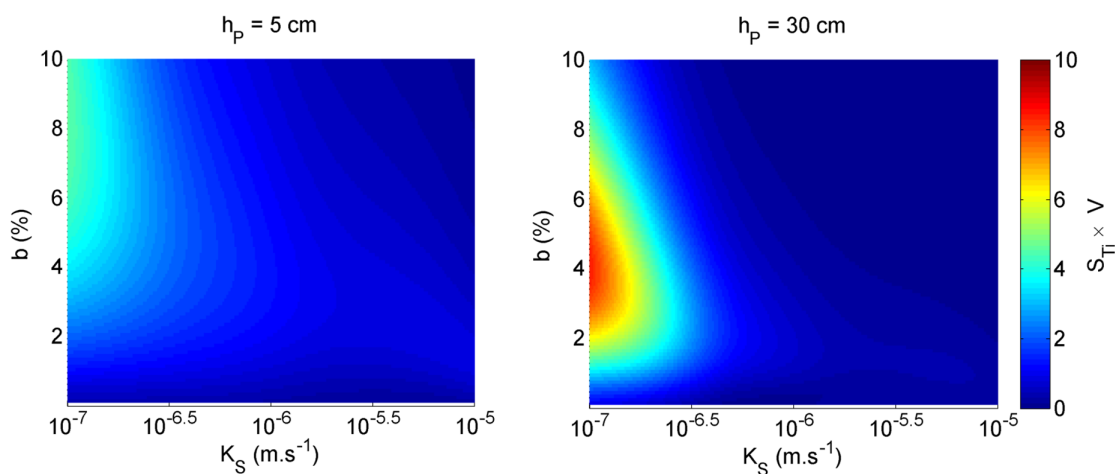
**Régulation des débits :** Les jeux de paramètres correspondant aux distributions présentées dans les figures 1.3 et .16, donnant lieu à une efficacité  $E_{POL,Tot}$  d'environ 75% sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Paramètres			Configuration			
Nom	Unité	Description	5	6	7	8
$SD_P$	(mm)	Surface depressions	1	1	1	1
$K_P$	(m.s <sup>-1</sup> )	Infiltration rates (streets only)	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-8</sup>
$EF_P$	-	Evaporation factor	1	1	1	1
$T_P$	(min)	Retardation factor ( linear reservoir model)	0	0	0	0
$D_{ACC}$	(d <sup>-1</sup> )	Pollutant accumulation rate	1.5	1.5	1.5	1.5
$M_{LIM}$	(g.m <sup>-2</sup> )	Asymptotic pollutant load	5	5	5	5
$C_0$	-	Wash-off model parameter	/	/	/	/
$C_1$	-	Wash-off model parameter	0.2	0.2	0.2	0.2
$C_2$	-	Wash-off model parameter	1.15	1.15	1.15	1.15
$C_3$	-	Wash-off model parameter	/	/	/	/
<i>Soil</i>	-	Soil type using the USDA classification	SC <sup>1</sup>	SL <sup>2</sup>	SC <sup>1</sup>	SL <sup>2</sup>
$b$	(%)	Facility to drainage area ratio	8.1	0.98	5.8	0.80
$h_P$	(mm)	Dead volume storage	50	50	300	300
$Q_{MAX}$	(l.s <sup>-1</sup> .ha <sup>-1</sup> )	Design outflow rate	1	1	1	1
$a_1$	-	Flow-rate control parameter	0	0	0	0
$a_2$	-	Flow-rate control parameter	0.5	0.5	0.5	0.5
$\alpha$	-	Geometry parameter	0.41	0.41	0.41	0.41
$B_{yp}$	-	Bypass parameter	0	0	0	0
$SD_F$	(mm)	Surface depressions	10	10	10	10
$EF_F$	-	Evaporation factor	1	1	1	1

*Configuration spécifique retenue pour la construction des distributions des rejets, des teneurs en eau moyenne et des niveaux de remplissage présentés dans la partie 5. Cas des scénarios de régulation des débits.*

## E.2. Interprétation de la variabilité des efficacités observée sur certains abaques

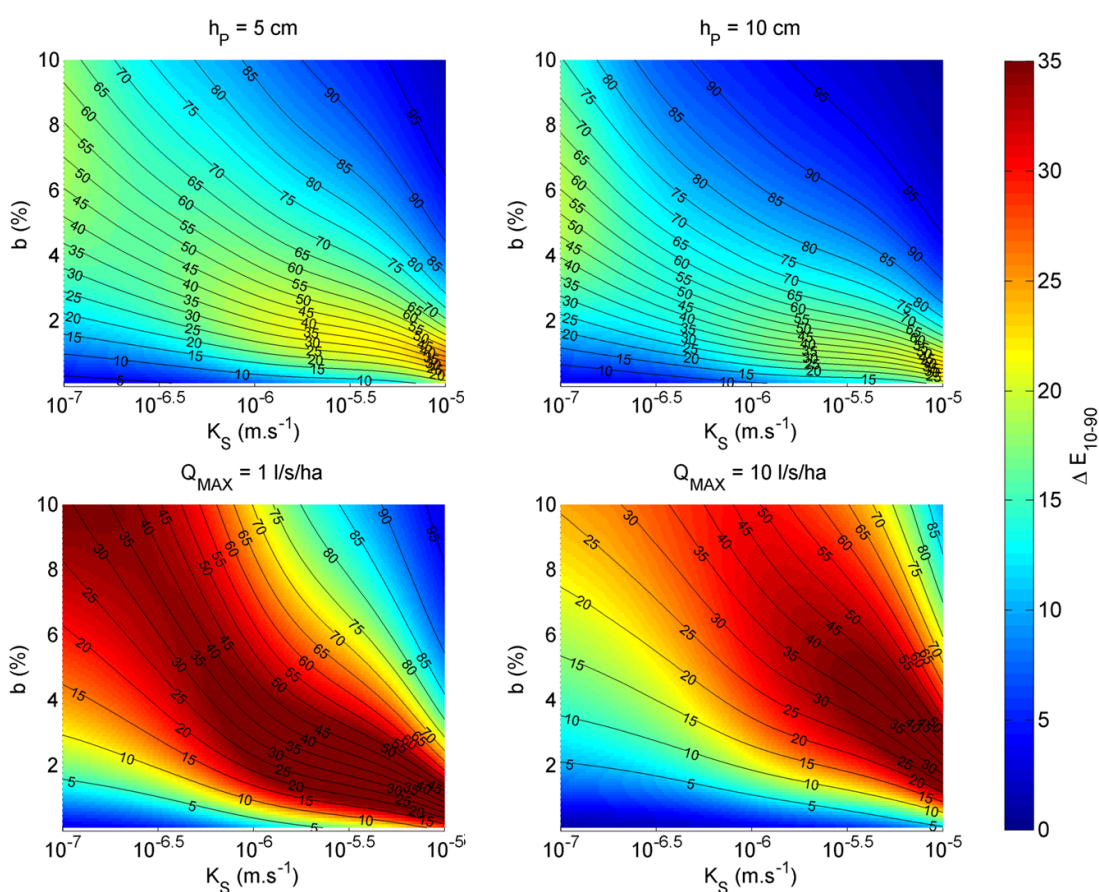
La sensibilité des efficacités simulées par le méta-modèle pour les différentes configurations présentées dans les abaques peut être évaluée en adoptant une approche similaire à celle des indices de Sobol (1993) utilisée en 4.2. Dans la suite, les indices de sensibilité  $S_{T_i}$  associés au paramètre d'évaporation  $EF_F$  sont calculés pour l'ensemble des points des abaques correspondant aux stratégies de réduction des volumes ruisselés pour  $h_p = 5$  et 30 cm de façon à expliquer la variabilité des efficacités observée pour les faibles valeurs de  $K_S$ . Afin de ne pas attribuer une forte sensibilité aux configurations pour lesquelles la variabilité totale des efficacités est très limitée, la sensibilité est ici exprimée comme le produit de  $S_{T_i}$  et de la variance des abattements simulés  $S_{T_i} \times V$ . Le produit  $S_{T_i} \times V$  est donc une mesure non normalisée (contrairement aux indices de Sobol) de la contribution du coefficient  $EF_F$  à la variance des efficacités simulées. Les graphiques obtenus permettent alors d'expliquer la variabilité des résultats observés pour cette région du plan  $b$   $K_S$ .



*Identification de la source de la variabilité dans les abaques présentés en 2425.3 - Sensibilité des résultats des abattements simulés pour les scénarios de réduction des volumes au paramètre d'évapotranspiration  $EF_F$*

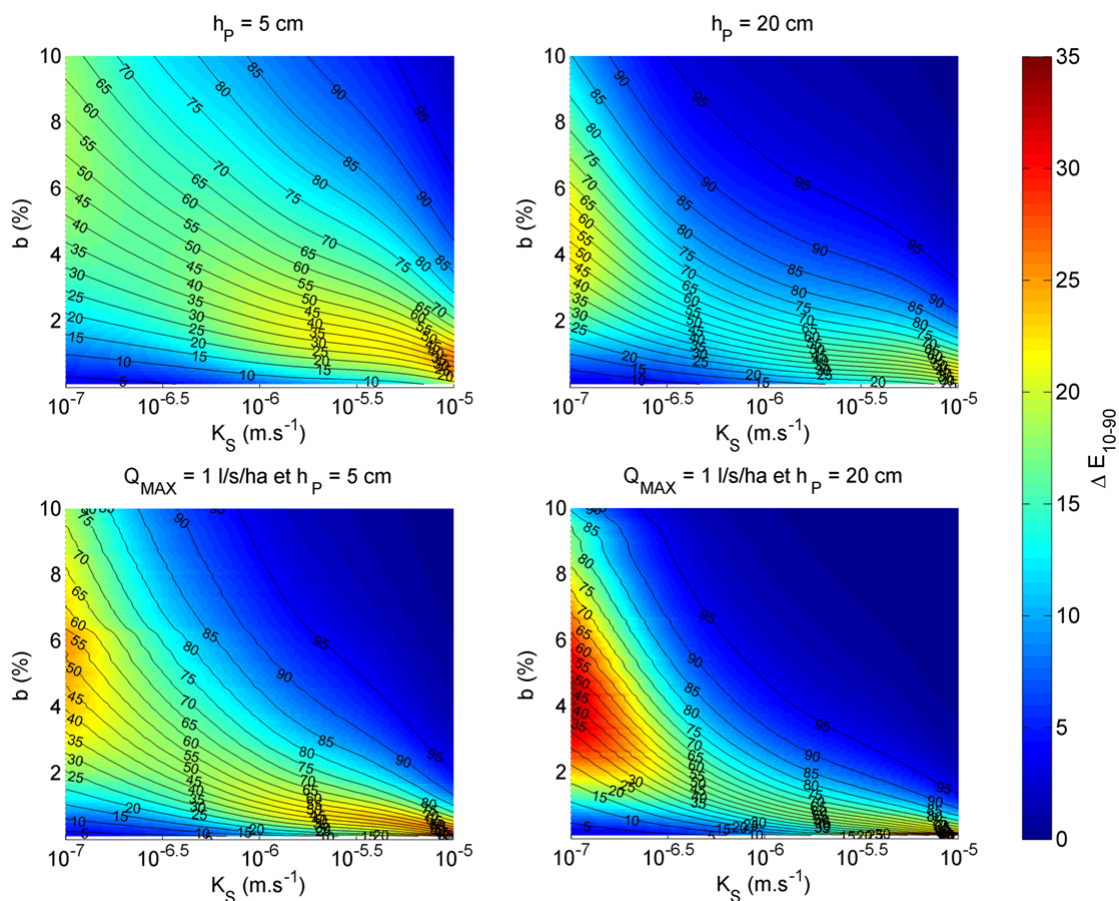
### E.3. Comparaison des scénarios de réduction des volumes et de régulation des débits

Afin de faciliter la comparaison des abaques obtenus pour les scénarios de réduction des volumes et de régulation des débits, certains des graphiques présentés dans la Partie 5 pour chacune des stratégies de gestion sont dans la suite ici présentés conjointement. Le premier graphique permet une comparaison des abattements simulés pour les stratégies de réduction des volumes à ceux obtenus pour la régulation des débits en absence de volume mort :



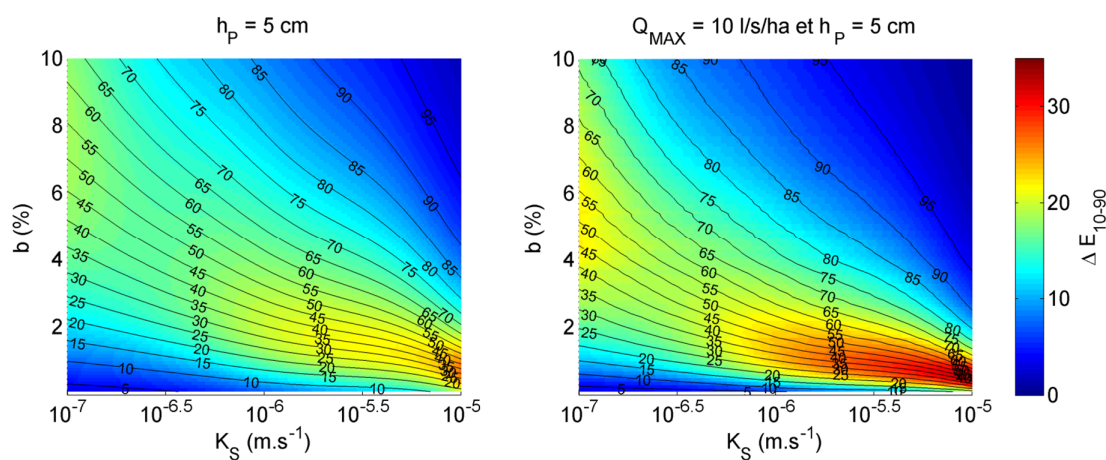
*Comparaison des scénarios de réduction des volumes ( $h_p = 5$  et  $10$  cm) à ceux de régulation des débits (en absence de volume mort)*

Dans le graphique suivant, les abaques correspondant aux scénarios de réduction des volumes pour  $h_p = 5$  et  $20$  cm sont comparés à ceux obtenus pour la régulation des débits pour un débit de fuite de  $1$  l/s/ha. La comparaison permet de mettre en évidence l'augmentation de l'efficacité associée au stockage d'un volume supplémentaire au dessus du niveau du dispositif de régulation :



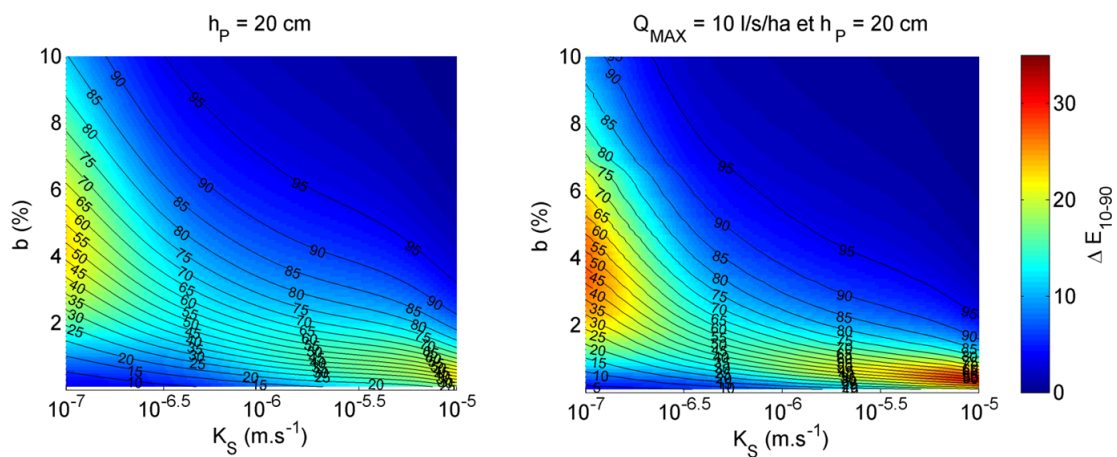
Comparaison des scénarios de réduction des volumes à ceux de régulation des débits pour  $Q_{MAX} = 1 \text{ l/s/ha}$  (avec volume mort)

Une dernière comparaison met ici en évidence la proximité de réduction des volumes et régulation des débits pour les fortes valeurs du débit de fuite  $Q_{MAX}$  :



Comparaison des scénarios de réduction des volumes à ceux de régulation des débits pour  $Q_{MAX} = 10 \text{ l/s/ha}$  et  $h_p = 5 \text{ cm}$  (avec volume mort)



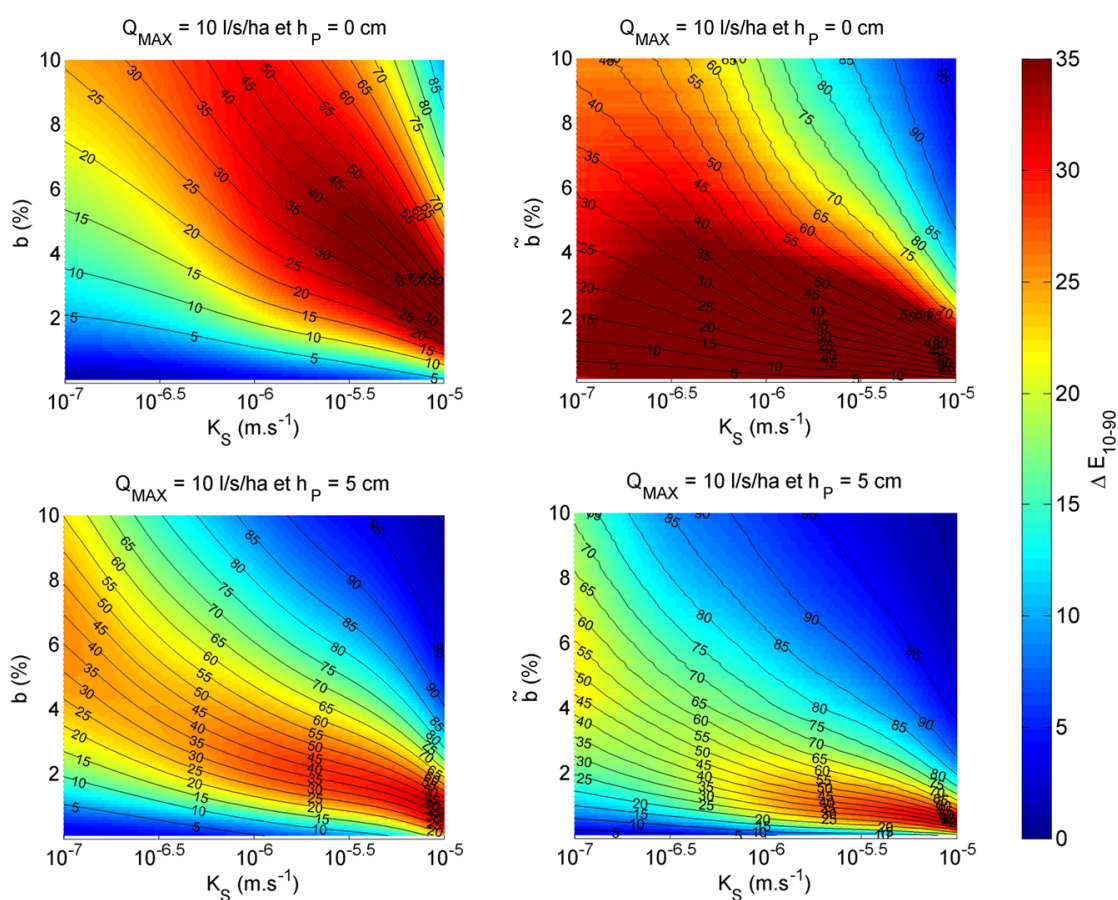


Comparaison des scénarios de réduction des volumes à ceux de régulation des débits pour  $Q_{MAX} = 10 \text{ l/s/ha et } h_p = 20 \text{ cm}$  (avec volume mort)

## E.4. Représentation de l'efficacité pour les stratégies de régulation des débits

Les graphiques ci-dessous permettent de comparer l'allure des abaques obtenus pour les stratégies de régulation des débits suivant les paramètres explicatifs retenus pour caractériser les dimensions de l'ouvrage. Les modes de représentation retenus sont (1) l'efficacité en fonction des paramètres  $b$  et  $K_S$  (adoptée pour l'analyse des scénarios de réduction des volumes) et (2) l'efficacité en fonction des paramètres  $\tilde{b}$  et  $K_S$ , où  $\tilde{b}$  désigne la surface d'infiltration disponible sous le niveau du régulateur.

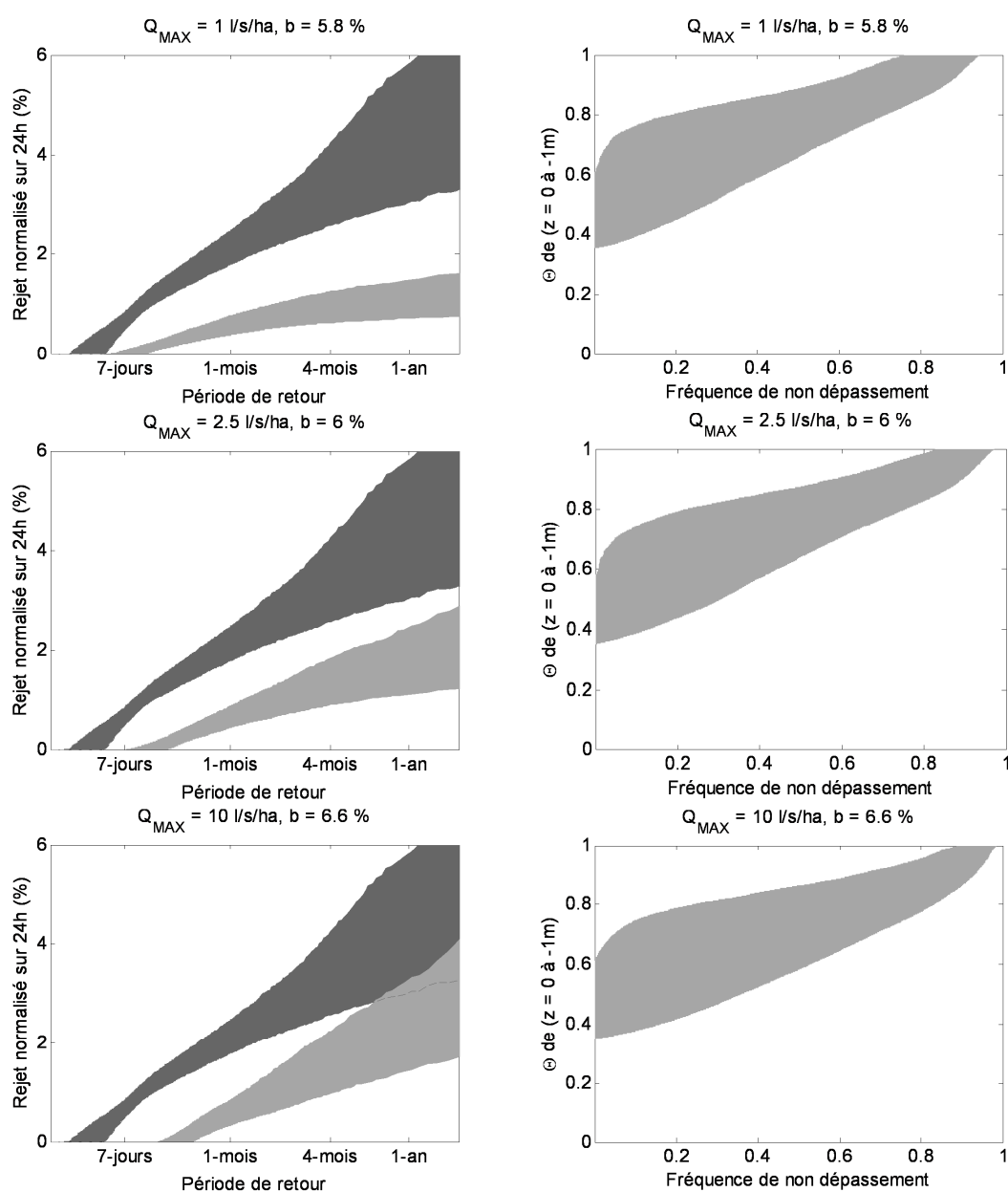
Les résultats ci-dessous illustrent l'intérêt du second mode de représentation dans le cas de volumes morts non nuls : en présence d'un volume mort, l'introduction de  $\tilde{b}$  permet en effet de réduire la variabilité des efficacités simulées. Pour  $h_P = 0$ ,  $\tilde{b} = \alpha \times b$  et cette modification ne semble en revanche pas réellement pertinente



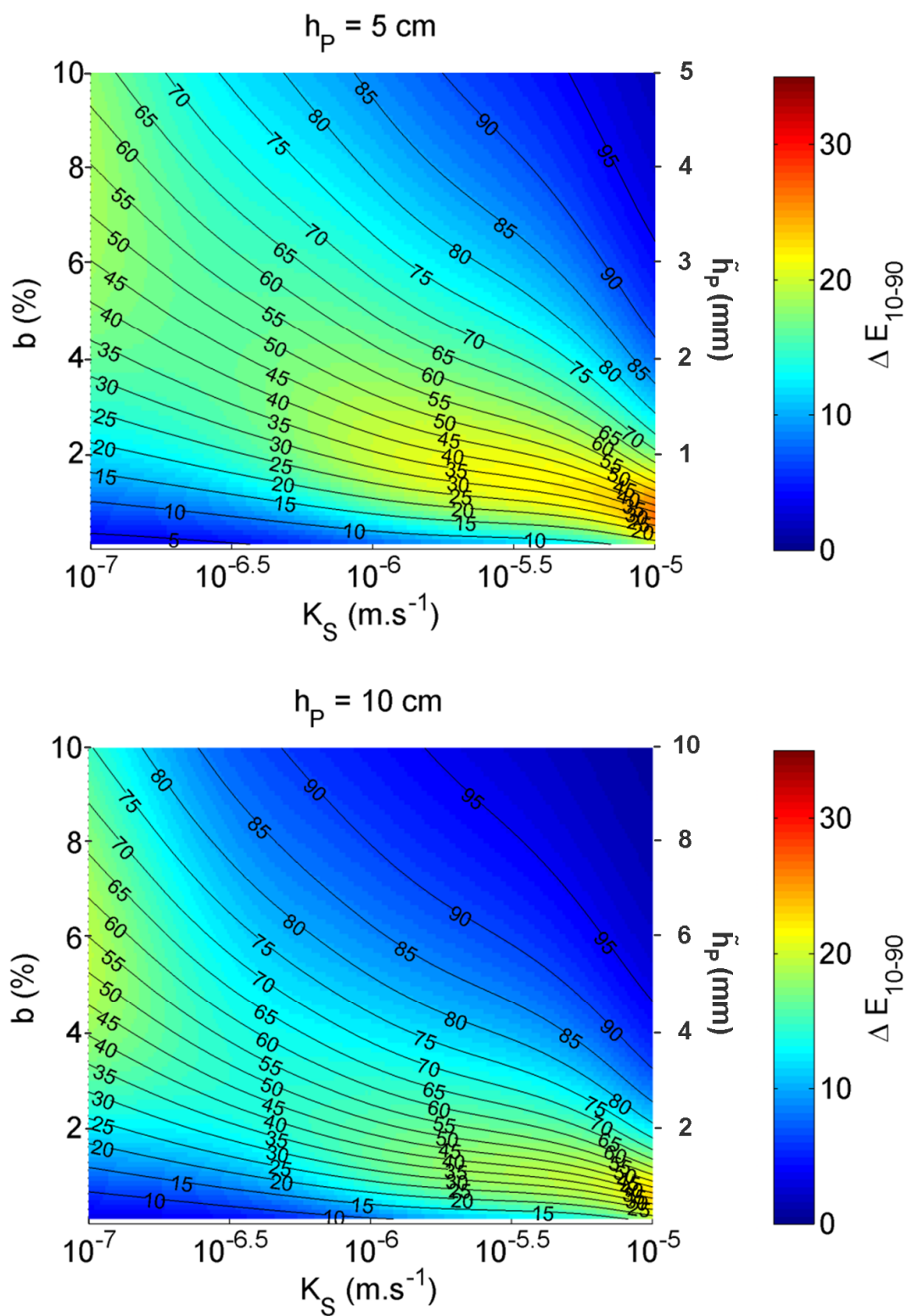
Comparaison de deux modes de présentations des résultats pour les scénarios de régulation des débits

## E.5. Incidence d'une augmentation débit de consigne $Q_{MAX}$ pour la configuration 6

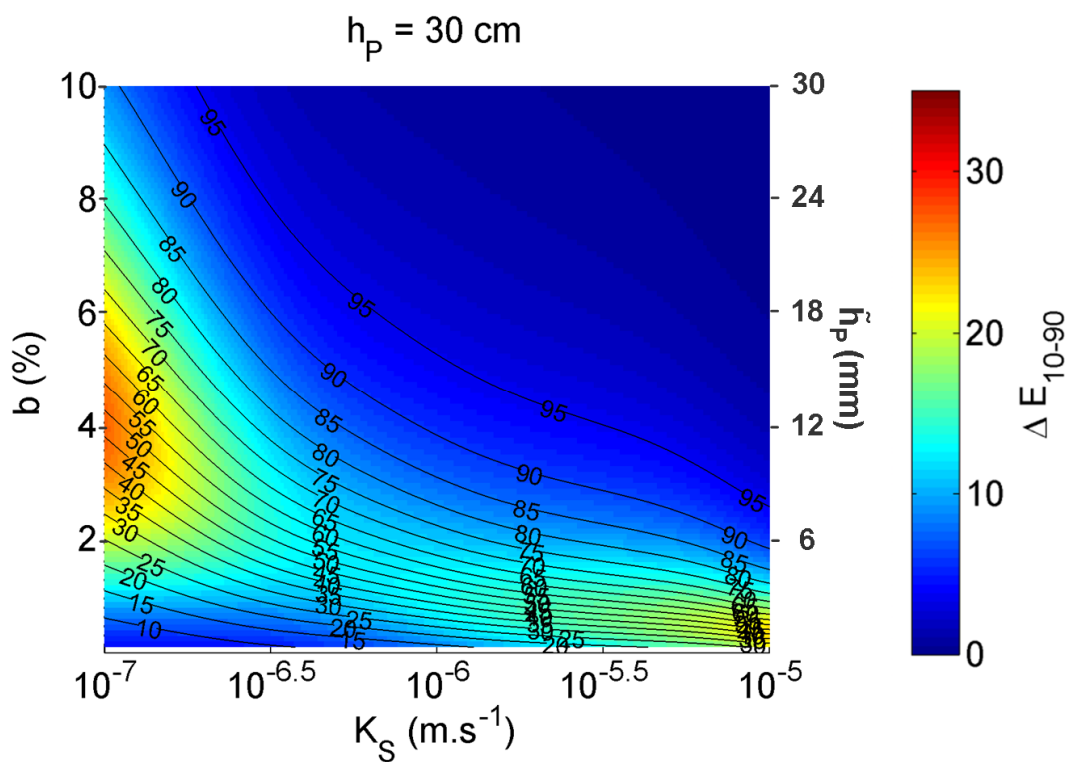
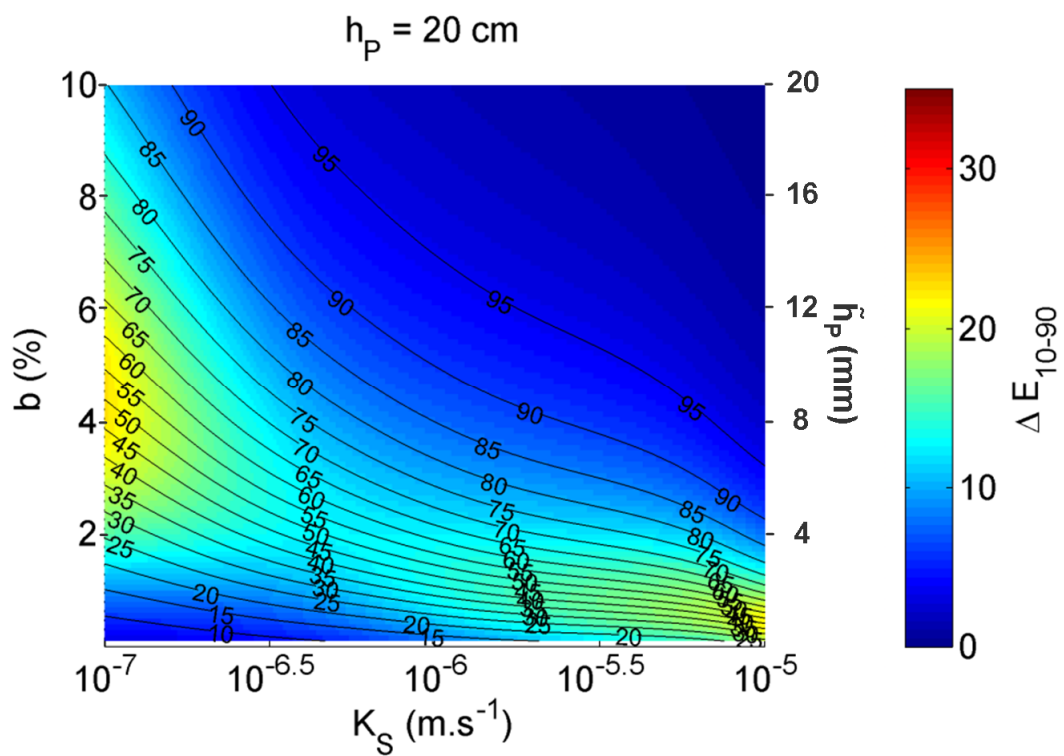
Les distributions des rejets et des teneurs en eau moyenne sur 1 m de sol simulées pour des scénarios de dimensionnement analogues à la configuration 6 ( $K_S = 3.10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$ ,  $h_P = 5 \text{ cm}$ ) sont présentées ci-dessous. L'objectif est ici d'évaluer l'incidence d'une augmentation du débit de fuite  $Q_{MAX}$  à 2.5 puis 10 l/s/ha. Pour les configurations correspondantes, la surface d'infiltration de l'ouvrage est ajustée de manière à retrouver un niveau d'efficacité similaire à celui de la configuration 6 ( $E_{POL,Tot} = 75\%$ ).



## E.6. Abaques obtenus pour les stratégies de réduction des volumes

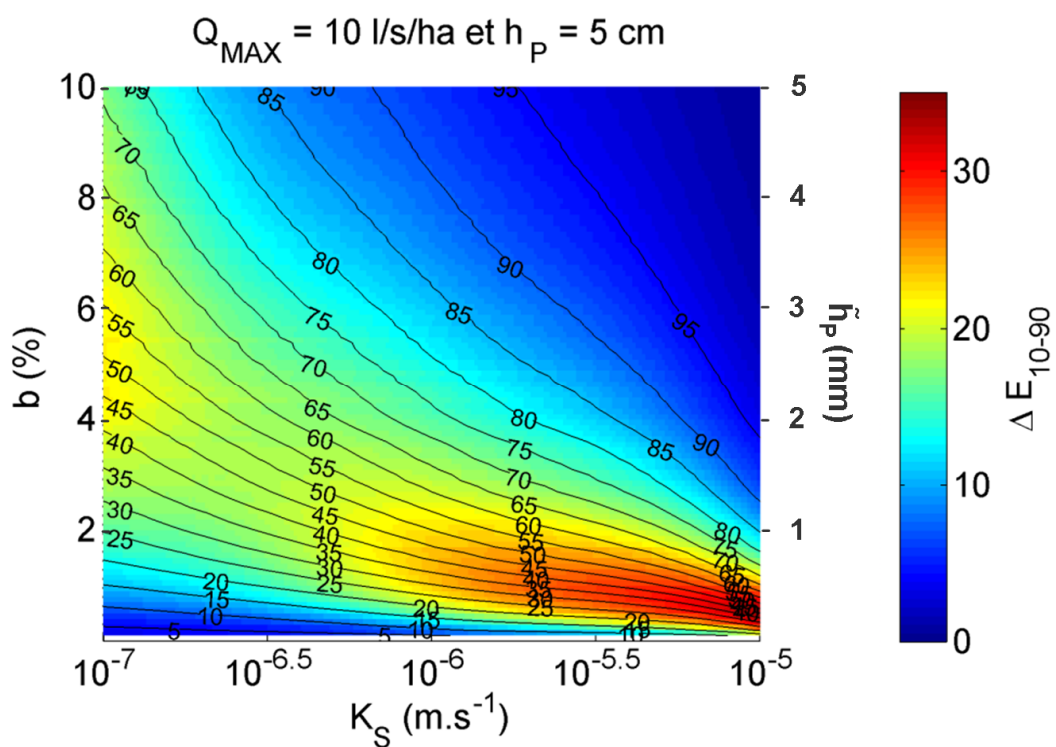
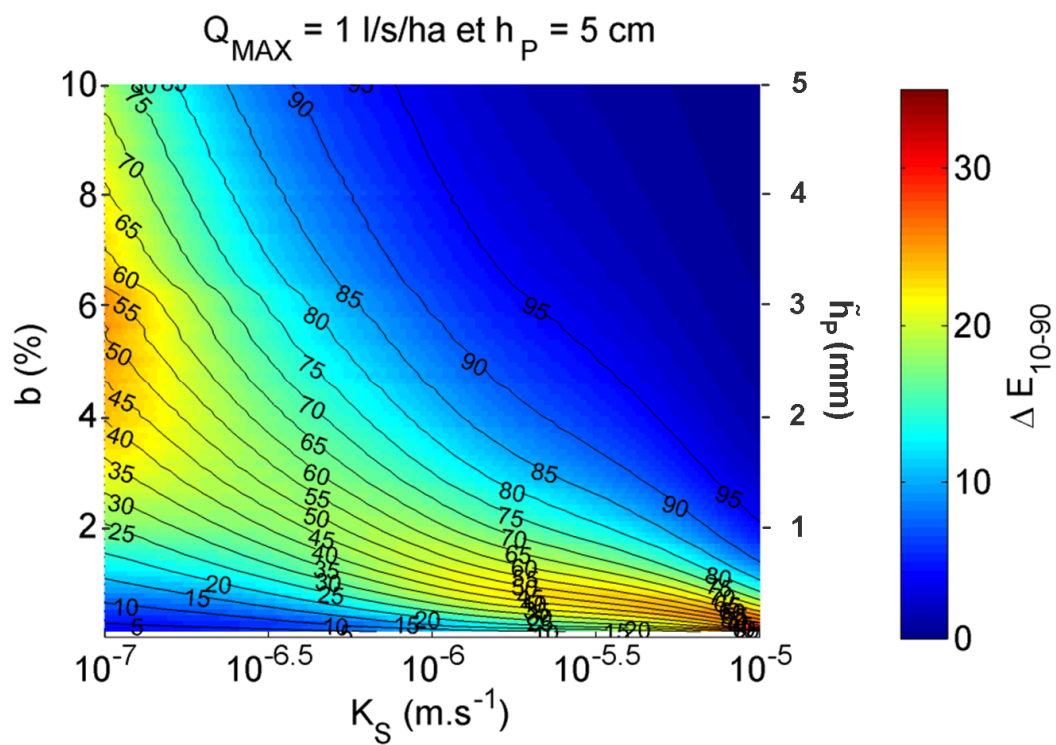


Agrandissement des abaques présentés page 246



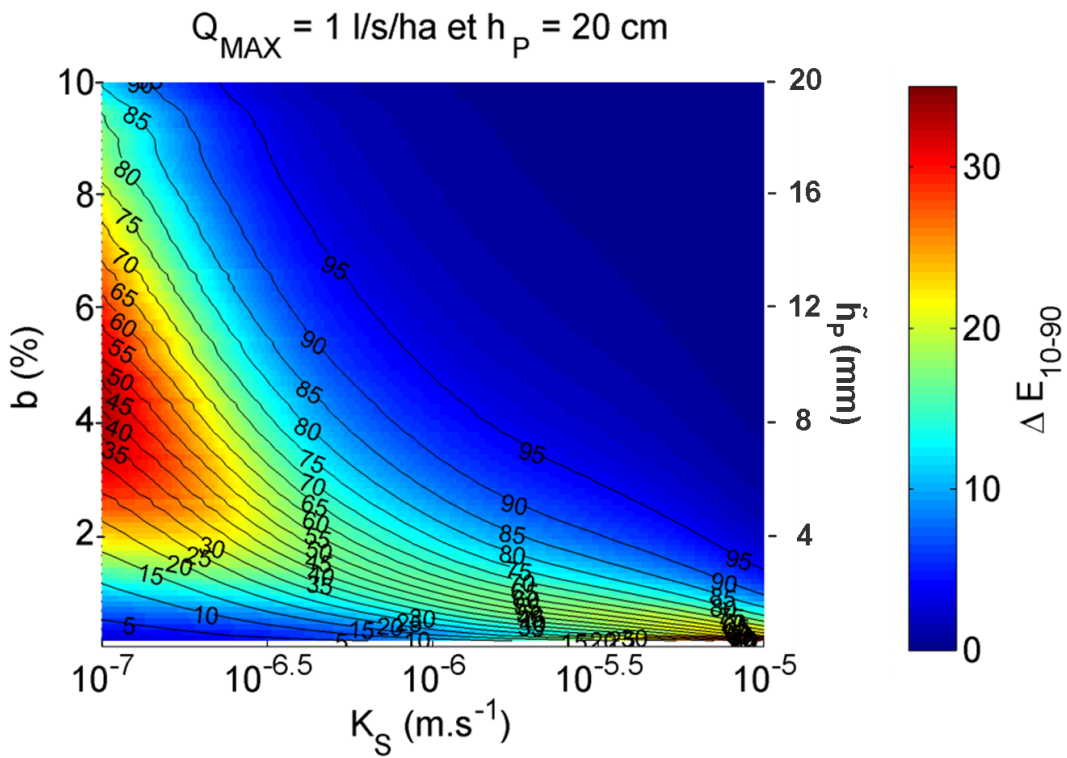
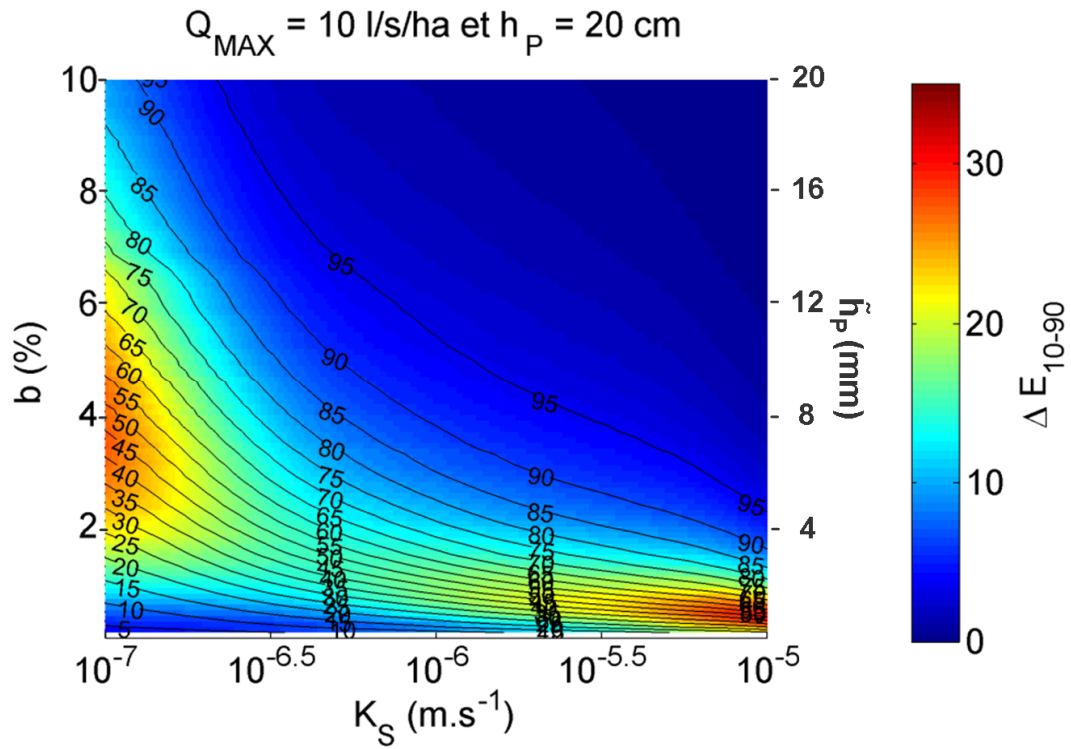
Agrandissement des abaques présentés page 246

## E.7. Abaques obtenus pour les stratégies de régulation des débits



Agrandissement des abaques présentés page 256





Agrandissement des abaques présentés page 256

