Vers une meilleure maîtrise des flux quantitatifs et qualitatifs dans les infrastructures de gestion durable des eaux pluviales

par

Olfa MZOUGHI

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION DE LA MAÎTRISE
AVEC MÉMOIRE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M. Sc. A.

MONTRÉAL, LE 21 DÉCEMBRE 2020

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

Olfa Mzoughi, 2020

Cette licence Creative Commons signifie qu'il est permis de diffuser, d'imprimer ou de sauvegarder sur un autre support une partie ou la totalité de cette œuvre à condition de mentionner l'auteur, que ces utilisations soient faites à des fins non commerciales et que le contenu de l'œuvre n'ait pas été modifié.

PRÉSENTATION DU JURY

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Saad Bennis, directeur de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Robert Hausler, président du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Musandji Fuamba, membre du jury
Département des génies civil, géologique et des mines à l'École Polytechnique de Montréal

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY

LE 17 DÉCEMBRE 2020

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier en premier lieu mon directeur de recherche M. Saad Bennis pour la qualité de l'encadrement qu'il m'a fourni, pour ses précieuses remarques, pour tous ses conseils enrichissants, et bien évidemment son encouragement et l'aide qu'il m'a apportée pour l'achèvement de ce travail.

Mes remerciements les plus sincères s'adressent à mon père, à qui je dois le meilleur de moi-même. Je lui exprime ma profonde affection et reconnaissance pour avoir toujours été à mes côtés, me conseiller, me guider et me soutenir sans limites. Aujourd'hui, j'espère avoir réalisé par ce travail l'un de ses rêves les plus chers et d'avoir été à la hauteur de ses espérances. Ainsi que à ma mère, dont les encouragements tout au long de mes années d'études rendaient ma vie agréable. Merci, maman, pour ton amour éternel et ta confiance sans limites. Sans oublier mon mari, merci d'avoir embelli ma vie de précieux moments de bonheur.

Je tiens à remercier toutes et tous ceux et celles qui, de près ou de loin, m'ont aidé dans mon travail et je leurs adresse mes meilleures expressions de reconnaissance et de gratitude.

Enfin je ne peux mettre en clos cette rubrique sans exprimer ma gratitude aux membres du jury qui ont pris la peine d'évaluer ce modeste travail en faisant preuve d'attention et de patience, et qui feront l'honneur de le juger.

Vers une meilleure maîtrise des flux quantitatifs et qualitatifs dans les infrastructures de gestion durable des eaux pluviales

Olfa MZOUGHI

RÉSUMÉ

La croissance urbaine contribue à l'augmentation des surfaces imperméables, ce qui fait augmenter les volumes et les débits de pointe des eaux de ruissellement ainsi que la charge de la pollution déversée dans le milieu récepteur. À mesure que la couverture des surfaces imperméables augmente avec l'urbanisation, il se crée un besoin croissant d'une gestion efficace des eaux pluviales qui minimise ces effets néfastes. C'est dans ce contexte que s'inscrit ce travail. La première contribution vise à jeter la lumière sur les différents paramètres qui interviennent dans le calcul du ruissellement par le modèle du réservoir non linéaire (MRNL) et celui de la méthode rationnelle généralisée (MRG) en vue d'harmoniser les résultats obtenus par chacun d'eux. Le modèle Green et Ampt a été introduit dans la méthode rationnelle pour simuler le comportement réel des surfaces perméables en temps de pluie. Les résultats obtenus ont montré la capacité prédictive considérable de la MRG. Les erreurs relatives pour l'estimation du débit maximal de ruissellement par rapport au débit mesuré sont de 7.7% pour la MRG et de 18.8% pour le MRNL. La deuxième contribution de notre recherche consiste à concevoir un laboratoire expérimental pour analyser la performance des cellules de biorétention. Différentes compositions et configurations des cellules de bioretention ont été proposées, afin d'analyser d'une façon versatile leur fonctionnement. L'infiltration dans ces cellules a été simulée à l'aide du modèle de Green Ampt développé dans la première partie de notre recherche. Par la suite une approche de suivi est suggérée afin de surveiller et évaluer les performances de ces systèmes de biorétention aussi bien en matière de réduction du débit et du volume de ruissellement qu'en abattement de la charge polluante.

Mots-clés: Méthode rationnelle généralisée, modèle du réservoir non linéaire, modèle de Green et Ampt, cellule de biorétention, laboratoire expérimental.

Towards a better control of quantitative and qualitative flows in the infrastructures of sustainable management of stormwater

Olfa MZOUGHI

ABSTRACT

Urban growth contributes to the increase of impervious surfaces, which increases the volumes and peak flows of runoff water as well as the load of pollution discharged into the receiving environment. As impermeable surface cover increases with increasing urbanization, there is a growing need for effective stormwater management that minimizes these adverse effects. It is in this context that this work takes place. The first contribution aims to shed light on the various parameters involved in the calculation of runoff by the nonlinear reservoir model (MRNL) and that of the generalized rational method (MRG) in order to harmonize the results obtained by these two methods. The Green and Ampt model has been introduced into the rational method to simulate the real behavior of permeable surfaces in rainy weather. The results obtained showed the considerable predictive capacity of MRG. The relative errors for the estimation of the maximum runoff rate compared to the measured rate are 7.7% for the MRG and 18.8% for the MRNL. The second contribution of our research is to design an experimental laboratory to analyze the performance of bioretention cells. Different compositions and configurations of bioretention cells have been proposed, in order to analyze their functioning in a versatile way. The infiltration into these cells was simulated using the Green Ampt model developed in the first part of our research. Subsequently, a monitoring approach is suggested in order to monitor and evaluate their performance of these bioretention systems both in terms of reducing the flow rate and volume of runoff and reducing the pollutant load.

Keywords: Generalized rational method, nonlinear reservoir model, Green and Ampt model, bioretention cell, experimental laboratory.

TABLE DES MATIÈRES

Page

INTRODUCTION 1

CHAPITRE 1 PROBLÉMATIQUE, OBJECTIF ET MÉTHODOLOGIE.....3
1.1 Problématique 3
1.2 Objectifs de la recherche.....4
1.3 Méthodologie 4

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE.....7
2.1 Introduction.....7
2.2 Effet du développement urbain sur les eaux de ruissellement.....9
2.2.1 Impacts sur la qualité de l'eau 9
2.2.2 Impacts sur la quantité d'eau 9
2.3 Modélisation hydrologique du ruissellement en milieu urbain.....10
2.3.1 La méthode rationnelle traditionnelle 11
2.3.2 La méthode rationnelle généralisée 13
2.3.2.1 Introduction du modèle de Green-Ampt 15
2.3.3 Modèle de gestion des eaux pluviales (SWMM)..... 17
2.4 Pratiques de gestion optimale des eaux pluviales (PGO) 21
2.5 Les cellules de biorétention 22
2.5.1 Contraintes des cellules de biorétention 23
2.5.1 Les différents types de cellules de biorétention..... 23
2.5.2 Les critères de conception d'une cellule de biorétention..... 26
2.6 Performance d'une cellule de biorétention 27
2.7 Conclusions.....28

CHAPITRE 3 CONTRIBUTION À LA MODÉLISATION HYDROLOGIQUE DES INFRASTRUCTURES DE DRAINAGE EN MILIEU URBAIN 29
3.1 Introduction.....29
3.2 Développement théorique 29
3.2.1 Intégration du modèle de Green-Ampt dans la MRG..... 29
3.2.2 Procédure de calibrage des modèles 34
3.2.3 Validation..... 37
3.2.4 Les critères de performance 38
3.3 Application sur un site réel 39
3.3.1 Description du site 39
3.3.2 Pluies réelles utilisées 40
3.3.3 Analyse des résultats..... 40
3.3.3.1 Résultats d'étalonnage 40
3.3.3.2 Résultats de la validation 47
3.4 Conclusions.....49

CHAPITRE 4 CONCEPTION D'UN LABORATOIRE EXPÉRIMENTAL POUR LES CELLULES DE BIORÉTENTION 51
4.1 Introduction 51
4.2 Déterminer le taux d'infiltration de conception des sols indigènes 52
4.2.1 La conductivité hydraulique à saturation K_{sat} de conception 53
4.3 Sélection du site des jardins 54
4.4 Conception de la biorétention 56
4.4.1 Calcul de la surface de drainage 56
4.4.2 Calcul du coefficient de ruissellement du bassin 59
4.4.3 Pluviométrie 61
4.4.4 Évaluation des débits et des volumes de conception 61
4.4.4.1 Débit de ruissellement 61
4.4.4.2 Volume de conception pour la qualité d'eau 62
4.4.5 Paramètres de profondeur 64
4.4.6 Calcul de la surface 65
4.4.7 Substrat de biorétention 66
4.4.8 Calcul du stockage 68
4.4.8.1 Méthode d'estimation du taux d'infiltration : modèle de Green-Ampt 68
4.4.9 Capacité du drain souterrain 75
4.4.10 Structures d'entrée de l'eau 77
4.4.11 Structures de sortie de l'eau 77
4.5 Conclusion 78

CHAPITRE 5 PLAN D'ÉCHANTILLONNAGE DES EFFLUENTS ET DES AFFLUENTS : SUIVI EXPÉRIMENTAL 81
5.1 Introduction 81
5.2 Éléments à analyser 82
5.2.1 Surveillance des précipitations 82
5.2.2 Surveillance du débit 83
5.3 Protocole d'échantillonnage 84
5.3.1 Échantillonnage de l'eau 84
5.3.1.1 Piézomètre 84
5.3.1.2 Sondes barométriques 85
5.3.1.3 Méthodologie d'échantillonnage 85
5.3.2 Échantillonnage des substrats 86
5.4 Conclusions 87

CONCLUSION GÉNÉRALE 89

ANNEXE I ORGANIGRAMME DU MODÈLE DE GREEN-AMPT 91

ANNEXE II PLUIE ÉQUIVALENTE INTRODUITE DANS LE MODÈLE GREEN-AMPT 93

ANNEXE III COURBES IDF (INENSITE-DURÉE-FRÉQUENCE) 99

ANNEXE IV CAMPAGNES DE MESURE RÉALISÉES PAR BENNIS (2000) 101

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....105

LISTE DES TABLEAUX

Page

Tableau 2.1 Paramètres hydrologiques utilisés dans SWMM5 18

Tableau 3.1 Valeurs typiques des paramètres du modèle Green-Ampt 37

Tableau 3.2 Les critères de performance 38

Tableau 3.3 Caractéristiques des événements pluvieux du bassin versant à Verdun 40

Tableau 3.4 Les valeurs des paramètres du modèle SWWM 41

Tableau 3.5 Critères de performance (Étape 1 - Essai 1) 42

Tableau 3.6 Critères de performance (Étape 1 - Essai 2) 43

Tableau 3.7 Critères de performance (Étape 2) 44

Tableau 3.8 Paramètre de calage initial du modèle Green-Ampt 45

Tableau 3.9 Critères de performance (Étape 3 - Essai 1) 45

Tableau 3.10 Critères de performance (Étape 3 - Essai 2) 47

Tableau 3.11 Critères de performance pour l'étape de validation 48

Tableau 3.12 Analyse d'erreurs en pourcentage pour différentes méthodes 48

Tableau 4.1 Coefficient de sécurité pour la conductivité hydraulique à saturation mesurée 53

Tableau 4.2 Les étapes de dimensionnement des cellules 56

Tableau 4.3 Superficie des bassins drainés par type de surface 57

Tableau 4.4 L'aire à drainer pour chaque jardin pluvial 59

Tableau 4.5 Les coefficients de ruissellement pour chaque type de surface 60

Tableau 4.6 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré du site 60

Tableau 4.7 Les valeurs de conception pour les débits d'eaux de ruissellement 62

Tableau 4.8 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré des surfaces imperméables du site 63

Tableau 4.9 Le volume de conception pour chaque jardin de pluie 64

Tableau 4.10 Profondeurs recommandées pour les couches de sol de biorétention 65

Tableau 4.11 Différentes profondeurs des cellules de biorétention 65

Tableau 4.12 Surface des cellules de biorétention 66

Tableau 4.13 Spécification de substrat de biorétention.....67

Tableau 4.14 Pluie équivalente introduite dans le modèle Green-Ampt pour le jardin j1 70

Tableau 4.15 Pluie équivalente introduite dans le modèle Green-Ampt.....71

Tableau 4.16 Les résultats totaux donnés par le modèle Green-Ampt.....74

Tableau 4.17 Les dimensions des drains perforés 76

LISTE DES FIGURES

Page

Figure 2.1 Relation entre la couverture de surface imperméable et le ruissellement de surface 7

Figure 2.2 Impact de l'urbanisation sur l'hydrologie à l'échelle du bassin versant 10

Figure 2.3 Hydrogrammes de ruissellement pour différentes durées de la pluie 12

Figure 2.4 Hyétogramme de pluie 14

Figure 2.5 La géométrie et les paramètres du modèle Green-Ampt 16

Figure 2.6 Représentation du bassin de drainage 19

Figure 2.7 Modèle de réservoir non linéaire d'un bassin versant 19

Figure 2.8 Structure d'un jardin de pluie 22

Figure 2.9 Système de biorétention sans drain souterrain 24

Figure 2.10 Système de biorétention avec un drain souterrain au niveau de radier 25

Figure 2.11 Système de biorétention avec drain souterrain surélevé 25

Figure 2.12 Coupe transversale typique d'une cellule de filtration 26

Figure 3.1 Trois cas du modèle Green-Ampt 32

Figure 3.2 Représentation schématique des paramètres Green-Ampt 36

Figure 3.3 Plan du secteur du site d'application 39

Figure 3.4 Simulation avec les valeurs initiales (Étape 1 - Essai 1) 42

Figure 3.5 Exécution avec coefficient C ajusté (Étape 1 - Essai 2) 43

Figure 3.6 Exécution avec (t_c) et (w) ajustés 44

Figure 3.7 Exécution avec les paramètres d'infiltration initiaux (Étape 3 - Essai 1) ... 45

Figure 3.8 Exécution avec les paramètres d'infiltration ajustés (Étape 3 - Essai 2) 46

Figure 3.9 Comparaison des résultats de la modélisation par la MRG et le MRNL avec les valeurs mesurées 47

Figure 4.1 Vue aérienne du site pilote 52

Figure 4.2 Emplacement des jardins pluviaux 55

Figure 4.3 Plan des revêtements de surfaces 57

Figure 4.4 Les sous-bassins drainés vers les jardins pluviaux 58

Figure 4.5 Histogramme de pluie utilisé pour la conception 61

Figure 4.6 Résultat Green-Ampt pour le jardin j1 72

Figure 4.7 Résultat Green-Ampt pour le jardin j2 72

Figure 4.8 Résultat Green-Ampt pour le jardin j3 73

Figure 4.9 Résultats Green-Ampt pour le jardin j4.1 73

Figure 4.10 Résultat Green-Ampt pour le jardin j4.2 74

Figure 4.11 Modèle représentatif du jardin j1 76

Figure 4.12 Structure de sortie de l'eau du système de biorétention 78

Figure 5.1 Localisation de station météorologique 82

Figure 5.2 Boîte de déversoir de référence 83

Figure 5.3 Coupe typique du piézomètre 85

Figure 5.5 Section d’un piézomètre 86

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

EPA	Environnemental Protection Agency
BMP	Best Management Practices
C	Coefficient de ruissellement
f	Intensité d'infiltration (mm/h)
I	Intensité des précipitations (mm/h)
n	Coefficient de Manning
Nash	Coefficient de performance mesure la concordance entre les débits mesurés et ceux simulés.
PGO	Pratiques de Gestion Optimale
Q	Débit (m^3/s)
Qmes	Débit mesuré (m3/s)
Qcal	Débit calculé (m3/s)
SWMM	Strom Water Management Model
t_c	Temps de concentration (min)
W	Largeur du bassin versant (m)
MR	Méthode rationnelle
MRG	Méthode rationnelle généralisé
MRNL	Modèle du réservoir non linéaire
LID	Low Impact Development
A_{imp}	Surface imperméable (ha)
A_{per}	Surface perméable (ha)
R_{Qp}	Rapport des débits de pointe calculés sur ceux mesurés

R_y	Rapport des volumes calculés sur ceux mesurés
K	Conductivité hydraulique (cm / h)
Ψ	Succion effective au front d'humectation (cm)
$\Delta\theta$	Changement de la teneur en eau, qui est la différence entre la porosité, η et la teneur initiale en eau du sol, θi

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

m	mètre (unité de longueur)
mm	millimètre
Km	Kilométre
m^2	mètre carré (unité de surface)
ha	hectare
m^3	mètre cube (unité de volume)
m^3/s	mètre cube par seconde (unité de débit)
mm/h	millimètre par heure (intensité)
h	heure (unité de temps)
s	seconde (unité de temps)

INTRODUCTION

Le développement intense des zones urbaines au cours des dernières décennies a causé de multiples problèmes affectant la durabilité des systèmes de drainage urbains. L'augmentation des surfaces imperméables dans les régions urbaines modifie l'hydrologie des bassins versants et altère la qualité de l'eau. Les impacts typiques sur les régimes hydrologiques en aval comprennent des débits de pointe et des volumes de ruissellement plus élevés, et une infiltration réduite. Ceci augmente le risque d'érosion et d'inondation en temps de pluie et réduit le débit environnemental en période d'étiage. Le ruissellement urbain augmente aussi le transport des polluants et des nutriments et dégrade ainsi les plans d'eau en aval des zones urbaines.

La caractérisation du ruissellement des eaux pluviales est essentielle à la mise en œuvre de stratégies de gestion des eaux pluviales et d'atténuation de ces impacts. Des modèles hydrologiques et hydrauliques sont utilisés pour effectuer l'étude et l'analyse de la quantité d'eaux pluviales et des crues dans un bassin versant. Il est donc nécessaire de comprendre et d'évaluer les réponses quantitatives de l'eau urbaine à l'aide de modèles manuels et informatisés afin de simuler les phénomènes hydrauliques et hydrologiques en jeu. En effet, l'étude de la quantité d'eaux pluviales dans un bassin versant est essentielle pour répondre aux besoins de conception et d'évaluation des ouvrages de gestion des eaux pluviales. Ces ouvrages peuvent être des pratiques de gestion optimale (PGO) également appelées Low Impact Development (LID). C'est une approche visant à capter et à retenir les eaux de ruissellement avant qu'elles atteignent le réseau de drainage, afin de contrer les conséquences socio-écosystémiques défavorables de l'urbanisation.

Parmi les pratiques fréquemment utilisées pour atténuer ces impacts, figurent les cellules de biorétention. L'implantation d'un tel système constitue l'une des voies les plus privilégiées pour la mise en œuvre de la gestion durable des eaux pluviales. Malgré son utilisation généralisée, la recherche sur les systèmes de biorétention reste active, notamment en termes de conception, de composition et de traitement des polluants.

Dans ce cadre que s’inscrit la présente recherche, elle est présentée en cinq chapitres. Le chapitre 1 présente la problématique, décrit également les objectifs ainsi que la méthodologie adoptée. Le chapitre 2 est une revue de la littérature relative à l’effet du développement urbain sur les eaux de ruissellement. Ce chapitre présente quelques modèles pluie-débit pour les applications hydrologiques, ainsi qu’une description des jardins pluviaux, leurs types, leurs contraintes, et leurs performances. Dans le chapitre 3, nous avons examiné deux modèles de simulation pluie-débit afin de modéliser la quantité du ruissellement des eaux pluviales dans un bassin versant. Le modèle Green-Ampt est également étudié. Le chapitre 4 présente notre méthodologie pour concevoir un laboratoire expérimental pour les cellules de biorétention. Le chapitre 5 décrit une approche claire suggérée pour la surveillance des cellules de biorétention, y compris le régime et l'équipement d'échantillonnage utilisés. Enfin, ce travail se termine par une conclusion et des recommandations.

CHAPITRE 1

PROBLÉMATIQUE, OBJECTIF ET MÉTHODOLOGIE

1.1 Problématique

Le développement urbain rapide a causé des problèmes environnementaux majeurs aux systèmes naturels, ainsi qu'une augmentation significative de la surface imperméable (Malaviya & Singh, 2012). L'imperméabilisation des sols associée au processus d'urbanisation a entraîné une augmentation du volume et du débit de ruissellement des eaux pluviales (Yang, Bowling, Cherkauer & Pijanowski, 2011). Afin d'atténuer ces impacts, il est important de quantifier et simuler les eaux de ruissellement à l'aide des modèles hydrologiques et hydrauliques. Néanmoins, la modélisation des eaux de ruissellement en milieu urbain est sans doute parmi les sujets complexe. Cette complexité est dû non seulement aux paramètres environnementaux, à savoir, les caractéristiques hétérogènes du terrain urbain et les changements climatiques, mais aussi, à la difficulté des mesures réelles sur le terrain.

Parmi les modèles les plus utilisés pour quantifier l'eau de ruissellement, nous citons le modèle du réservoir non linéaire et le modèle de la méthode rationnelle. Ces deux modèles seront analysés dans ce travail. Bien entendu, l'estimation du débit de ruissellement est essentielle pour la conception des pratiques de gestion des eaux pluviales. Il est important de le cerner avec précision pour une conception adéquate des ouvrages.

Dans cette recherche, parmi ces ouvrages, nous nous sommes intéressés également aux systèmes de biorétention. Ce sont des outils prometteurs pour minimiser l'impact du ruissellement urbain. Ils intègrent à la fois l'amélioration de la qualité de l'eau et la réduction de la quantité de ruissellement (Moore, Rodak, & Vogel, 2017). Cependant, les directives de conception documentées manquent d'uniformité et les composants de conception présentent une grande variabilité. Donc, la question qui se pose pour installer une cellule de biorétention,

quelles sont les configurations les plus efficaces et optimales qui répondent aux besoins spécifiques ?

1.2 Objectifs de la recherche

- L'objectif principal de notre recherche est de contribuer à la modélisation hydrologique des eaux de ruissellement en milieu urbain, dans la perspective d'améliorer la conception des infrastructures de gestion durable des eaux pluviales. Et de concevoir un laboratoire expérimental d'analyse de la performance des cellules de biorétention dans un environnement contrôlé.

Les objectifs spécifiques de notre recherche sont:

- élaborer un nouveau modèle de ruissellement adapté aussi bien pour le bassin de drainage que pour les infrastructures de gestion durable des eaux pluviales;
- proposer différentes compositions et configurations des cellules de biorétention afin d'analyser d'une façon versatile leur fonctionnement.

1.3 Méthodologie

La démarche suivie pour atteindre les objectifs de ce travail est la suivante :

En premier lieu, nous avons considéré deux méthodes de calcul des eaux de ruissellement l'une empirique et l'autre informatisée. L'objectif de l'utilisation des deux méthodes est de modéliser la quantité de ruissellement des eaux pluviales dans un bassin versant et d'harmoniser les résultats obtenus. La méthode empirique est la méthode rationnelle généralisée, où nous avons introduit le modèle Green et Ampt pour simuler le comportement des surfaces perméables en temps de pluie. Pour faciliter le calcul d'infiltration, une application de l'algorithme du modèle Green et Ampt a été programmée dans Excel. Concernant la méthode informatisée, nous avons utilisé le modèle de réservoir non linéaire déjà programmé dans le logiciel EPA SWIMM5. Ensuite, nous avons calibré et validé les deux modèles et nous avons comparé les débits simulés résultants avec le débit réel mesuré à l'exutoire du bassin

versant. La calibration et la validation de ces deux modèles sont effectués afin de fournir une estimation quantitative de la capacité des deux modèles à reproduire le comportement du bassin versant.

En deuxième lieu, nous avons conçu un laboratoire expérimental. L'objectif est de proposer différentes caractéristiques de cellules de biorétenton afin d'analyser leurs performances. Ce projet de laboratoire expérimental consiste à aménager un environnement contrôlé constitué de cinq cellules de biorétention. Ce sont des plantations pour lesquelles nous avons déterminé : les surfaces de drainage, la quantité de ruissellement à l'entrée, les superficies, les compositions, les configurations, etc. Nous voulons que chacune des cellules fonctionne différemment pour pouvoir ultérieurement tester leurs efficacités dans différentes circonstances. La conception de ce projet de laboratoire expérimental a été basée sur la norme CSA W200 pour les systèmes de bio-rétention.

Par la suite, nous avons proposé la mise en place d'un plan de surveillance pour suivre les performances des cellules de biorétention ainsi que valider leur fonctionnement.

CHAPITRE 2

REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Introduction

Les services écosystémiques dans les zones urbaines se sont détériorés au fil des années en raison de l'urbanisation accrue, ce qui a entraîné une augmentation des surfaces imperméables (Malaviya & Singh, 2012). En effet, ces surfaces imperméables scellent complètement les couches du sol et bloquent l'infiltration des eaux de ruissellement. La Figure 2.1 représente la relation entre la couverture de surface imperméable et le ruissellement de surface.

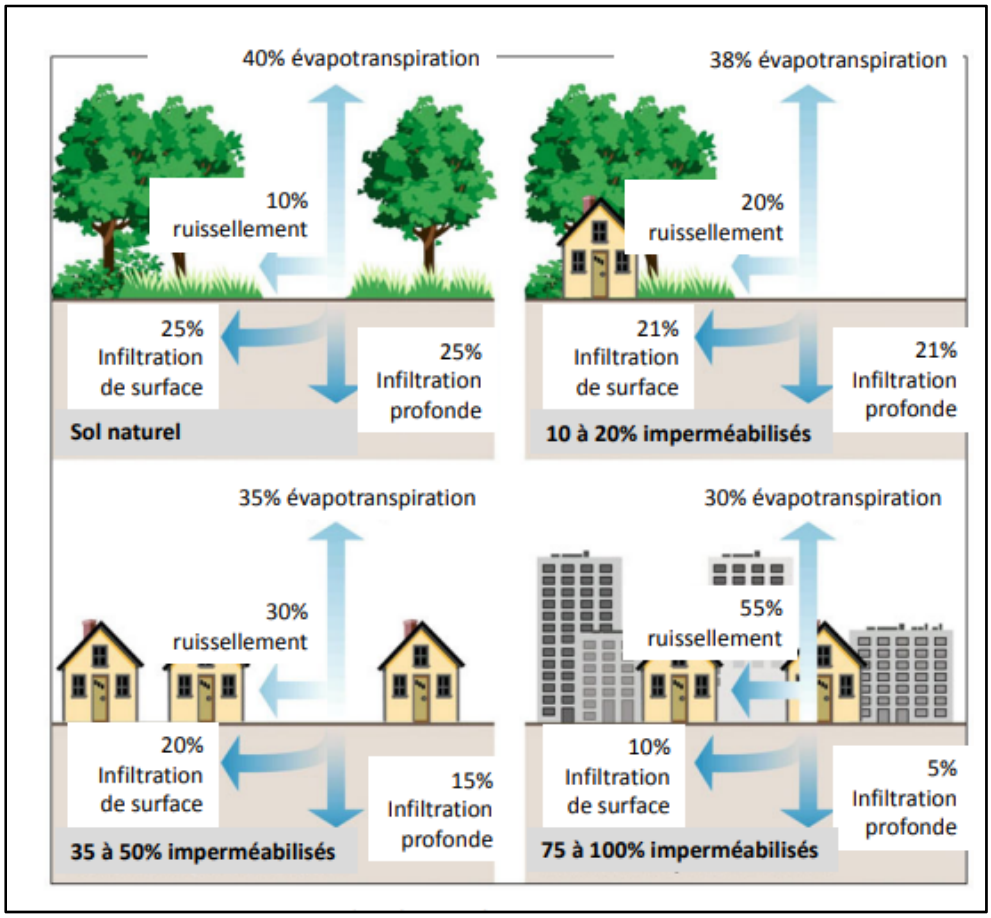


Figure 2.1 Relation entre la couverture de surface imperméable et le ruissellement de surface
Adaptée de Federal Interagency Stream Restoration Working Group (1998, p. 193)

De ce fait, les eaux de ruissellement mal gérées entraînent une augmentation des débits de pointe et des volumes de ruissellement, ainsi que des inondations et de l'érosion (Yang, Bowling, Cherkauer & Pijanowski, 2011). L'augmentation du ruissellement accélère également la mobilisation et le transport des polluants. Ceci entraîne une dégradation de la qualité des masses d'eau qui reçoivent un tel écoulement de surface chargé de polluants (Moore, Rodak & Vogel, 2017). Par conséquent, les eaux de ruissellement provenant de surfaces imperméables sont le principal facteur d'effondrement des écosystèmes aquatiques sains en milieu urbain (Malaviya & Singh, 2012).

Afin de contrer les conséquences socio-écosystémiques défavorables de l'urbanisation, des pratiques de gestion intégrée et une planification de la croissance urbaine ont été mises en place. La référence à ces approches change selon le pays: Pratiques de gestion optimale (PGO) au Québec, Best management practices (BMP) au Canada anglais et aux États-Unis, Low Impact Development (LID) en Australie et Techniques alternatives en France. En effet, l'objectif principal des PGO est de préserver l'hydrologie de prédéveloppement en utilisant des pratiques de gestion des eaux pluviales qui infiltrent, évaporent, ou récupèrent l'eau de pluie.

De nos jours, les PGO sont utilisées avec succès pour gérer les eaux de ruissellement, améliorer la qualité de l'eau, protéger les aspects environnementaux et hydrologiques des zones développées (Shafique & Kim 2015). Parmi les meilleures pratiques de gestion, les technologies de phytopurification ou d'infrastructure verte sont les outils les plus critiques en raison de leur rentabilité. En outre, ces infrastructures offrent des possibilités d'infiltration des eaux pluviales, d'évaporation et d'absorption par les plantes, en visant l'amélioration de la qualité de l'eau et la réduction des débordements d'égouts (Malaviya, Sharma, Sharma & 2019). La technologie d'infrastructure verte la plus recommandée implique l'utilisation de jardins pluviaux pour une utilisation réussie dans le traitement des eaux de ruissellement (Alyaseri, Zhou, Morgan & Bartlett, 2017).

2.2 Effet du développement urbain sur les eaux de ruissellement

2.2.1 Impacts sur la qualité de l'eau

La pollution véhiculée par les eaux de ruissellement en milieu urbain est l'une des principales causes de la dégradation des cours d'eau et des écosystèmes aquatiques (Moore, Rodak & Vogel, 2017). Les polluants courants trouvés dans les eaux pluviales urbaines comprennent les phosphores, les espèces azotées, les matières en suspension (MES), le chlorure, les agents pathogènes (E. coli et coliformes fécaux), les pesticides et les métaux (y compris le Pb, Zn, Cu, Cr, As, Cd, Ni et cl) (LeFevre et al., 2015). La qualité de l'eau en milieu urbain se détériore en raison de deux mécanismes principaux; augmentation de la production de polluants par l'activité humaine et augmentation de la mobilisation et du transport des polluants en raison de l'augmentation du ruissellement de surface (Feltcher, Andrieu & Hamel, 2013). Lors d'un événement pluvieux, tous les polluants et dépôts qui se sont accumulés sur les surfaces pendant le processus de ruissellement se retrouvent finalement dans le plan d'eau récepteur. Les paramètres couramment analysés pour déterminer la qualité des eaux de ruissellement sont les sédiments, les matières en suspension, la matière organique, certains nutriments et les métaux.

2.2.2 Impacts sur la quantité d'eau

Dans les zones urbaines, avec l'élimination de la végétation et la création de surfaces dures imperméables, l'infiltration des eaux de pluie et la recharge naturelle des eaux souterraines diminuent. Cette diminution se traduit par des taux et des volumes de ruissellement accrus, une infiltration réduite, et un débit élevé (Yang, Bowling, Cherkauer & Pijanowski, 2011). L'hydrologie modifiée entraîne alors des impacts environnementaux, y compris des inondations en aval, l'érosion des berges, la diminution de la qualité de l'eau en raison de l'augmentation des sédiments, des éléments nutritifs et des métaux lourds (Carey et al., 2013). La Figure 2.2 représente les répercussions de l’urbanisation pour l’aspect quantitatif.

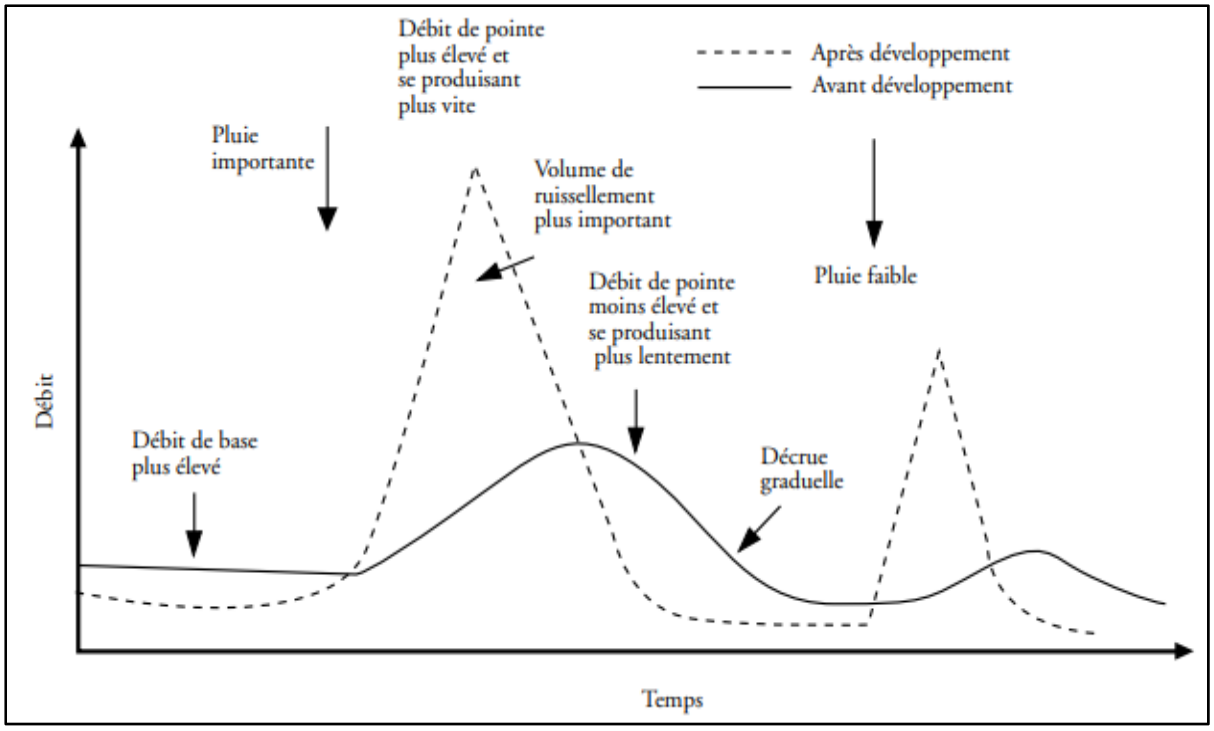


Figure 2.2 Impact de l'urbanisation sur l'hydrologie à l'échelle du bassin versant
Tirée de MDDELCC (2011, p. 21)

2.3 Modélisation hydrologique du ruissellement en milieu urbain

L'urbanisation modifie considérablement l'hydrologie naturelle d'un bassin versant. L'hydrogramme naturel change radicalement entre le pré-développement et le post-développement (MDDELCC, 2011). Il est devenu nécessaire de comprendre et d'évaluer les réponses quantitatives de l'eau urbaine, à l'aide des modèles empiriques et informatisés.

Les modèles pluie-débit pour les applications hydrologiques se répartissent en deux groupes : empirique et conceptuel. Les modèles empiriques transforment les entrées en sorties en utilisant la régression sans référence aux processus physiques internes contrôlant la transformation. Les modèles conceptuels reposent sur un agencement simple d'un nombre relativement restreint d'éléments conceptuels liés entre eux (Jain, 1993). Comparés aux modèles empiriques, les modèles conceptuels tendent à représenter efficacement les processus hydrologiques. Cependant, leurs besoins en données sont élevés et, dans de nombreuses

occasions, ces données sont indisponibles, coûteuses et prennent beaucoup de temps à collecter (Chau, Wu & Li, 2005).

2.3.1 La méthode rationnelle traditionnelle

La méthode rationnelle est la technique la plus largement utilisée pour l'estimation des débits de pointe des bassins versants urbains. Le concept de la méthode rationnelle est attrayant et facile à comprendre. Si les précipitations tombent sur un bassin versant à une intensité constante pendant une période suffisamment longue pour produire un ruissellement, le débit de pointe sera alors proportionnel au produit de l'intensité des précipitations et de la superficie du bassin. Mathématiquement, la formule de la méthode rationnelle est exprimée comme suit:

$$Q_P = \frac{C.I.A}{360} \tag{2.1}$$

Avec

Qp : Débit de pointe du bassin versant (m^3/s);

C : Coefficient de ruissellement;

I : Intensité de la pluie pour une durée de précipitation égale au temps de concentration (mm/h);

A : Superficie du bassin versant (ha).

L'intensité des précipitations I est obtenue à partir des relations intensité - durée - fréquence de la région appropriée. Cette relation peut s'exprimer comme suit:

$$I(t,T) = \frac{a(T)}{t^{b(T)} + c(T)} \tag{2.2}$$

Où a, b, c sont des constantes en fonction de la période de retour T et de l'emplacement du bassin.

Les hypothèses de la méthode rationnelle

La méthode rationnelle est basée sur trois hypothèses (Bennis & Crobeddu, 2005) :

1. L'intensité de la pluie I est constante dans le temps et dans l'espace ;
2. Toutes les pertes par infiltration, rétention et évaporation sont incluses dans un coefficient de ruissellement C constant dans le temps ;
3. La surface contributive au ruissellement augmente linéairement en fonction du temps pour atteindre la superficie totale du bassin en un temps de concentration Tc;

En supposant qu'il existe une relation linéaire entre le temps et la surface de contribution cumulée du bassin versant, l'hydrogramme correspondant à une pluie de durée Tc est représenté sous la forme (1) de la Figure 2.3. Lorsque la durée de la pluie est inférieure ou supérieure au temps de concentration Tc, les hydrogrammes de ruissellement correspondant sont donnés respectivement par la forme (2) ou (3).

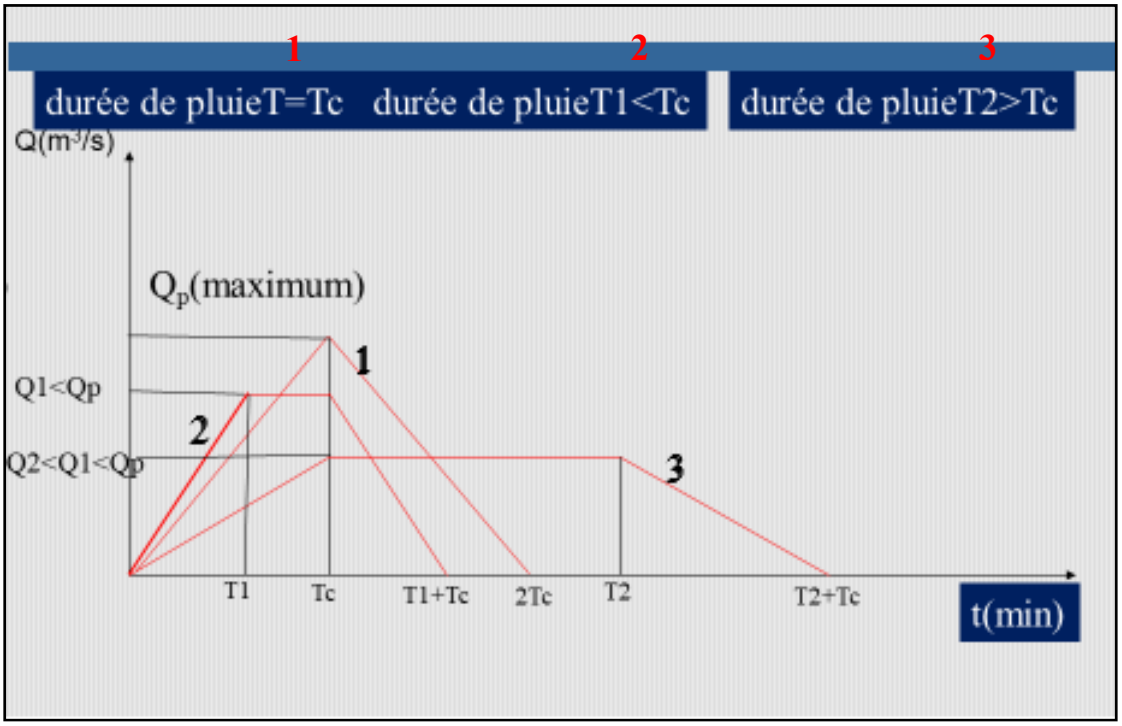


Figure 2.3 Hydrogrammes de ruissellement pour différentes durées de la pluie

La durée critique des précipitations choisie pour la conception doit être égale au temps de concentration du bassin versant comme montré dans forme (1) de la Figure 2.3. Pour les valeurs de durée supérieure au temps de concentration, l'intensité des précipitations diminue comme le montre l'équation (2.2), mais la surface contributive ne peut dépasser la superficie totale du bassin versant. Pour les valeurs de la durée des précipitations inférieures au temps de concentration, l'intensité augmente, mais ne peut pas compenser la diminution de la surface contributive (Smith & Lee, 1984). Il convient de mentionner que les cas (1) et (3), dont les durées de la pluie sont égales ou supérieures au temps de concentration, sont habituellement utilisés correctement en pratique.

Cependant, la forme (2), pour laquelle la durée de la pluie T1 est inférieure au temps de concentration Tc, est souvent mal utilisée. Cela se produit par exemple dans la dernière version XP-SWMM2000 où le tronçon de l'hydrogramme entre les instants T1 et Tc est négligé (Bennis & Crobeddu, 2005).

2.3.2 La méthode rationnelle généralisée

La méthode rationnelle généralisée est une extension de la méthode rationnelle afin de développer des hydrogrammes résultants de pluies complexes, plutôt que seulement calculer des débits de pointe avec une intensité constante (Mays, 2005).

L'idée de généraliser la méthode rationnelle à une pluie d'intensité variable provient de la forme (2) de l'hydrogramme représenté à la Figure 2.3.

La Figure 2.4 montre un hyétogramme de pluie représenté par les intensités successives I1, I2…Ij…IN.

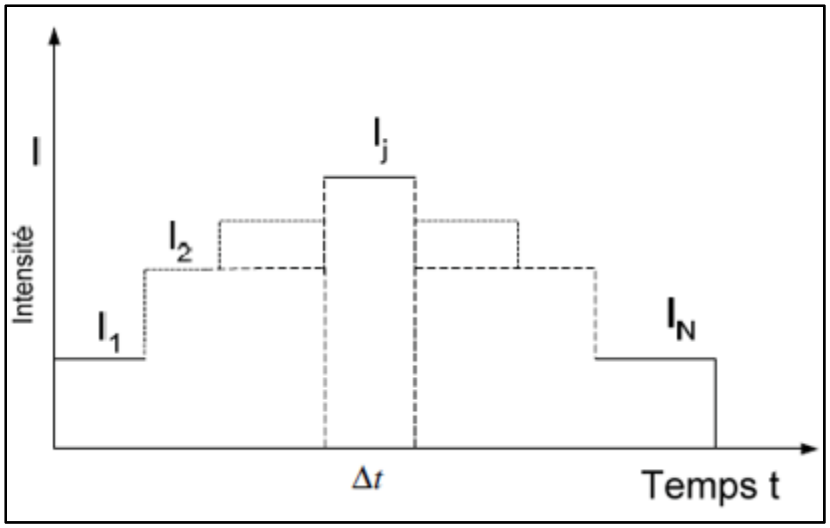


Figure 2.4 Hyétogramme de pluie
Tirée de Bounab (2010, p. 26)

En posant la durée des précipitations t1 égale à l'incrément de temps d'échantillonnage Δt de l'hyétogramme, le débit de pointe correspondant à chacune des intensités I_1, I_2, … Ij… I_N est donné par:

$$Q_P(t_0 + j\Delta t) = KC\frac{\Delta t}{T_C}I_jA \tag{2.3}$$

En appliquant le principe de superposition, on peut additionner pour chaque pas de temps les ordonnées des hydrogrammes correspondants à chacune des intensités et obtenir par convolution l'hydrogramme résultant.

L'approche adoptée par Bennis & Crobeddu (2005) consiste à considérer le débit de pointe Qp comme la somme de deux composantes :

$$Q_p = \underbrace{\frac{CIA}{360}}_{Q_{P1}} + \underbrace{\frac{(1-C)[I-f]A}{360}}_{Q_{P2}} \tag{2.4}$$

Où f (t) est le taux d'infiltration, et les autres termes ayant été définis auparavant.

Dans la méthode rationnelle généralisée, les contributions distinctes des zones perméables et imperméables sont explicitement prises en compte. En effet, le premier terme Q_{p1} représente la contribution des zones imperméables directement drainées. Il s'agit principalement de routes ainsi que de toitures directement connectées au réseau d'égouts pluviaux. Le coefficient C est désormais égal à la fraction du bassin couverte par ces zones. Contrairement au coefficient de ruissellement dans la formule rationnelle traditionnelle, ce coefficient est donc constant et ne dépend pas de l'intensité des précipitations, de la durée des pluies ou de l'humidité du sol antérieure. Le deuxième terme Q_{p2} représente la contribution de la zone perméable et de la zone imperméable indirectement drainée.

Sur les zones perméables, seule une fraction des précipitations est transformée en ruissellement de surface. Dans l'étude de Bennis & Corbeddu (2005), l'intensité d'infiltration f (t) a été calculée à l'aide du modèle de Horton, défini par l'équation suivante :

$$f(t) = f_0 + (f_\infty - f_0)e^{-kt} \tag{2.5}$$

Avec

f_0 et f_∞ : Capacité d'infiltration intinale et finale (mm/h);

K : Constante de récession (1/h).

Dans ce travail, nous allons élaborer un nouveau modèle en substituant le modèle de Horton par le modèle de Green-Ampt dans le modèle de la méthode rationnelle généralisée.

2.3.2.1 Introduction du modèle de Green-Ampt

Ce modèle utilise une équation simple pour décrire et calculer l'infiltration. Green & Ampt (1911) sont arrivés à leur théorie simplifiée de l'infiltration en considérant le front d'humectation comme une frontière abrupte entre des sols humides et non humides.

La Figure 2.5 montre une représentation graphique du modèle d'infiltration Green-Ampt : le front d'humectation pénètre jusqu'à une profondeur L au temps t, séparant le sol saturé avec une conductivité hydraulique K, et le sol sec qui a une teneur en humidité θi en dessous du

front d'humectation. Il y a de l'eau accumulée avec une profondeur de h_0 au-dessus de la surface.

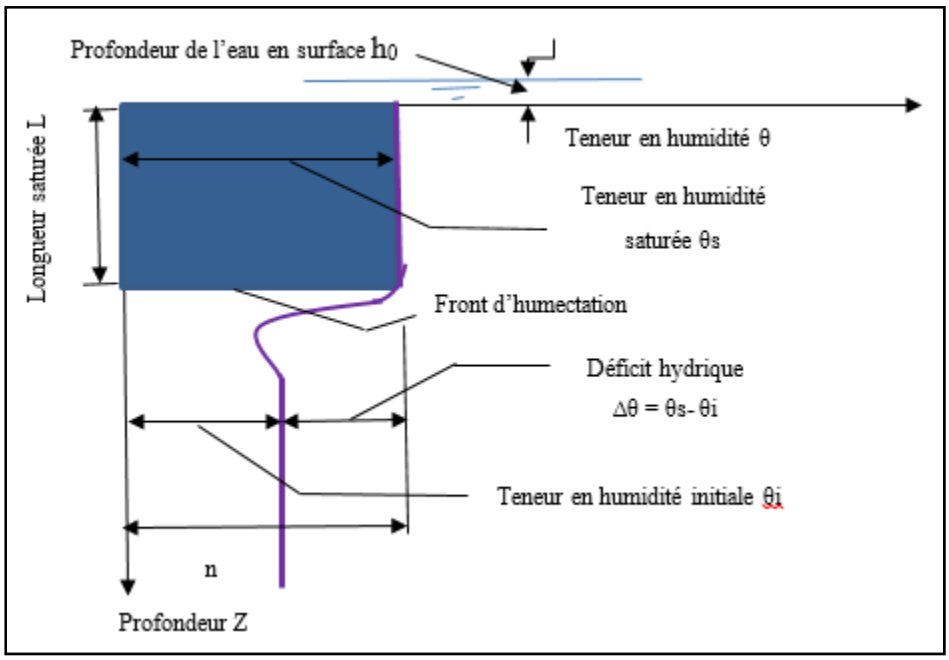


Figure 2.5 La géométrie et les paramètres du modèle Green-Ampt
Adaptée de Smith & Alan (1998, p. 2)

L'infiltration peut être exprimée comme le gradient total qui comprend un effet de charge capillaire (ψ) dû à la sécheresse aux niveaux inférieurs (Bras, 1990).

Dans sa forme la plus simple, l'équation de Green et Ampt pour le taux d'infiltration, f (t), s'écrit comme suit:

$$f = K\frac{h_0 + \psi + \mathrm{L}}{L} \tag{2.6}$$

Avec

f : Le taux d'infiltration au temps t (cm/h);

K : Conductivité hydraulique à saturation (cm/h);

h_0 : Profondeur de l'eau en surface du bassin (cm);

ψ : Charge capillaire moyenne au front d'humidification (cm);

L : Profondeur du front d'humidification en dessous du fond de l'étang (cm).

2.3.3 Modèle de gestion des eaux pluviales (SWMM)

SWMM est l'un des modèles les plus utilisés pour l'analyse de la quantité et de la qualité des eaux de ruissellement urbains (Rossman, 2010).

Le Tableau 2.1 présente les différents paramètres utilisés dans la modélisation hydologique dans SWMM5.

Tableau 2.1 Paramètres hydrologiques utilisés dans SWMM5

Caractéristiques	Descriptions
Rain Gages	Désigne les précipitations où l'intensité de la pluie est définie sur un intervalle de temps
Outlet	Définis le nœud ou le bassin recevant le flux
Area	La surface du bassin comprenant tous les contrôles LID
Width	Largeur caractéristique du trajet d'écoulement par voie terrestre
% Slope	Pourcentage moyen de pente du bassin versant
% Impervious	Pourcentage de la superficie des zones imperméables
n-Impervious	Le n de Manning pour le chemin d'écoulement terrestre sur les zones imperméables
n-Pervious	Le n de Manning pour le chemin d'écoulement terrestre sur les zones perméables
D Store Impervious	Profondeur du stockage de dépression sur la partie imperméable du bassin versant
D Store-Pervious	Profondeur du stockage de dépression sur la partie perméable du bassin versant
% Zero-Imp	Pourcentage de la zone imperméable sans stockage de dépression
Subarea Routing	Choix de l'acheminement interne du flux entre les sous-zones perméables et imperméables (permet de diriger le flux entre les zones perméables et imperméables au sein d'un bassin versant)
% Routed	Pourcentage du flux détourné vers une sous-zone du bassin versant
LID Controls	Ceci est utilisé pour modifier l'utilisation des contrôles de développement à faible impact dans le bassin versant

Le logiciel SWMM5 conceptualise un bassin comme une surface rectangulaire ayant une pente uniforme S et une largeur W qui s'écoule vers un seul canal de sortie, comme illustré à la Figure 2.6. L'écoulement en surface est généré en modélisant le bassin versant comme un réservoir non linéaire, comme illustré par la Figure 2.7.

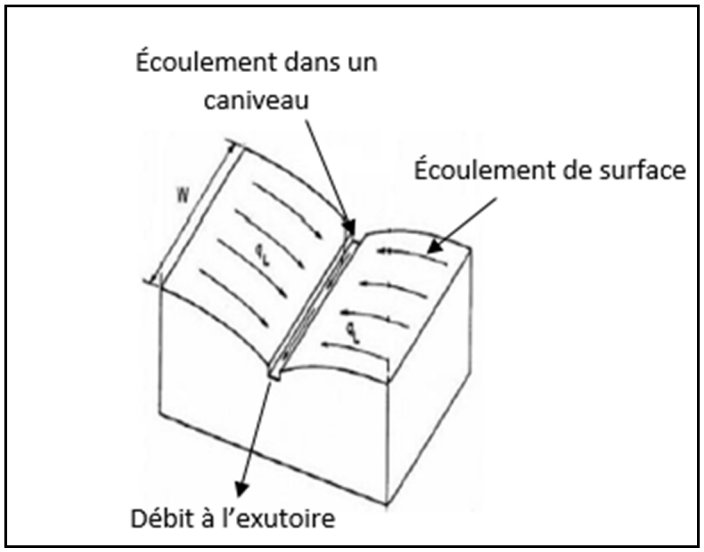


Figure 2.6 Représentation du bassin de drainage

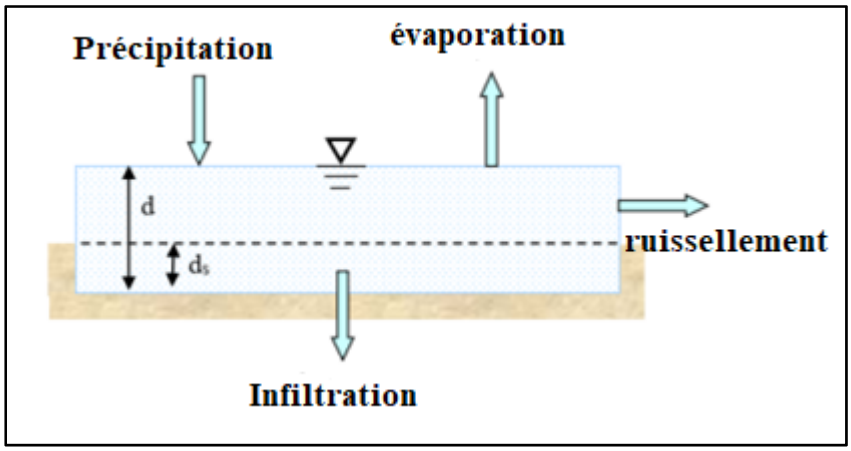


Figure 2.7 Modèle de réservoir non linéaire d'un bassin versant

Les bassins reçoivent des apports de précipitations (et fonte des neiges) et subissent des pertes par évaporation et infiltration. L'eau accumulée au-dessus de la profondeur de stockage dans les dépressions ds peut produire un débit d'écoulement sortant Q.

Par ailleurs, l'équation de Manning et l'équation de continuité constituent la base du modèle du réservoir non linéaire et de la transformation des excès de pluie en hydrogramme de ruissellement.

L'équation de continuité est écrite comme suit :

$$\frac{dV}{dt} = A\frac{dd}{dt} = Ai^* - Q \tag{2.7}$$

Avec

d : Profondeur de l'eau (m) ;

A : Surface du bassin (m2) ;

t : Le temps (s) ;

i^* : Intensité des précipitations nettes (pluie brute + fonte des neiges - l'évaporation - taux d'infiltration) en (m/s) ;

V : Volume d'eau sur le bassin (m3) ;

Q : Débit de sortie (m^3/s).

Par ailleurs, le débit de sortie peut être calculé à l'aide de l'équation de Manning

$$Q = \frac{1.49}{n} w(d - d_s)^{5/3} s_0^{1/2} \tag{2.8}$$

Avec

W : Largeur du bassin (m) ;

n : Coefficient de Manning ;

d_s : Stockage dans les dépressions (m) ;

s_0 : Pente du terrain (m/m).

En substituant cette équation à l'équation du bilan massique d'origine (2.7), on obtient (2.9):

$$\frac{dd}{dt} = i^* - w1.49\frac{S_0^{1/2}}{nA}(d - d_s)^{5/3} \tag{2.9}$$

L'équation (2.9) est une équation différentielle non linéaire ordinaire, donc l'équation devient :

$$\frac{d_2 - d_1}{\Delta t} = i^* - W1.49\,\frac{S_0^{1/2}}{nA}\left[d_1 + \frac{1}{2}(d_{2-}d_1) - d_s\right]^{5/3}\frac{dd}{dt} \tag{2.10}$$

Alors

$$\frac{d_2 - d_1}{\Delta t} = i^* - w1.49\frac{S_0^{1/2}}{nA}(d - d_s)^{5/3} \tag{2.11}$$

Cette équation qui est utilisée par le modèle SWMM pour calculer le ruissellement à la sortie du bassin versant. Ce modèle permet de mieux représenter le caractère non linéaire des écoulements transitoires à surface libre.

2.4 Pratiques de gestion optimale des eaux pluviales (PGO)

À mesure que la couverture de surface imperméable augmente avec l'augmentation de l'urbanisation, il existe un besoin croissant d'une gestion efficace des eaux pluviales. Les PGO peuvent être des outils pratiques et efficaces pour la gestion des eaux pluviales. Dans le but de réduire les effets néfastes de l'urbanisation sur les eaux de surface. Ces pratiques s'efforcent de gérer les ressources en eau urbaines en intégrant les processus écologiques naturels à travers l'utilisation d'infrastructures vertes, telles que les cellules de biorétention, les toits végétalisés et les chaussées perméables, etc.

Cette approche de la gestion de l'eau urbaine est motivée par la nécessité de réduire le débit et le volume de ruissellement. Ceci afin d'atténuer les inondations potentielles, de réduire la pollution et d'alléger la pression sur les infrastructures d'égouts et les usines de traitement des eaux usées (Lundy & Wade, 2011). L'utilisation de ces pratiques réduit le besoin de traitement de l'eau, favorise la filtration naturelle et la recharge des eaux souterraines. La technologie d'infrastructure verte la plus recommandée implique l'utilisation de cellules de biorétention pour une utilisation réussie dans le traitement des eaux de ruissellement (Alyaseri, Zhou, Morgan & Bartlett, 2017). Les cellules de biorétention sont fréquemment utilisées, car elles peuvent avoir des coûts et des besoins d'entretien raisonnables et peuvent être esthétiques (LeFevre et al., 2015).

2.5 Les cellules de biorétention

Les systèmes de biorétention sont des pratiques à petite échelle. Ils sont utilisés pour atténuer et retarder, ainsi que pour améliorer la qualité des eaux pluviales urbaines et ils sont aussi appelés jardins de pluie (Moore, Rodak, & Vogel, 2017). La sédimentation, l'adsorption, la filtration, la volatilisation, la décomposition, la phytoremédiation, la bioremédiation et la capacité de stockage sont une série de processus qui se produisent dans une installation de biorétention (Bandehali, 2011). Donc, grâce à des processus naturels actifs et passifs, les systèmes de biorétention traitent les eaux pluviales près de leur source et aident à restaurer l'hydrologie et la qualité de l'eau pré-développement. La structure de la cellule de biorétention est illustrée à la Figure 2.8 ci-dessous.

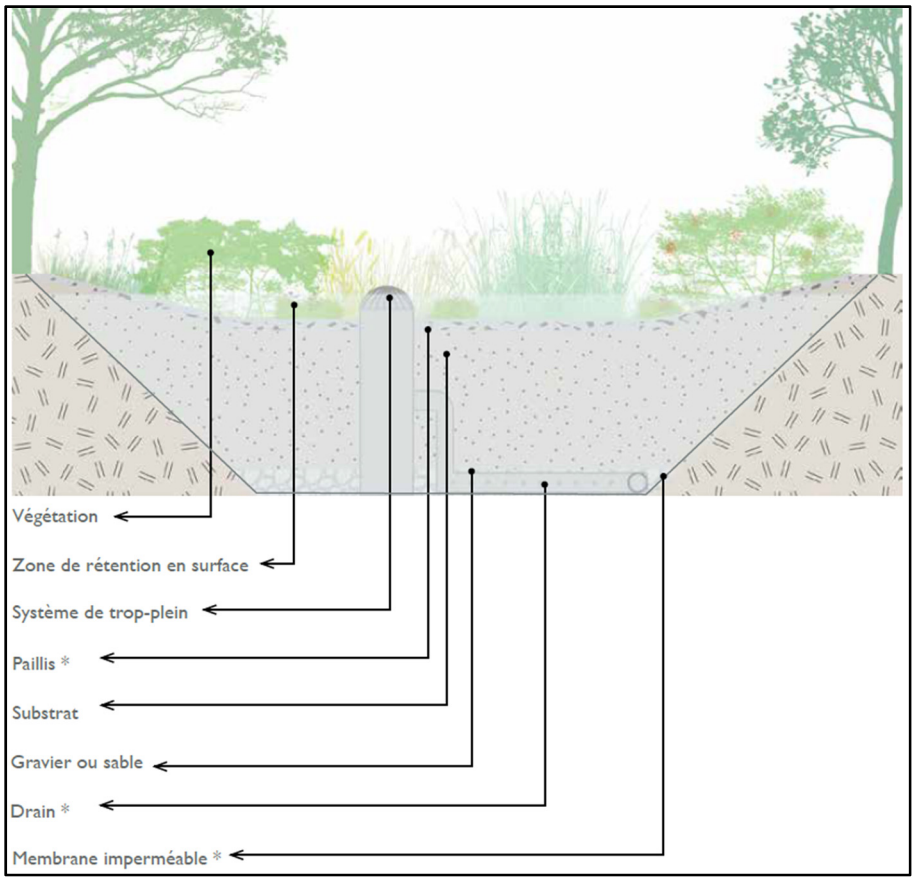


Figure 2.8 Structure d'un jardin de pluie
Tirée de Société québécoise de phytotechnologie (2018, p. 20)

2.5.1 Contraintes des cellules de biorétention

Les cellules de biorétention présentent un certain nombre d'avantages, notamment de réduire le ruissellement total, stocker l'eau pour une utilisation future, et atténuer la pollution (Katsifarakis, Vafeiadis, & Theodossiou, 2015). Mais ces cellules de biorétention présentent certains inconvénients. En effet, les hivers peuvent générer de nombreux problèmes pour les cellules de biorétention. Ces problèmes comprennent l'augmentation du débit, l'augmentation des charges polluantes et le soulèvement du sol par le gel. Les autres inconvénients des systèmes de biorétention peuvent être énumérés comme suit:

- l'eau stagnante dans la zone de rétention en surface de la cellule peut attirer les insectes nuisibles et de nombreux autres parasites;
- contamination des eaux souterraines au cas où le lit de l'installation de biorétention ne sera pas isolé de la nappe phréatique;
- susceptible d'être colmaté par l'accumulation des polluants;
- les coûts de construction peuvent être relativement plus élevés par rapport à d'autres pratiques de gestion des eaux pluviales.

2.5.1 Les différents types de cellules de biorétention

Les systèmes de biorétention ont la possibilité d'avoir deux configurations de base en fonction des objectifs et des contraintes locales. Soit une configuration dédiée à l'infiltration : avec infiltration complète dans le sol en place sous le système. Soit une configuration dédiée au traitement : avec filtration à travers le substrat, et la collecte de l'eau filtrée est réalisée au moyen d'un drain souterrain qui achemine l'eau hors de la cellule après avoir traversé la couche filtrante (McLemore, Vogel & Taghvaeian, 2017).

Le guide de gestion des eaux pluviales (MDDELCC, 2011), décrit les quatre types d'installations de biorétention suivants et leur applicabilité :

Infiltration complète: Dans ce type de jardins pluviaux, le flux s'infiltre complètement dans le sol. Ce type d'installation convient aux sols indigènes à une conductivité hydraulique élevée (>15mm/h) et où l'infiltration ne contaminerait pas les eaux souterraines. Une coupe transversale typique de cette installation est illustrée à la Figure 2.9.

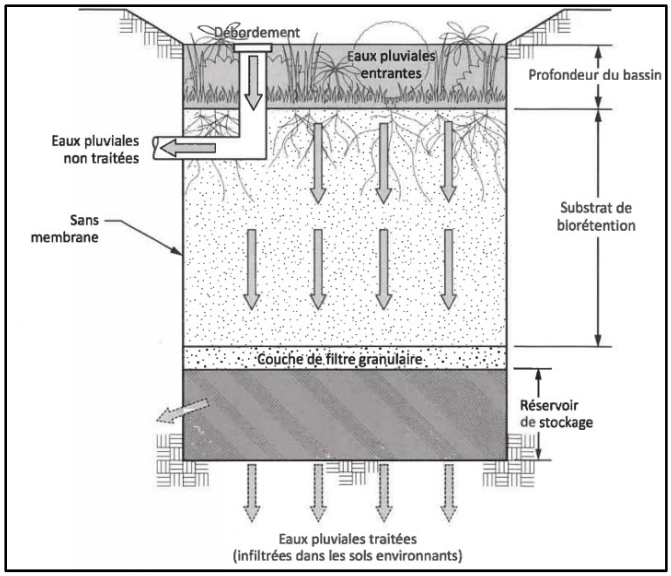


Figure 2.9 Système de biorétention sans drain souterrain
Tirée de la norme CSA W200 (2019, p. 46)

Filtration avec recharge partielle: Ce type d'installation est conçu pour les situations où il existe un sol natif à faible conductivité hydraulique (<15mm/h). Cette configuration comprend une couche de filtration composée de sol artificiel, d'une couche de drainage composée de gravier et d'un drain inférieur pour éviter les accumulations excessives, comme illustré à la Figure 2.10.

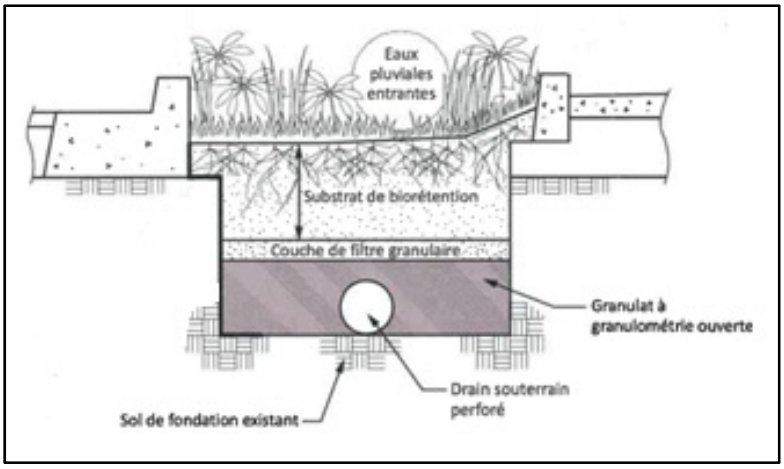


Figure 2.10 Système de biorétention avec un drain souterrain au niveau de radier
Adaptée de la norme CSA W200 (2019, p. 43)

Filtration avec recharge partielle et drain surélevé: Dans cette configuration, le sous-drain est élevé au-dessus du bas de la cellule de biorétention. La conception de ce type d'installation consiste en une couche de drainage épaisse où le drain inférieur est placé au sommet de la couche de drainage. Cette installation est conçue pour avoir une zone de saturation fluctuante pour favoriser la dénitrification pour un traitement amélioré des nitrates. La Figure 2.11 montre une coupe transversale typique.

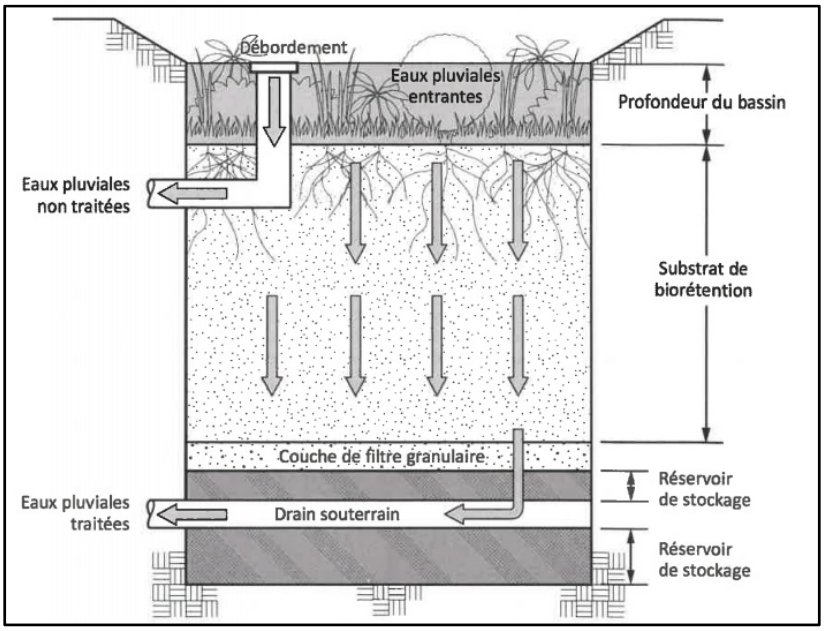


Figure 2.11 Système de biorétention avec drain souterrain surélevé
Tirée de la norme CSA W200 (2019, p. 28)

Filtration seulement : Ces jardins pluviaux contient un drain et un géotextile étanche pour protéger la nappe phréatique. La conception de ce type de cellule est similaire à l'installation de filtration avec recharge partielle. La différence est que l'ensemble de l'installation de biorétention est enfermé dans un revêtement imperméable de sorte que l'infiltration dans le sol natif est inhibée. Le ruissellement filtré est évacué via le drain inférieur. La conception typique d'une installation de filtration est illustrée à la Figure 2.12.

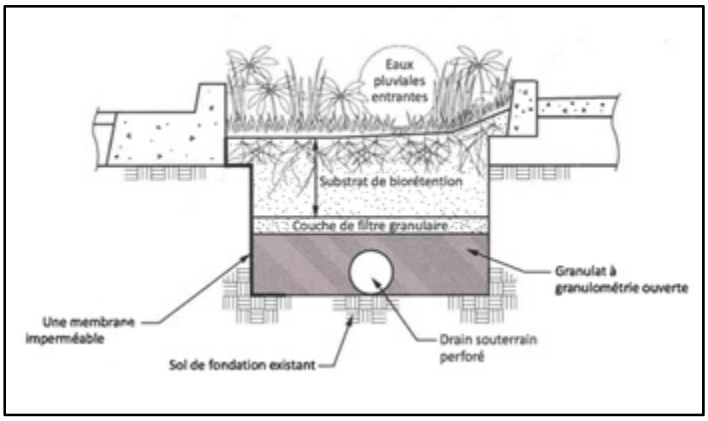


Figure 2.12 Coupe transversale typique d'une cellule de filtration
Adaptée de la norme CSA W200 (2019, p. 43)

2.5.2 Les critères de conception d'une cellule de biorétention

La liste de contrôle suivante est suggérée pour la conception et la construction de cellules de biorétention (MDDELCC, 2011) :

- les cellules de biorétention conviennent généralement aux petites zones de drainage. Il est recommandé que la superficie du bassin versant ne dépasse pas 0,8 ha;
- les cellules de biorétention doivent être situées à une distance appropriée des sous-sols. Il est recommandé de les placer à au moins 8 m des sous-sols et à 1,5 m des fondations des bâtiments;
- il est recommandé que la pente du terrain à proximité de la cellule ne soit pas trop raide (< 5 %);

- la capacité d'infiltration des sols locaux détermine si la cellule de biorétention doit être drainée ou si le sol local peut être utilisé comme milieu de biorétention, donc l'installation de tuyaux de drainage est nécessaire si les sols locaux n'ont pas une capacité d'infiltration suffisante. Il est recommandé d'utiliser un ou plusieurs tuyaux de drainage perforés d'un diamètre minimum de 100 mm;
- il est recommandé que la surface de la cellule de biorétention soit comprise entre 5 et 10 % de la surface imperméable drainée;
- une distance minimale de 120 cm doit être respectée entre le bas de la cellule de biorétention et la nappe phréatique;
- les conduites d'eau, les lignes électriques et tous les autres services publics doivent être bien marqués pour éviter de les creuser ou de les recouvrir pendant la construction d'un jardin pluvial.

2.6 Performance d'une cellule de biorétention

Plusieurs études montrent que les cellules de biorétention réduisent le volume de ruissellement. DeBusk, Hunt, & Line (2011) ont comparé un bassin versant de pré-développement à un bassin contenant des cellules de biorétention et ont constaté que l'écoulement de la biorétention ressemble étroitement à l'écoulement de pré-développement dans les cours d'eau. Pour évaluer les impacts hydrologiques de la biorétention dans un environnement urbain, Davis (2008) a surveillé les performances de deux cellules de biorétention recevant le ruissellement des stationnements adjacents pendant environ deux ans, couvrant 49 événements de pluie. Les résultats ont indiqué que les pics de débit de décharge étaient réduits de plus de 50 % et décalés dans le temps d'un facteur de 2 ou plus. Dans une autre étude, Hunt, Jarrett, Smith & Sharkey (2006) ont démontré que, sur six cellules du Maryland et de la Caroline du Nord, la biorétention pouvait apporter des avantages hydrologiques substantiels en retardant et en réduisant les débits de pointe et en diminuant le volume de ruissellement. En effet, les réductions du volume de sortie des cellules de biorétention répondent également aux objectifs de qualité de l'eau en augmentant le temps de rétention hydraulique. Ce qui offre également une augmentation potentielle de l'efficacité des mécanismes d'élimination des polluants (Hunt, Davis & Traver,

2012). Les cellules de biorétention sont très efficaces pour éliminer les sédiments en suspension par sédimentation et filtration (Hatt, Fletcher, & Deletic, 2009).

Les systèmes de biorétention sont aussi des mesures de contrôle populaires pour réduire la charge de nutriments (N et P) des eaux pluviales urbaines vers les plans d'eau en aval (Bratieres, Fletcher, Deletic & Zinger, 2008). Ils sont efficaces avec une élimination de 60 % du phosphore. L'élimination de l'azote varie toujours selon les sites et les conditions. Des études de terrain sur les systèmes de biorétention ont montré que le taux maximal d'élimination de l'azote est de 40 % (Davis, Hunt, Traver & Clar, 2009). Les cellules de biorétention sont couramment adoptées car elles peuvent potentiellement atteindre de nombreux objectifs de gestion durable des eaux pluviales. Les performances et l'efficacité de ces systèmes peuvent changer en raison des caractéristiques spécifiques du site. L'amélioration de ces systèmes dépend profondément de l'objectif de conception du site réel.

2.7 Conclusions

Dans la première partie de cette revue, on a détaillé les deux méthodes de pluie-débit pour le calcul des eaux de ruissellement. Nous avons aussi expliqué le modèle de Green et Ampt pour le calcul de l’infiltration. Ce modèle sera par la suite intégré dans la méthode rationnelle généralisée afin de calculer les eaux de ruissellement du bassin versant en tenant compte des surfaces perméables et imperméables.

Dans la deuxième partie, nous avons présenté l’état de l’art sur les systèmes de biorétention. De nombreux travaux de recherche ont été menés sur la biorétention pour comprendre sa fonction, améliorer ses performances ainsi qu’allonger et prévoir son cycle de vie. Après avoir compilé cette revue, on en déduit que les processus physiques et biologiques qui se produisent dans la biorétention imitent des processus écologiques similaires à ceux qui se produisent dans la nature. Ces systèmes constituent peut-être la meilleure solution à ce jour pour assurer la restauration écologique et hydrologique des zones urbaines.

CHAPITRE 3

CONTRIBUTION À LA MODÉLISATION HYDROLOGIQUE DES INFRASTRUCTURES DE DRAINAGE EN MILIEU URBAIN

3.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous avons d'abord introduit le modèle de Green-Ampt dans la méthode rationnelle généralisée. Ensuite, nous avons examiné ce modèle élaboré avec le modèle du réservoir non linéaire pour estimer la quantité de ruissellement des eaux pluviales dans un bassin versant.

Ces deux modèles ont été calibrés et validés ensuite des comparaisons ont été effectuées entre le débit simulé et mesuré à l'exutoire du bassin versant, pour évaluer les performances globales de la modélisation. Les performances de ces modèles ont été analysées en utilisant différents critères de performance. Dans les deux approches de modélisation, quatre critères de performance sont présentés et évalués pour fournir une évaluation objective de la proximité du comportement simulé aux mesures observées, ainsi que pour fournir une estimation quantitative de la capacité du modèle à reproduire le comportement historique du bassin versant.

3.2 Développement théorique

3.2.1 Intégration du modèle de Green-Ampt dans la MRG

Notre contribution consiste à substituer le modèle de Green et Ampt au modèle de Horton dans le modèle de la méthode rationnelle généralisée. Par la suite, nous avons détailler l'algorithme de calcul de ce modèle.

Rappelons l'équation (2.6) de Green-Ampt, que nous avons introduit au chapitre précédent pour calculer l'intensité d'infiltration f (t) :

$$f = K\frac{h_0 + \psi + \mathrm{L}}{L} \tag{3.1}$$

Où

f : Le taux d'infiltration au temps t (cm/h);

K : Conductivité hydraulique à saturation (cm/h);

h_0 : Profondeur de l'eau en surface du bassin (cm);

ψ : Charge capillaire moyenne au front d'humidification (cm);

L : Profondeur du front d'humidification en dessous du fond de l'étang (cm).

La profondeur de l'eau à la surface du bassin (h_0) est considérablement plus petite que la charge capillaire et la profondeur du front d'humidification, l'équation peut donc être simplifiée comme suit:

$$f = K\frac{\psi + \mathrm{L}}{L} \tag{3.2}$$

Le passage par le front d'humectation fait augmenter la teneur en humidité d'une valeur initiale θi à une valeur saturée θs, cette différence est définie comme le déficit hydrique Δθ.
D'après le concept de continuité, le volume total infiltré entre la surface du sol et le front d'humectation est défini par l'équation (3.3) :

$$F = L * \Delta\theta \tag{3.3}$$

Par conséquent, après avoir substitué $L = \frac{F}{\Delta\theta}$ dans l'équation (3.2) on obtient :

$$f = \frac{dF}{dt} = K[\frac{\psi\Delta\theta + \mathrm{F}}{F}] \tag{3.4}$$

En effectuant des opérations mathématiques afin de résoudre l'équation pour F. L'équation de Green-Ampt pour l'infiltration cumulative F (t) est la suivante :

$$F(t) - \psi\Delta\theta \ln\left(1 + \frac{F(t)}{\psi\Delta\theta}\right) = Kt \tag{3.5}$$

Alors pour déterminer l'intensité d'infiltration f (t) d'un événement de pluie, de durée t et d'intensité I, l'infiltration cumulative F (t) doit être déterminée.

L'équation (3.5) ne peut être solutionnée directement pour obtenir F(t). Des méthodes itératives sont requises. Smith & Alan (1998) ont développé trois scénarios d'infiltration conditionnelle de l'équation de Green-Ampt afin de calculer l'infiltration, cette équation est résolue pour chaque pas de temps dans l'hyétogramme de pluie.
L'équation suppose que l'eau commencera à s'accumuler à la surface dès le début d'un événement pluvieux. Dans de nombreux cas, cependant, il y a une certaine période avant la mise en eau en surface lorsque la capacité d'infiltration potentielle du sol est supérieure à l'intensité des précipitations. Pendant cette période, toutes les précipitations disponibles pénètrent dans le sol jusqu'à ce que la surface du sol devienne saturée. Ainsi, le processus d'infiltration se décompose en deux étapes : l'infiltration avant la mise en eau en surface et après.

Comme présenté dans la Figure 3.1, trois cas doivent être pris en compte. Dans lesquels les taux d'infiltration aux moments t et (t + Δt) sont notés respectivement par f_1 et f_2, et l'intensité des précipitations est supposée constante pendant le pas de temps. Chaque cas est considéré séparément.

Cas 1 : **Si** $\boldsymbol{f_2 < f_1 < i}$

L'intensité des précipitations dépasse la capacité d'infiltration du sol tout au long du pas de temps, de sorte que l'eau se ruisselle tout au long de l'intervalle de temps Δt.

Cas 2 : **Si** $\boldsymbol{f_2 < i < f_1}$

Au début de l'intervalle de temps, la capacité d'infiltration dépasse l'intensité des précipitations, donc pas de ruissellement au début de l'intervalle. Mais cela change avant que l'étape de temps soit terminée. Le ruissellement d'eau commencera pendant l'intervalle de temps Δt.

Cas 3 : **Si** $\boldsymbol{i < f_2 < f_1}$

Pas de ruissellement tout au long de l'intervalle du temps Δt. Les précipitations s'infiltrent pendant tout l'intervalle de temps Δt.

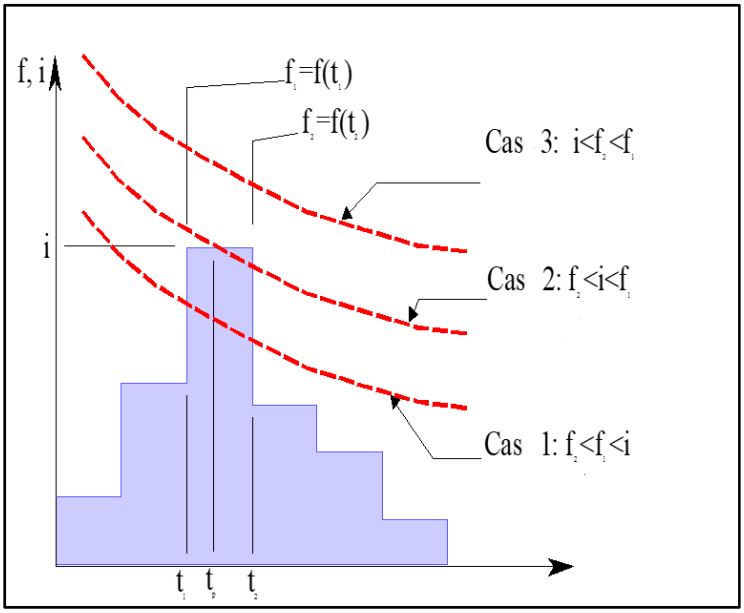


Figure 3.1 Trois cas du modèle Green-Ampt
Adaptée de Smith & Alan (1998, p. 4)

L'algorithme de solution utilisé par Smith & Alan (1998) pour déterminer l'infiltration cumulative F(t), se résume comme suit :

- Si $i_j > f_j$ alors le cas (1) est vrai,

$$F_{j+1} = F_j + K\Delta t + \psi\Delta\theta \ln\left[\frac{\left(F_{j+1} + \psi\Delta\theta\right)}{\left(F_j + \psi\Delta\theta\right)}\right] \tag{3.6}$$

- Si $i_j < f_j$ alors le cas (2) ou le cas (3) s'applique. Si nous supposons que le cas (3) s'applique, c'est-à-dire que toutes les précipitations s'infiltrent pendant le temps Δt alors nous pouvons estimer:

$$F_{J+1} = F_j + i\Delta t \tag{3.7}$$

Et

$$f_{j+1} = K\left(1 + \frac{\psi\Delta\theta}{F_{J+1}}\right) \tag{3.8}$$

Tester également si $i_j < f_{j+1}$. Si oui, alors le cas (3) est vrai.

- Si $i_j > f_{j+1}$ tel que calculé à l'étape (2), le cas (2) est valable. Le volume requis pour provoquer la formation de ruissellement en surface est calculé comme suit:

$$F_P = \frac{K\psi\Delta\theta}{\left(i_j - K\right)} \tag{3.9}$$

Le temps de début du ruissellement est calculé comme suit:

$$\Delta' t = \frac{\left(F_P - F_j\right)}{i} \tag{3.10}$$

Ensuite

$$F_{j+1} = F_j + K(\Delta t - \Delta' t) + \psi\Delta\theta \ln\left[\frac{\left(F_{j+1} + \psi\Delta\theta\right)}{\left(F_j + \psi\Delta\theta\right)}\right] \tag{3.11}$$

Une application numérique du modèle de Green-Ampt a été programmée dans Excel afin de faciliter le calcul de l'infiltration f (t) qui sera ensuite introduite dans le modèle de la méthode rationnelle généralisée.

3.2.2 Procédure de calibrage des modèles

La méthodologie d'étalonnage est présentée en trois étapes séquentielles. Chaque étape vise à calibrer certains paramètres spécifiques à l'aide d'événements pluviométriques appropriés. Cette procédure est commune à la méthode rationnelle généralisée et au modèle du réservoir non linéaire. Il convient de noter que le coefficient C utilisé dans la méthode rationnelle généralisée est utilisé directement pour calculer le pourcentage de la surface imperméable pour le modèle du réservoir non linéaire.

Nous avons d'abord choisi un événement dans le but de calibrer les paramètres qui interviennent dans les deux modèles, à savoir : le coefficient C et le temps de concentration Tc pour la méthode rationnelle généralisée et afin de réduire la complexité du processus d'étalonnage, seul un paramètre du modèle SWMM5 a été choisi pour la calibration : la largeur (w) du bassin versant.

Étape 1: Étalonnage de C

La valeur initiale du coefficient de ruissellement C peut être prise égale à la fraction des surfaces imperméables du bassin. Normalement, cette valeur sera révisée à la baisse au cours de l'étalonnage pour ne tenir compte que des surfaces imperméables directement raccordées

au réseau. En absence de données sur ce paramètre, on peut supposer une valeur initiale C = 0,53 (Imp = 53 %) dans le processus d'étalonnage.

Après la première simulation du ruissellement à l'aide de l'équation (2.4) de la méthode rationnelle généralisée, on doit réajuster la valeur du coefficient C à l'aide de la formule suivante:

$$C_1 = \frac{C}{R_v} \tag{3.12}$$

Où Rv : Ratio des volumes simulés sur les volumes mesurés.
La valeur de C est ajustée pour obtenir une bonne correspondance entre les débits simulés et mesurés.

Étape 2 : Étalonnage de Tc et W

Plusieurs paramètres contrôlent l'amplitude du débit de pointe et le temps de montée de l'hydrogramme simulé par le MRNL. Ces paramètres sont les coefficients de Manning des surfaces perméables et imperméables, les pentes du terrain et la largeur du bassin. En pratique, pour réduire l'écart entre les débits simulés et mesurés, on modifie seulement la largeur W du bassin en considérant que les valeurs supposées pour les autres paramètres sont proches de leur valeur physique réelle.

L'augmentation de la largeur W du bassin amplifie l'amplitude du débit de pointe et fait diminuer le temps de transit sur la surface du bassin en réduisant par le fait même le temps de montée de l'hydrogramme simulé. La diminution de W produit l'effet inverse.

Pour la méthode rationnelle généralisée, le temps de concentration du bassin synthétise tous les paramètres qui influencent le temps de montée et le débit de pointe de l'hydrogramme. La diminution du temps de concentration tc fait augmenter l'amplitude du débit de pointe simulé et le rend rapide. L'augmentation de tc produit l'effet inverse.

Le même événement pluviométrique que celui utilisé dans l'étape précédente peut être retenu pour étalonner tc et W.

Étape 3 : Les paramètres du modèle Green et Ampt

La troisième étape de la procédure d'étalonnage a consisté à ajuster la capacité d'infiltration. L'équation d'infiltration (3.4) de Green-Ampt implique trois paramètres qui doivent être estimés, sont :

1. La conductivité hydraulique, K (mm / h);
2. La charge capillaire moyenne au front d'humidification ψ (cm);
3. La variation de la teneur en eau, Δθ, qui est la différence entre la porosité η et la teneur initiale en eau du sol, θi.

La Figure 3.2 montre les paramètres de Green-Ampt.

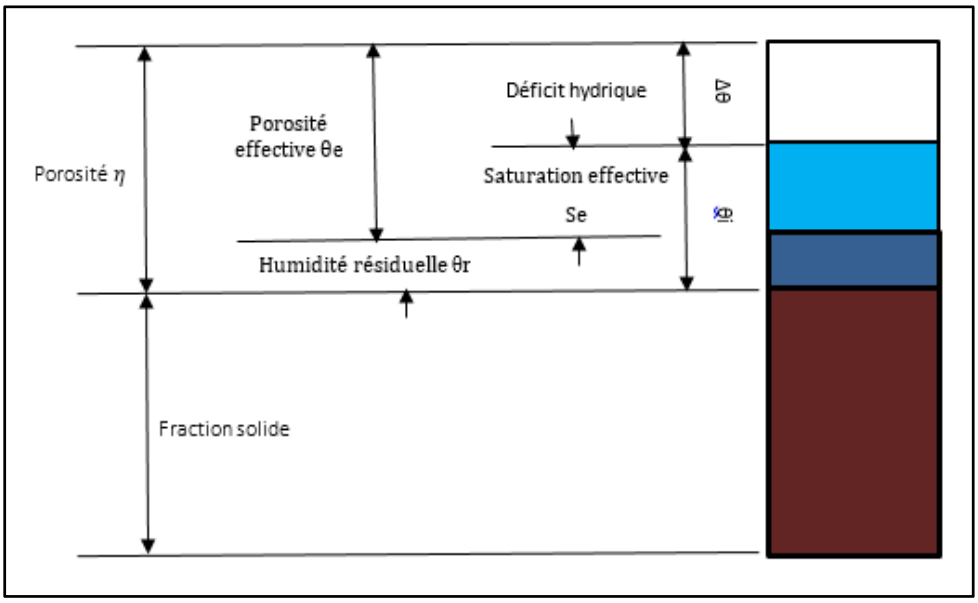


Figure 3.2 Représentation schématique des paramètres Green-Ampt
Adaptée de Smith & Alan (1998, p. 5)

Ces paramètres ont été estimés par Rawls, Brakensiek & Miller (1983) pour 11 classes de sol allant du sable à l'argile. Les valeurs moyennes des paramètres Green-Ampt ont été résumés dans le Tableau 3.1.

Tableau 3.1 Valeurs typiques des paramètres du modèle Green-Ampt
Adapté de Rawls, Brakensiek & Miller (1983, p. 67)

Le type de sol	**Porosité**	**Porosité effective θe**	**Porosité résiduelle θr**	**Charge capillaire ψ (mm)**	**Conductivité hydraulique K (mm/h)**
Sable	0.437	0.417	0,02	49.5	117.8
Sable limoneux	0.437	0.401	0,036	61.3	29.9
Loam sablonneux	0.453	0.412	0,041	110.1	10.9
Loam	0.463	0.434	0,029	88.9	3.4
Loam silteux	0.501	0.486	0,015	166.8	6.5
Loam sablonneux avec argile	0.398	0.330	0,068	218.5	1.5
Loam argileux	0.464	0.309	0,155	208.8	1.0
Loam silteux et argileux	0.471	0.432	0,039	273.0	1.0
Argile sablonneuse	0.430	0.321	0,109	239.0	0.6
Argile silteuse	0.479	0.423	0,047	292.2	0.5
Argile	0.475	0.385	0,09	316.3	0.3

3.2.3 Validation

Il faut toujours séparer les événements pluviométriques disponibles en deux blocs distincts : le premier sert à étalonner les paramètres du modèle. Le second sert exclusivement à valider le modèle étalonné. L'étape de validation consiste à vérifier les résultats obtenus lors de la calibration.

Un autre événement pluviométrique est utilisé pour valider les modèles hydrologiques en vérifiant sa capacité à reproduire les débits mesurés à l'exutoire.

3.2.4 Les critères de performance

Quatre critères de performance ont été calculé pour évaluer la concordance entre les valeurs simulées et observées. Ces critères sont détaillés dans le Tableau 3.2.

Tableau 3.2 Les critères de performance

Critère de performance	Expression
• **Nash** $Q_{mes}(i)$: Débit mesuré à l'instant i (m^3/s) $Q_{cal}(i)$: Débit calculé à l'instant i (m^3/s) $Q_{moy}(i)$: Débit moyen mesuré (m^3/s) →le rapprochement du coefficient de Nash de l'unité est un indicateur de la concordance entre les valeurs simulées et celles mesurées	$\text{Nash} = 1 - \frac{\sum_{i=1}[Qmes(i)-Qcal(i)]^2}{\sum_{i=1}[Qmes(i)-Qmoy]^2}$
• **Le rapport** $\frac{Qmax}{Qadmissible}$ $Q_p$cal : Débit de pointe calculé $Q_p$mes : Débit de pointe mesuré →Le rapprochement de RQ_p de l'unité est un indicateur de la concordance entre les débits de pointe mesurés et ceux simulés	$RQ_p = \frac{Q_{p\ cal}}{Q_{p\ mes}}$
• **Rapport des volumes** $Q_{cal}(i)$: Débit calculé à l'instant i (m^3/s) $Q_{mes}(i)$: Débit moyen mesuré (m^3/s)	$R_v = \frac{\sum_{i=1}^{N} Q_{cal(i)}\Delta t}{\sum_{i=1}^{N} Q_{mes(i)}\Delta t}$
• **Le synchronisme** Entre les débits simulés et les débits réels Si $\Delta t = 0$: Un synchronisme parfait	$\Delta t = TQ_{P\ simulé} - TQ_{P\ réel}$

3.3 Application sur un site réel

3.3.1 Description du site

Le site réel d'application est un bassin versant à Verdun où l'on dispose de données réelles sur les précipitations, les débits, etc. Ce bassin versant à une superficie totale de 177 hectares comprenant 93,65 hectares de zones imperméables et 83,35 hectares de zones perméables. La Figure 3.3 présente les limites du site d'application.

Figure 3.3 Plan du secteur du site d'application
Tirée de Ayadi (2010, p. 59)

3.3.2 Pluies réelles utilisées

Pour tester les deux modèles de ruissellement, trois événements pluviométriques, échantillonnés à cinq minutes d'intervalle ont été considérés, pour la calibration et la validation à savoir :

-l'événement du 16 août 2000;

-l'événement du 23 août 2000;

-l'événement du 12 septembre 2000.

Les données d'entrée nécessaires pour les séries chronologiques ont été compilées à partir de la campagne de mesure réalisée par Bennis (2000) (Voir Annexe IV). Les principales caractéristiques des événements pluvieux sont résumées dans le Tableau 3.3 ci-dessous.

Tableau 3.3 Caractéristiques des événements pluvieux du bassin versant à Verdun

Événement	**Pluie cumulée (mm)**	**Durée (h :minute)**	**Intensité moyenne (mm/h)**	**Intensité max (mm/h)**	**Débit Max (m^3/s)**
16-08-2000	22.4	03 :25	10.752	60	6.63
23-08-2000	10	04 :30	2.44	14.44	1.81
12-09-2000	4.6	02 :05	2.3	28.8	2.51

3.3.3 Analyse des résultats

3.3.3.1 Résultats d'étalonnage

La première étape a consisté à calibrer le coefficient C. Pour cette étape, l'événement de précipitation du 16 août 2020 a été utilisé.

La valeur initiale du paramètre ''C'' est : C = 0,53 (fraction de la surface totale imperméable).

Une première valeur de 36 minutes a été choisie pour le temps de concentration du bassin tc. Cependant, n'importe quelle valeur aurait pu être choisie pour le temps de concentration car elle sera ajustée dans la procédure d'étalonnage.

Dans le cas du modèle MRNL, une valeur devait également être fournie pour la largeur du bassin. Diverses études ont tenté de calculer ce paramètre dans la modélisation globale et détaillée des bassins (Kamal & Bennis, 2005).
Les paramètres du modèle et leurs plages de variation sont présentés dans le Tableau 3.4.

Tableau 3.4 Les valeurs des paramètres du modèle SWWM

Paramètres fixes		**Paramètre de calibration**	
Paramètre	Valeur	Paramètre	Valeur
%Impervious	52,9	Width	1500 - 3500
N-IMPERV	0,016		
N-Perv	0,25		
Dostore-Imperv	1,5		
% Zéro-Imperv	25		
Slope-sub (%)	1		
Modèle d'infiltration : Green-Ampt			

La largeur w du bassin de drainage de superficie A est un paramètre d'étalonnage important pour ajuster les débits simulés aux valeurs mesurées. Pour commencer elle a été calculée par la méthode classique (w = 1881,4)

$$w = 2\sqrt{\frac{A}{2}} \tag{3.13}$$

La Figure 3.4 montre une comparaison entre les débits mesurés et les débits simulés par la MRG ainsi que par le MRNL. Les critères de performance pour ce premier essai sont donnés dans le Tableau 3.5.

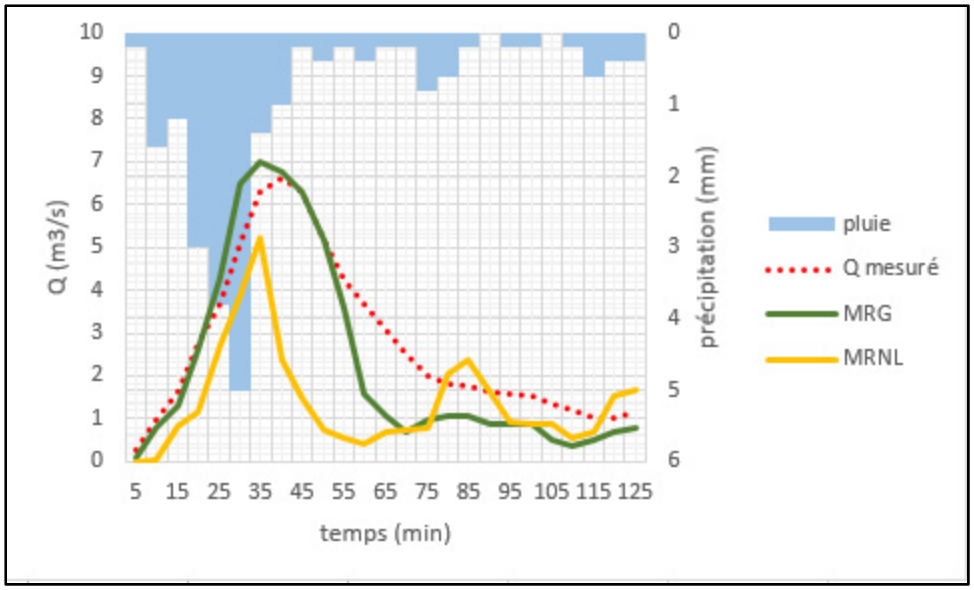


Figure 3.4 Simulation avec les valeurs initiales (Étape 1 - Essai 1)

Tableau 3.5 Critères de performance (Étape 1 - Essai 1)

Modèle	Nash	RQp	DT(min)	Rvol
RG	0.77	1.05	5	0.82
RNL	0.65	0.78	5	0.61

Les résultats de cette première simulation suggèrent que la MRG donne un meilleur accord avec les valeurs mesurées que le MRNL. Cela s'explique par le fait que toutes les valeurs initiales des variables de la MRG étaient proches de leurs valeurs réelles, alors que dans la modélisation utilisant le MRNL, la largeur du bassin est initialement inconnue.

En ajustant le coefficient C selon l'équation (3.12) on obtient C1 = 0,49. Une nouvelle simulation est alors obtenue en utilisant cette valeur ajustée du coefficient de ruissellement. Les nouveaux critères de performance sont présentés dans le Tableau 3.6. La Figure 3.5 montre la comparaison des débits simulés et mesurés pour le deuxième essai de la première étape.

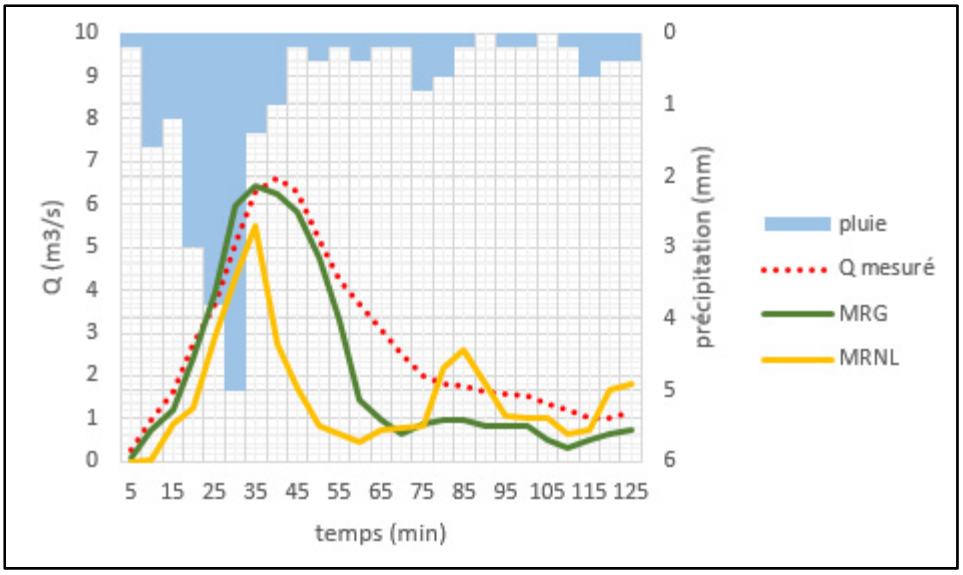


Figure 3.5 Exécution avec coefficient C ajusté (Étape 1 - Essai 2)

Tableau 3.6 Critères de performance (Étape 1 - Essai 2)

Modèle	Nash	RQp	DT(min)	Rvol
RG	0.75	0.98	5	0.78
RNL	0.61	0.82	5	0.68

La deuxième étape de la procédure d'étalonnage consiste à modifier le temps de concentration (tc) pour la méthode rationnelle et la largeur du sous-bassin versant (w) pour la méthode du réservoir non linéaire afin d'ajuster le moment de la réponse de débit de pointe. Comme indiqué précédemment, la diminution du temps de concentration pour la MRG ou l'augmentation de la largeur du sous-bassin versant pour le MRNL diminue le temps de parcours dans le sous-bassin versant et entraîne donc le débit de pointe à se produire plus tôt.

Comme le débit de pointe simulé par les deux modèles était moins prononcé et s'est produit plus tard que le débit de pointe mesuré, il était nécessaire de réduire le temps de concentration pour la MRG et d'augmenter la largeur du sous-bassin versant pour le MRNL. Le Tableau 3.7 et la Figure 3.6 montrent les résultats de la simulation lorsque le temps de concentration (tc) a été réduit de 36 à 32 minutes et la largeur du sous-bassin (w) est passée de 1881m à 2200 m.

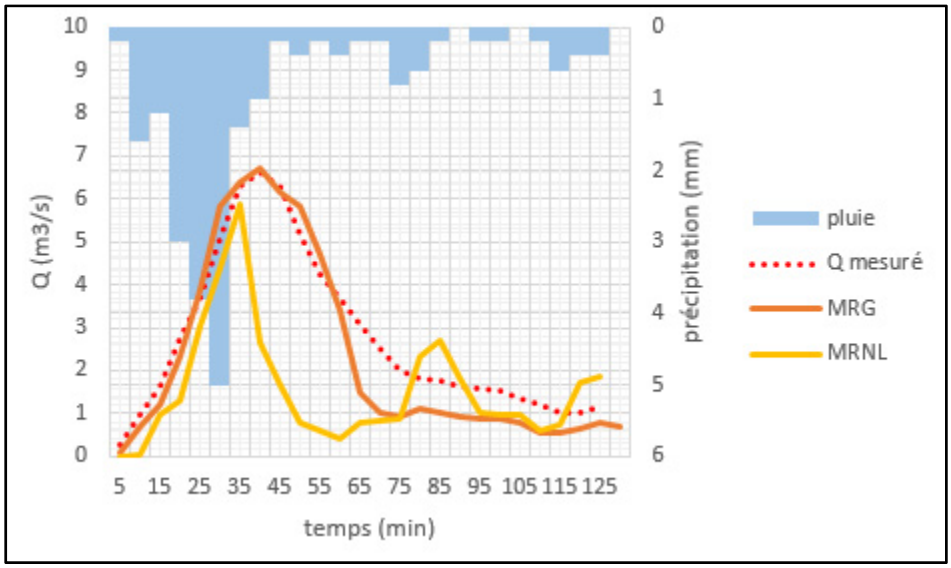


Figure 3.6 Exécution avec (t_c) et (w) ajustés

Tableau 3.7 Critères de performance (Étape 2)

Modèle	Nash	RQp	DT(min)	Rvol
RG	0.87	1	0	0.86
RNL	0.66	0.88	5	0.71

De manière générale, les critères de performance obtenus avec les deux modèles de simulation étaient presque similaires. Cependant, on peut observer que notre modification a fait coïncider parfaitement les débits mesurés avec les débits simulés par la MRG. D'un autre côté, l'ajustement de la largeur du sous-bassin versant dans le MRNL ne pouvait pas produire un ajustement aussi précis. Une modification de la pente du bassin en répétant toutes les phases d'étalonnage n'a pas pu produire de résultats satisfaisants non plus. La largeur de sous-bassin choisie était donc un compromis entre le rapport des valeurs de débit de pointe et leur synchronisation.

La troisième étape de la procédure d'étalonnage a consisté à ajuster la capacité d'infiltration. L'événement de précipitation du 12 septembre 2000, a été sélectionné pour cet étalonnage.

La valeur initiale de la variation de la teneur en eau Δθ, est prise égale à 0,5. Les valeurs prises pour le paramètre de la conductivité hydraulique K et la charge capillaire moyenne au front d'humectation ψ sont indiquées dans le Tableau 3.8.

Tableau 3.8 Paramètre de calage initial du modèle Green-Ampt

Processus	**Modèle**	**Paramètre**	**Gammes de variation admise pour le modèle**	**Estimation pour le bassin versant**
Infiltration	Green-Ampt	Déficit hydrique Δθ	0 - 1	0,5
		Conductivité hydraulique K (mm/h)	0 - 200	1
		Charge capillaire au front d'humidification ψ(mm)	0 - 316,3	208,8

Le Tableau 3.9 et la Figure 3.7 montrent les résultats de la simulation.

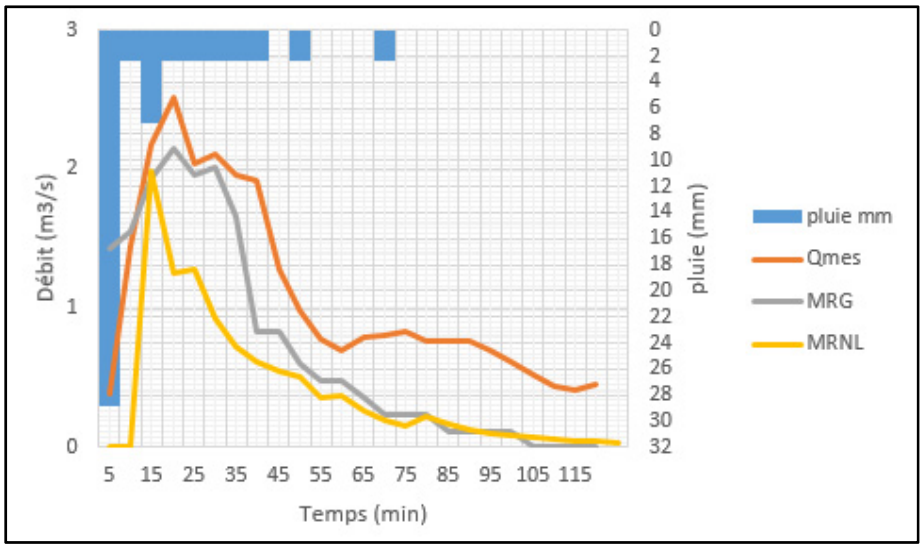


Figure 3.7 Exécution avec les paramètres d'infiltration initiaux (Étape 3 - Essai 1)

Tableau 3.9 Critères de performance (Étape 3 - Essai 1)

Modèle	Nash	RQp	DT(min)	Rvol
RG	0.72	0.85	0	0.7
RNL	0.61	0.79	5	0.54

Comme prévu, les résultats obtenus lors de cette étape sont peu convaincants, mais restent satisfaisants, en raison des paramètres de taux d'infiltration surestimés par le modèle de Green et Ampt. Il a ensuite fallu réduire la capacité d'infiltration afin d'augmenter le volume de ruissellement sur les zones perméables.

La Figure 3.8 et le Tableau 3.10 montrent les résultats de la simulation une fois que les paramètres de modèle ont été ajustés à K = 0.3 mm / h; ψ = 316.3 mm et en gardant $\Delta\theta$ = 0.5.

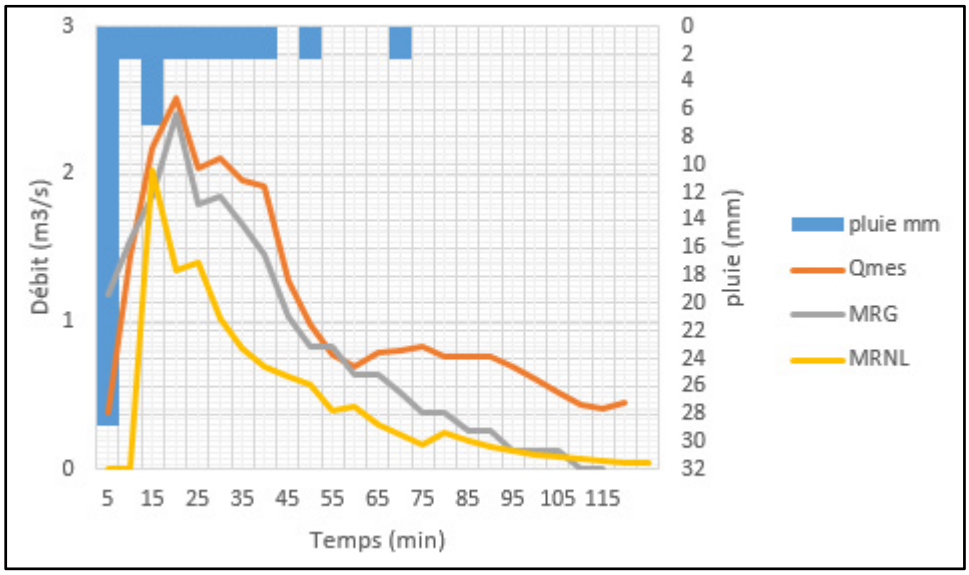


Figure 3.8 Exécution avec les paramètres d'infiltration ajustés (Étape 3 - Essai 2)

Tableau 3.10 Critères de performance (Étape 3 - Essai 2)

Modèle	Nash	RQp	DT(min)	Rvol
RG	0.87	0.96	0	0.83
RNL	0.63	0.8	5	0.61

Après calage, l'écoulement modélisé par la MRG reconstitue bien celui observé. Cela nous permet de dire que la figure de la calibration confirme que la MRG reproduit fidèlement le ruissellement dans le bassin versant.

3.3.3.2 Résultats de la validation

La validation est la dernière étape à franchir avant qu'un modèle puisse être utilisé en toute confiance. Cette étape consiste à essayer le modèle étalonné et à tester sa capacité à prévoir les hydrogrammes de ruissellement qui n'ont pas été utilisés pour l'étalonnage.

Le Tableau 3.11 et Figure 3.9 présentent les résultats de la validation des modèles précédemment formulés, sur la base de l'événement pluvial du 23 août 2000.

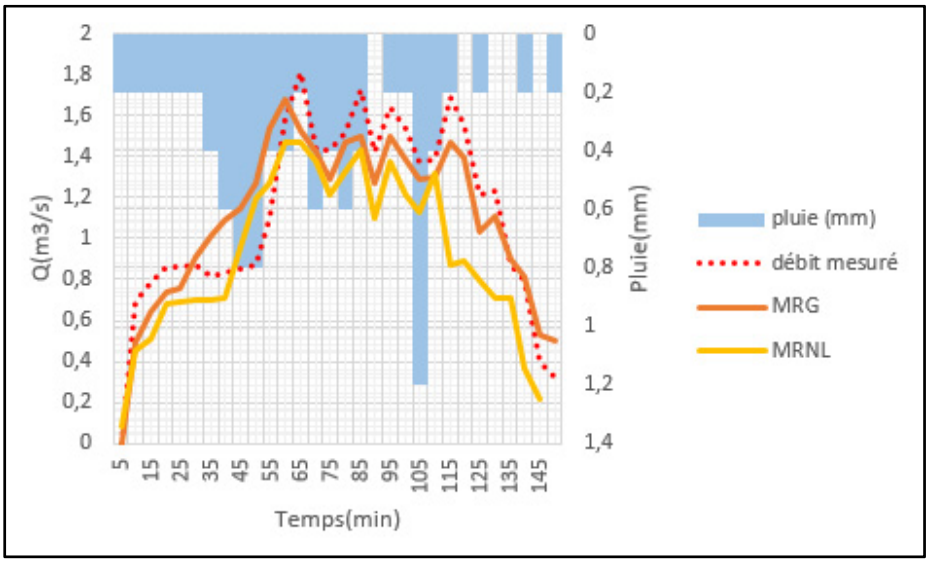


Figure 3.9 Comparaison des résultats de la modélisation par la MRG et le MRNL avec les valeurs mesurées

Tableau 3.11 Critères de performance pour l'étape de validation

Modèle	Nash	RQp	DT(min)	Rvol
RG	0.82	0.93	5	0.99
RNL	0.74	0.81	5	0.76

La précision des débits estimés a été vérifiée en comparant les hydrogrammes calculés par le MRNL et la MRG avec le débit mesuré. L'erreur relative (ER) est calculée en utilisant l'équation suivante :

$$ER = \frac{|Q_{mesuré} - Q_{calculé}|}{Q_{mesuré}} \tag{3.14}$$

Où Qmesuré est le débit de pointe de l'hydrogramme observé et Qcalculé est le débit de pointe de l'hydrogramme calculé.

Le Tableau 3.12 présente l'analyse d'erreurs pour les deux méthodes d'estimation de débit à l'étape de validation.

Tableau 3.12 Analyse d'erreurs en pourcentage pour différentes méthodes

Méthode	$Q_{calculé}$ m^3/s	$Q_{mesuré}$ m^3/s	Erreur relative (%)
MRG	1.67	1,81	7,73
MRNL	1.47	1,81	18.8

L'erreur relative est l'ampleur de la différence entre la valeur exacte et l'approximation. La validation a montré que le débit de pointe a été modélisé avec une précision raisonnable par rapport à l'hydrogramme observé. Nous constatons que la MRG a obtenu l'erreur relative minimale qui est de 7.73% pour prédire le ruissellement de pointe par rapport à la MRNL. Cette validation peut être considérée comme adéquat, car l'erreur relative est inférieure à 20%

c'est une marge d'erreur acceptable. À cet égard, Ovbievo & She (1995) ont obtenu une erreur de 25% dans les valeurs des débits de pointe qui ont été simulés lors d'un processus de validation du SWMM avec trois événements de pluie différents. Maksimovic (1986) a également estimé un niveau d'incertitude compris entre 5 et 25% dans la mesure des débits, selon la méthode utilisée. Nous pouvons donc dire que la MRG a donné de meilleurs résultats que le MRNL.

On peut conclure que le processus de validation des débits de pointe du MRNL et de la MRG montre un bon accord avec l'hydrogramme observé. En général, la prévision hydraulique est bonne, compte tenu d'une courte pluviométrie avec une intensité variable.

3.4 Conclusions

Dans ce chapitre, la capacité du modèle du réservoir non linéaire et la méthode rationnelle généralisée à prédire le débit de pointe dans le bassin versant de Verdun (Montréal) a été testée. Les paramètres du MRNL et de la MRG ont été estimés par le biais du processus d'étalonnage. Une procédure structurée a été proposée pour les étalonnages successifs des différents paramètres impliqués sur la base d'événements spécifiques. La précision des paramètres d'estimation a été vérifiée en comparant les hydrogrammes simulés et observés. Après calibration, un événement de pluie sélectionné est utilisé dans le processus de validation.

Les résultats obtenus ont montré la capacité prédictive considérable de la MRG, elle a donné de meilleurs résultats que le MRNL. En effet, les erreurs relatives pour l'estimation du débit maximal de ruissellement par rapport au débit mesuré sont de 7.7% pour la MRG et de 18.8% pour le MRNL. La MRG a pu prédire les caractéristiques hydrauliques mesurées avec une précision acceptable qui répondrait aux besoins de conception et d'évaluation des réseaux d'égouts, voire des ouvrages de gestion des eaux pluviales.

CHAPITRE 4

CONCEPTION D'UN LABORATOIRE EXPÉRIMENTAL POUR LES CELLULES DE BIORÉTENTION

4.1 Introduction

Ce chapitre consiste à concevoir un laboratoire expérimental pour analyser la performance des cellules de biorétention. C'est un projet de laboratoire qui n'a pas encore vu le jour et qui pourrait éventuellement être implanté dans le futur. Le projet vise à aménager cinq cellules de biorétention pour la gestion des eaux pluviales. Ce laboratoire comprend le dimensionnement des cellules de biorétention en tenant compte des éléments suivants : les profondeurs et les compositions des couches, les superficies, les configurations, les quantités de ruissellement à l'entrée, etc. L'objectif est de proposer différentes compositions et caractéristiques des jardins pluviaux afin que chaque jardin fonctionne différemment et que nous puissions ensuite tester son efficacité dans différentes circonstances.

Notre zone d'étude couvre environ 4249 m^2. Chacune des cinq cellules de biorétention sera située à un endroit différent avec des compositions différentes.

La zone étudiée est illustrée à la Figure 4.1 ci-dessous.

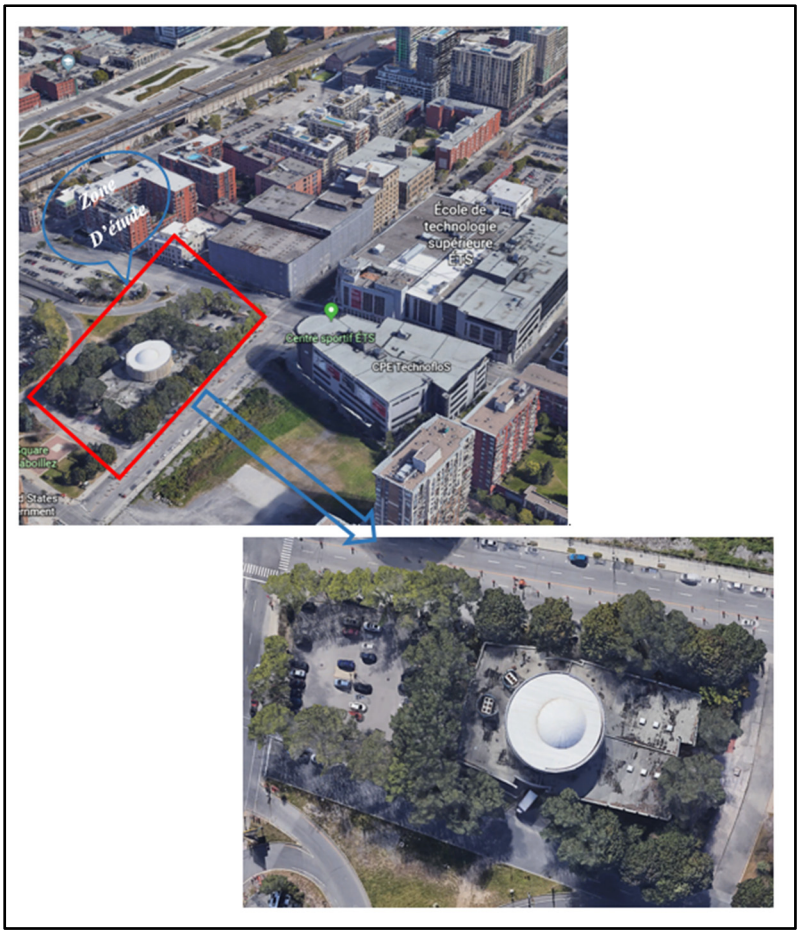


Figure 4.1 Vue aérienne du site pilote
Tirée de Google Earth
https://earth.google.com/web/search/ets/@45.49502552,-73.56082871
(Consulté en octobre 2019)

4.2 Déterminer le taux d'infiltration de conception des sols indigènes

Avant la conception, des études de contexte et des vérifications sur le terrain doivent être menées. Cela afin de confirmer le caractère adéquat du site aux systèmes de biorétention.

Les concepteurs doivent vérifier le taux d'infiltration du sol natif à l'emplacement et à la profondeur proposés, en mesurant la conductivité hydraulique dans des conditions saturées sur le terrain.

Un élément crucial dans la conception des systèmes de biorétention est le taux d'infiltration (de conception) des sols indigènes. Afin de le déterminer, il faut d'abord déterminer la conductivité hydraulique saturée (initiale) mesurée (K_{sat}) des sols natifs.

4.2.1 La conductivité hydraulique à saturation K_{sat} de conception

Cinq tests de perméabilité du sol doivent être effectués sur le site de chaque cellule de biorétention proposée et à la profondeur d'excavation finale proposée. La perméabilité du sol peut être testée soit en utilisant l'essai avec perméamètre, soit en appliquant la méthode d'essai avec infiltromètre à double anneau (CSA W200, 2019).

Une fois que le K_{sat} mesuré (initial) d'un site a été déterminé, il est nécessaire de convertir la conductivité hydraulique sur le terrain en conductivité hydraulique de conception. En multipliant le K_{sat} mesuré (initial) par un facteur de sécurité, pour tenir compte de colmatage et de l'incertitude, on obtient la conductivité hydraulique à saturation K_{sat} de la conception.

Tableau 4.1 Coefficient de sécurité pour la conductivité hydraulique à saturation mesurée
Tiré de la norme CSA W200 (2019, p. 54)

Ratio de la conductivité hydraulique à saturation mesurée moyenne*	Facteur de sécurité†
≤ 1,0	2,5
1,1 à 4,0	3,5
4,1 à 8,0	4,5
8,1 à 16,0	6,5
16,1 ou plus	8,5

La conductivité hydraulique à saturation de conception ($K_{sat\ conception}$) est calculée, comme suit :

$$K_{sat\ Conception} = K_{sat\ initial} * FS \tag{4.1}$$

Si la valeur obtenue est inférieure à 15 mm/h, un drain souterrain doit être installé dans le système de biorétention.

La détermination des taux d'infiltration des sols du site est nécessaire, pour déterminer la faisabilité des conceptions qui visent à infiltrer les eaux pluviales sur le site.

4.3 Sélection du site des jardins

Nous voulions que chaque jardin pluvial fonctionne différemment afin de tester son efficacité dans différentes circonstances.

Notre premier jardin « j1 » sera à côté de la rue de la Cathédrale. Il sera conçu pour capter l'eau qui coule dans la chaussée afin de réduire les volumes de ruissellement et d'assurer un contrôle qualitatif. Il sera drainé avec un drain souterrain au niveau de radier. Pour éviter l'infiltration sous le système de biorétention ou latérale, ce jardin sera conçu avec une membrane imperméable. Les sols locaux seront totalement remplacés par un milieu de biorétention.

Le deuxième jardin « j2 » sera à côté de la rue Peel. Il sera construit pour capter les eaux de ruissellement provenant de la zone pavée à proximité. Ce jardin sera également drainé avec un tuyau perforé au niveau de radier, mais sans membrane imperméable. Les sols locaux seront totalement remplacés comme le premier jardin j1, mais la différence entre les deux réside dans le type du sol à ajouter. L'objectif est de comparer la fonction hydrologique de ces deux cellules.

Le troisième jardin « j3 » sera en face du CEN TECH de l'ÉTS, en bas et parallèle à la rue Notre-Dame Ouest. Le jardin est conçu pour capter les eaux de ruissellement qui s'écoulent d'amont en aval, provenant de la chaussée et de l'eau débordée des autres jardins (en cas de fortes pluies et des tempêtes). Ce site offre une bonne visibilité au public en se trouvant sur la rue principale. Ce jardin sera construit avec un drain souterrain surélevé pour assurer la qualité de l'eau de ruissellement et des avantages de réduction du volume de ruissellement. On suppose que pour cette configuration, la conductivité hydraulique à saturation de conception

du sol en place est inférieure à 15mm/h, donc les sols locaux seront totalement remplacés par un milieu de biorétention.

Les deux derniers jardins « j4.1 et j4.2 » seront situés en face du CEN TECH de l'ÉTS. Ils seront construits pour recueillir les eaux de ruissellement du toit du bâtiment. Le site des jardins a été choisi pour aider à réduire les volumes de ruissellement. De plus, ces deux jardins seront conçus pour que l'eau de pluie soit absorbée naturellement par le sol, donc sans drain et avec une infiltration complète. On suppose que la conductivité hydraulique à saturation du sol en place est d'au moins 15mm/h. Puisque l'eau du toit est plus ou moins propre par rapport à l'eau de la chaussée nous voulons simuler la capacité de ces jardins à réduire le débit et le volume cumulé. Cela permet d'évaluer ses performances quantitatives et également de savoir si un simple jardin pluvial créé dans le sol existant démontre des performances fonctionnelles et contribue positivement à la gestion des eaux pluviales urbaines.

Le site de chaque jardin de pluvial est identifié dans la Figure 4.2.

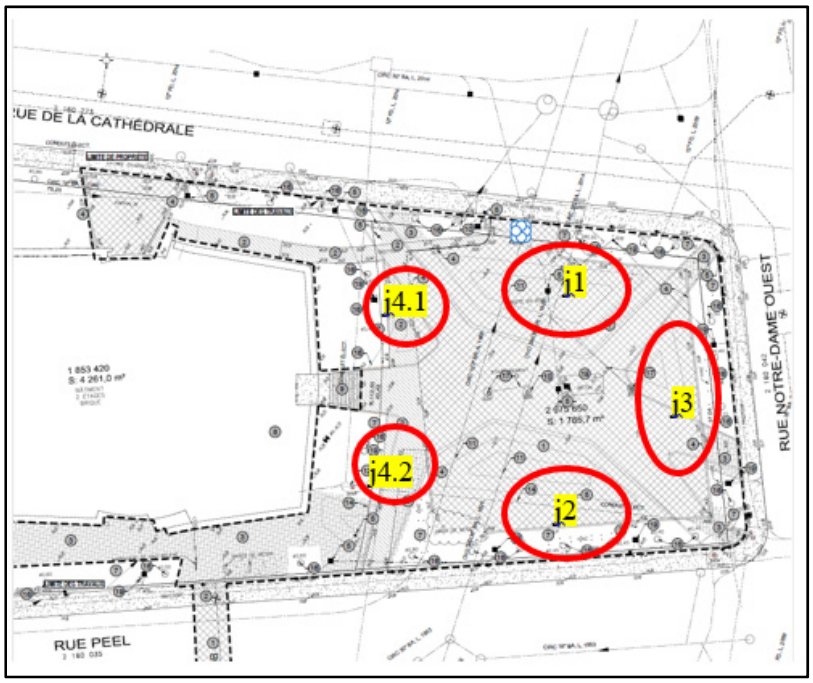


Figure 4.2 Emplacement des jardins pluviaux

4.4 Conception de la biorétention

La démarche suivie pour dimensionner chaque jardin pluvial est présentée dans le Tableau 4.2.

Tableau 4.2 Les étapes de dimensionnement des cellules

Étape 1	Calculer la surface de drainage (du bassin versant)
Étape 2	Calculer le coefficient de ruissellement du bassin
Étape 3	Choisir la pluie de conception
Étape 4	Calculer le volume et le débit de conception
Étape 5	Déterminer les caractéristiques de la biorétention : superficie, profondeur, calcul du stockage, substrat de biorétention, etc.

4.4.1 Calcul de la surface de drainage

Le bassin de drainage est presque complètement imperméable, car seules quelques petites surfaces engazonnées sont autour de l'emplacement de stationnement.
Le site est divisé en deux bassins, la superficie du site par type de surface et le revêtement de surface sont indiqués dans le Tableau 4.3 et la Figure 4.3.

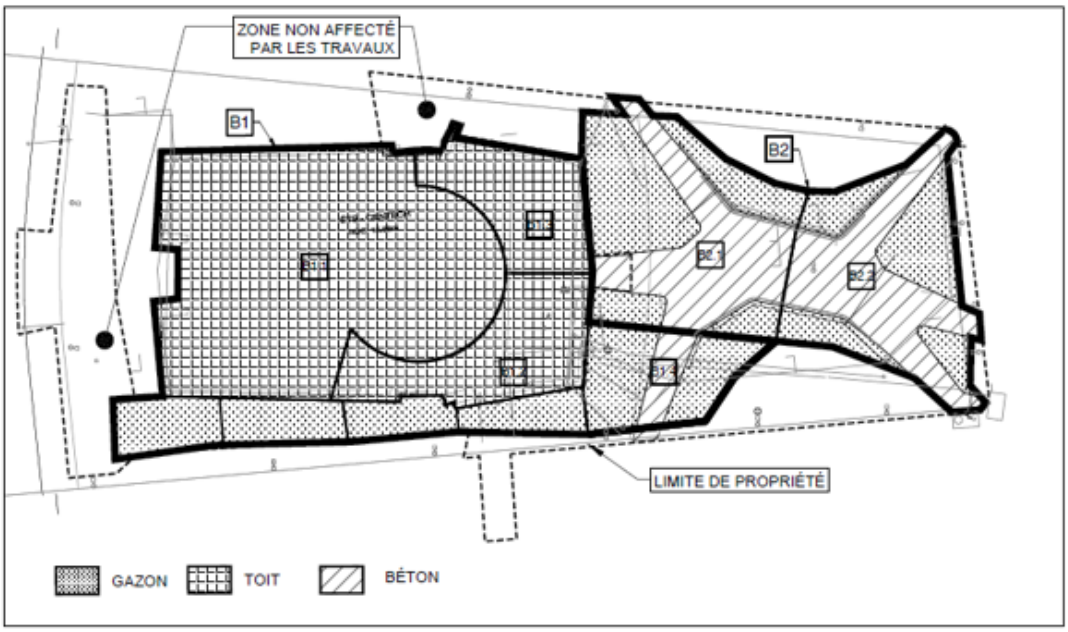


Figure 4.3 Plan des revêtements de surfaces

Tableau 4.3 Superficie des bassins drainés par type de surface

	Bassin de drainage 1				**Bassin de drainage 2**		
Type de surface	B1.1 (m^2)	B1.2 (m^2)	B1.3 (m^2)	B1.4 (m^2)	B2.1 (m^2)	B2.2 (m^2)	Superficie Total (m^2)
Gazon	222,9	173,1		228,8	426,5	303,9	1355,2
Toit existant	1418,6	374,2	301,3				2094,1
Béton		17		62	351,5	368,9	799,4
Total	1641,5	564,3	301,3	290,8	778	672,8	4248,7

L'aire totale à drainer pour chaque cellule de biorétention est calculé comme suit :

(Superficie des surfaces engazonnées x 0.2) + Superficie des surfaces imperméables (pavage, béton…).

Nous supposons la distribution suivante de la surface drainée vers chaque jardin pluvial:

- le sous-bassin B1.3 et 50 % de la superficie du sous-bassin B1.1 se draineront vers le jardin j4.1.
- le sous-bassin B1.2 et 50 % de la superficie du sous-bassin B1.1 se draineront vers le jardin j4.2.
- 50 % de la superficie du sous-bassin B2.1 et 10 % de la superficie du sous-bassin B2.2 iront au jardin j1.
- le sous-bassin B1.4 et 50 % de la superficie du sous-bassin B2.1 ainsi que 10 % de la superficie du sous-bassin B2.2 iront au jardin j2.
- 80 % de la superficie du sous-bassin B2.2 s'écoulera vers le jardin j3.

La surface de drainage dépend de l'emplacement de chaque jardin pluvial, comme indiqué dans la Figure 4.4.

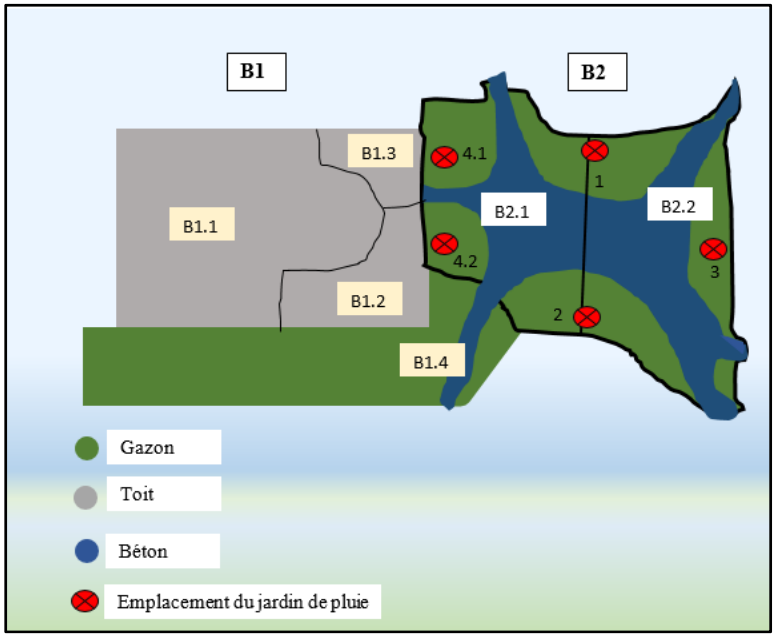


Figure 4.4 Les sous-bassins drainés vers les jardins pluviaux

Les résultats du calcul des aires de drainage sont présentés dans le Tableau 4.4.

Tableau 4.4 L'aire à drainer pour chaque jardin pluvial

Jardin	**Aire de drainage A_D (m^2)**
J1	261.37
J2	369.13
J3	343.74
J4.1	1032.89
J4.2	1157.51

4.4.2 Calcul du coefficient de ruissellement du bassin

Le coefficient de ruissellement « C » est un facteur sans dimension utilisé pour convertir les quantités de pluie en ruissellement. Il est parfois imposé par la réglementation ou calculé sur la base des différents manuels de conception. L'approche la plus courante pour choisir le coefficient consiste simplement à associer le coefficient à un type de surface (MDDELCC, 2011).

Selon le Manuel de calcul et de conception des ouvrages municipaux de gestion des eaux pluviales (2017), lorsque la nature des sols et l'occupation en surface d'un site sont hétérogènes de façon à ce que plus d'un coefficient de ruissellement doive être utilisé, comme dans notre cas, il faut utiliser un coefficient de ruissellement pondéré pour représenter ce site. Le coefficient de ruissellement pondéré doit être calculé conformément à l'équation suivante :

$$C_{r(p)} = \frac{\sum(A_j * C_{rj} * F)}{\sum A_j} \tag{4.2}$$

Avec

$Cr_{(p)}$: Coefficient de ruissellement pondéré;

Aj : Superficie du sous-bassin homogène j (m^2);

Crj : Coefficient de ruissellement relatif au sous-bassin j;

F : Facteur de correction (pris à 1).

Les coefficients de ruissellement relatifs à chaque type de surface sont présentés dans le Tableau 4.5.

Tableau 4.5 Les coefficients de ruissellement pour chaque type de surface
Tiré de GDEPEMU (2017, p. 35)

Type de surface	Coefficient	Type de surface	Coefficient
Pavage, asphalte	0,95	Gazon, terrain plat (pente de 0-1 %)	0,25
Pavage, béton	0,95	Gazon, terrain moyen (pente de 1-3 %)	0,35
Pavage, briques	0,85	Gazon, terrain vallonné (pente de 3-10 %)	0,40
Pavage, gravier	0,75	Gazon, terrain pentu (pente >10 %)	0,45
Toiture classique	0,95	Végétation, terrain plat (pente de 0-1 %)	0,10
Toiture végétale (<10 cm)	0,60	Végétation, terrain moyen (pente de 1-3 %)	0,20
Toiture végétale (10 – 20 cm)	0,30	Végétation, terrain valloné (pente de 3-10 %)	0,25
Toiture végétale (21 – 50 cm)	0,20	Végétation, terrain pentu (pente >10 %)	0,30
Toiture végétale (>50 cm)	0,10		

Pour notre bassin versant, les coefficients de ruissellement sont indiqués pour chacun des types de surface puis la somme des surfaces et la somme des Aj*Crj sont calculées dans le Tableau 4.6.

Tableau 4.6 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré du site

Type	**Coefficient de ruissellement (Crj)**	**Superficie m_2 (Aj)**	**Crj x Aj**
Gazon	0,35	1355,2	474,32
Toit	0,95	2094,1	1989,39
Béton	0,95	799,4	759,43
Total		4248,7	3223,14
Résultats			
Crp = 0,76			

4.4.3 Pluviométrie

La pluie de type Chicago est largement utilisée pour la conception d'ouvrages de gestion des eaux pluviales au Québec (Rivard, 2016).

Une quantité de pluie moyenne d'une valeur de 25 mm est par ailleurs recommandée pour le contrôle qualité pour les différents types d'ouvrages (MDDELCC, 2011). L'évènement de pluie finalement utilisé pour la conception des jardins pluviaux est celui de la pluie de projet pour le contrôle de la qualité qui est illustré à la Figure 4.5.

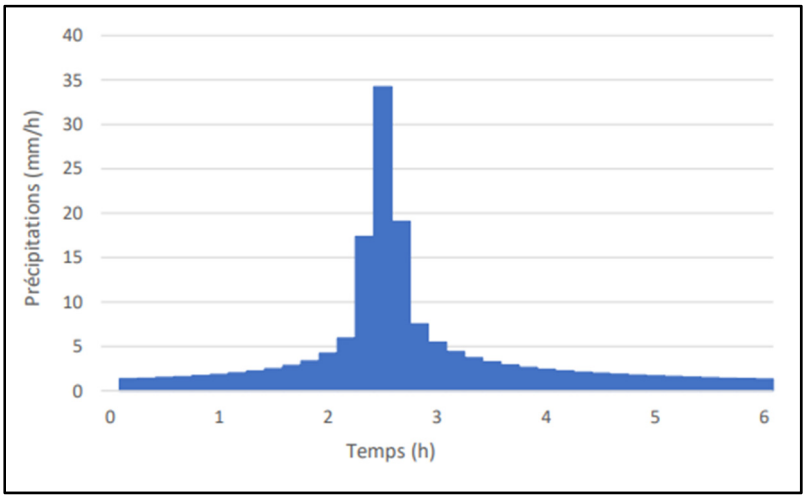


Figure 4.5 Histogramme de pluie utilisé pour la conception

4.4.4 Évaluation des débits et des volumes de conception

4.4.4.1 Débit de ruissellement

Les valeurs de conception pour les débits d'eaux de ruissellement peuvent être évaluées au moyen de la méthode rationnelle :

$$Q = \frac{C.I.A}{360} \tag{4.3}$$

Avec

Q : Débit maximal (m^3/s) ;

C : Coefficient de ruissellement ;

I : Intensité des précipitations (mm/h) ;

A : Superficie du bassin versant (ha).

L'intensité de la pluie à considérer est obtenue par la courbe IDF (voir Annexe III, Figure A-III-1)

Les résultats du calcul sont présentés dans le Tableau 4.7.

Tableau 4.7 Les valeurs de conception pour les débits d'eaux de ruissellement

Cellule de biorétention	**Q (l/s)**
J1	0.55
J2	0.78
J3	0.73
J4.1	2.2
J4.2	2.4

4.4.4.2 Volume de conception pour la qualité d'eau

Les jardins pluviaux sont conçus pour traiter un volume spécifique, généralement le volume de la qualité de l'eau (Vq). Il est calculé selon les directives de conception établis par le manuel de calcul et de conception des ouvrages municipaux de gestion des eaux pluviales (2017), comme indiqué dans l'équation suivante :

$$V_{qualité} = 25 * cr * \left(A_{imp} - K * A_{toit_{dcx}}\right) * 10 - V_{\inf_tot} \qquad (4.4)$$

Avec

$V_{qualité}$: Objectif du volume de ruissellement à traiter pour l'ensemble du projet (m^3);

25 : Hauteur de la pluie qualité (mm);

Cr : Coefficient de ruissellement pondéré des surfaces imperméables, valeur minimale (0,9);

A_{imp} Somme des surfaces imperméables drainées directement et indirectement vers le jardin de pluie (ha);

A_{toit_dcx} : Somme des toitures déconnectées (ha);

K : Coefficient d'ajustement. Valeur de 0,15 ou 1,0;

10 : Coefficient de conversion pour les unités;

V_{inf_total} : Volume d'eau total intercepté par les ouvrages d'infiltration (m³).

Dans notre zone d'étude, le ruissellement des toits sera dirigé directement vers les jardins pluviaux et non vers des surfaces perméables ou des ouvrages d'infiltration d'eau adjacents au bâtiment, c'est pourquoi la déconnexion des toits n'est pas considérée comme ayant un effet significatif (d'où $A_{toit_{dcx}} = 0$). De même, le volume total d'eau intercepté par les ouvrages d'infiltration sera égal à 0.

D'où

$$V_{qualité} = 25 * Cr * (A_{imp}) * 10 \tag{4.5}$$

Dans le Tableau 4.8 et le Tableau 4.9, nous calculons respectivement le coefficient de ruissellement pondéré des surfaces imperméables Cr et le volume de conception pour chaque cellule de biorétention.

Tableau 4.8 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré des surfaces imperméables du site

Type de surface	**Coefficient de ruissellement (Cr)**	**Superficie m² (Ai)**	**Cr x Ai**
Toit	0,95	2094,1	1989,395
Béton	0,95	799,4	759,43
Total		2893,5	2748.825
Résultats			
Cr = 0,95			

Tableau 4.9 Le volume de conception pour chaque jardin de pluie

Cellule de biorétention	**C_r**	**A_{imp} (ha)**	**$V_{Qualité}$ (m^3)**
J1	0.95	0.072	17.1
J2		0.078	18.85
J3		0.072	17.1*
J4.1		0.1	24
J4.2		0.12	27.6

* Une majoration de 15 % sera appliquée au volume à l'entrée afin de tenir compte de la sous-estimation des volumes. Puisque le jardin j3 est conçu pour capter le ruissellement qui coule de l'amont vers l'aval ainsi que l'eau débordant des autres jardins (en cas de fortes pluies), il faut donc en tenir compte.
Cette majoration prendra alors en compte ces volumes, qui peuvent être plus difficiles à quantifier correctement.
Alors $V_{qualité} = 17.1 + (17.1 * 0.15) = 19.66m^3$

4.4.5 Paramètres de profondeur

La profondeur du milieu est un facteur clé dans la conception de la biorétention. Dans notre projet de laboratoire expérimental, nous voulons évaluer l'impact de la profondeur du lit filtrant sur les performances de biorétention. En suivant les exigences recommandées par la norme CSA W200, comme illustrées dans le Tableau 4.10, nous avons choisi différentes profondeurs pour chaque cellule.

Tableau 4.10 Profondeurs recommandées pour les couches de sol de biorétention
Tiré de la norme CSA W200 (2019, p. 51)

	Accumulation d'eau	Couche de surface	Substrat de biorétention	Couche de séparation/ filtre granulaire	Réservoir d'accumulation
Profondeur minimale recommandée (mm)	—	50	300†	—	300
Profondeur type recommandée (mm)	300	75	450	100	600
Profondeur maximale recommandée (mm)	*	100	—	—	—

Les différentes profondeurs sélectionnées pour chaque cellule de biorétention sont indiquées dans le Tableau 4.11.

Tableau 4.11 Différentes profondeurs des cellules de biorétention

Cellule de biorétention	Accumulation d'eau (mm)	Substrat de biorétention (mm)	Réservoir d'accumulation (mm)
J1	200	300	500
J2	300	600	300
J3	400	700	600
J4.1	500	900	300
J4.2	500	450	400

4.4.6 Calcul de la surface

Une fois la profondeur du système de biorétention est déterminée, le volume de conception est utilisé pour calculer la superficie de chaque cellule au moyen de l'équation suivante :

$$A = \frac{V_{Qualité}}{(dp + [(d_c - dp) * n]} \tag{4.6}$$

Avec

A : Surface de cellule de biorétention (m^2);

$V_{Qualité}$ Volume pour le contrôle de la qualité (m^3);

d_c : Profondeur de cellule de biorétention (m);

d_p : Profondeur d'accumulation d'eau en surface (m);

n : Porosité des substrats de biorétention, de la couche de séparation de filtre granulaire et de réservoir d'accumulation (sans unité), en général, une valeur comprise entre 0.35 à 0.4 est utilisée pour la porosité.

Les résultats du calcul sont présentés dans le Tableau 4.12.

Tableau 4.12 Surface des cellules de biorétention

Cellule de biorétention	**Surface (m^2)**
J1	38.86
J2	37.7
J3	25.87
J4.1	30.77
J4.2	43.12

4.4.7 Substrat de biorétention

Le choix de l'emplacement, de la taille et de la profondeur des jardins pluviaux sont des points clés à prendre en compte lors de la conception. Après cela, le substrat de la cellule de biorétention doit être préparé pour la croissance et le maintien de plantes appropriées, ainsi que pour un meilleur traitement des différents polluants.

Certaines spécifications sont associées à chacun des matériaux utilisés. La taille, la quantité appropriée des matériaux et la manière de les utiliser jouent un rôle important dans le fonctionnement efficace des jardins pluviaux dans la gestion des eaux pluviales.

Le substrat de biorétention doit répondre aux spécifications données par la norme CSA W200, comme indiqué dans le Tableau 4.13.

Tableau 4.13 Spécification de substrat de biorétention
Tiré de la norme CSA W200 (2019, p. 55)

Spécification du substrat de biorétention	**Objectif spécifique au site**	
	Infiltration	**Traitement**
Galets aux particules de la taille des graviers : Entre 2,0 et 64 mm de diamètre.	Devrait être inférieur ou égal à 10 %	
Particules de la taille du sable : Diamètre supérieur à 0,05 mm et inférieur à 2 mm	Devrait être compris entre 75 et 90 %	Doit être compris entre 65 et 75 %
Particules de la taille du limon : Supérieur à 0,002 mm et inférieur à 0,05 mm	Devrait être compris entre 7 et 22 %	Doit être compris entre 13 et 30 %
Particules de la taille de l'argile : Inférieur à 0,002 mm	Devrait être compris entre 3 et 12 %	Doit être compris entre 5 et 12 %
Matière organique	Doit être compris entre 3 et 10 %	
pH	Devrait être compris entre 5,5 et 7,5 avec une tolérance jusqu'à 7,8	
Conductivité hydraulique à saturation, échantillon compacté à 75-85 % de la densité sèche maximale.	Devrait être compris entre 0,0021 et 0,0083 cm/s (75 et 300 mm/h)	Devrait être $6,9 \times 10^{-4}$ -0,0021 cm/s (25 et 75 mm/h)

Dans notre projet de laboratoire expérimental, nous avons choisi différentes compositions du sol pour chaque cellule. Comme indiqué dans la Norme CSA W200 (2019), si le traitement par les jardins pluviaux est concerné, la conductivité hydraulique à saturation doit être comprise entre 25 et 75 mm / h. En revanche si l'objectif est l'infiltration, cette valeur doit être comprise entre 75 et 300 mm / h.

Dans la première unité de biorétention j1 que nous visons pour le traitement. Le jardin sera constitué de 65 % de sable, 15 % de limon, 12 % d'argile et 8 % de la matière organique.
La deuxième unité de biorétention j2 sera constituée de 80 % de sable, 13 % de limon, 5 % d'argile et 3 % de la matière organique.

La troisième unité de biorétention j3 sera constituée de 70 % de sable, 14 % de limon, 9 % d'argile et 7 % de la matière organique.

Dans les unités de biorétention j4.1 et j4.2 que nous visons pour l'infiltration, elles seront conçues pour que l'eau de pluie soit absorbée naturellement par le sol, donc sans drain. Afin de savoir si un simple jardin pluvial crée dans le sol existant présente des performances fonctionnelles et contribue positivement à la gestion des eaux pluviales. Nous utiliserons le sol local du site comme média filtrant. Et nous ajouterons du compost.

4.4.8 Calcul du stockage

Les taux d'infiltration du substrat de biorétention ou du sol existant représentent les paramètres les plus importants pour la conception des systèmes de biorétention. Pour modéliser le plus précisément possible les performances du jardin pluvial, l'infiltration doit être décrite avec précision mathématique.

4.4.8.1 Méthode d'estimation du taux d'infiltration : modèle de Green-Ampt

L'infiltration dans le sol naturel et le substrat peut être évaluée par le modèle Green-Ampt. Selon Reynolds (2008), c'est le modèle qui représente de manière la plus réaliste une infiltration verticale 1D en mode transitoire avec un infiltromètre. Les paramètres sont estimés à partir des propriétés du sol.

Ce modèle peut prédire la capacité d'infiltration, le temps de début de ruissellement et l'infiltration cumulative.

Les paramètres Green-Ampt pour différentes classes de sol sont donnés dans le Tableau 3.1. Afin de déterminer le taux d'infiltration des jardins, il est nécessaire de prendre en compte le ruissellement de l'eau des surfaces de drainage correspondantes et l'eau de pluie tombant sur le jardin lui-même. Ainsi, une pluie équivalente, sera calculée et introduite dans le modèle de calcul. Cette pluie est la somme du débit de ruissellement (qui vient du bassin versant et qui sera traduit en intensité de pluie en le divisant par la surface du jardin et par le pas de temps) et la pluie de référence (qui tombe directement sur le jardin lui-même). Nous allons ramener le volume d'eau ruisselé à la même échelle temporelle que la pluie. La pluie introduite dans le modèle Green-Ampt pour déterminer l'infiltration du jardin j1 est présentée dans le Tableau 4.14.

Tableau 4.14 Pluie équivalente introduite dans le modèle Green-Ampt pour le jardin j1

Temps (min)	Pluie Chicago (cm)	Volume ruisselé chaque 10 min (m3)	Hauteur d'eau ruisselée dans le jardin (cm)	Pluie équivalente (cm)	Intensité équivalente (cm/h)
0	0	0	0	0	0
10	0,0225	0,154	0,3963	0,419	2,508
20	0,0237	0,162	0,4168	0,440	2,638
30	0,0250	0,171	0,4403	0,465	2,786
40	0,0265	0,181	0,4667	0,493	2,953
50	0,0285	0,195	0,5019	0,530	3,176
60	0,0307	0,210	0,5401	0,571	3,418
70	0,0333	0,228	0,5870	0,620	3,715
80	0,0368	0,252	0,6487	0,686	4,105
90	0,0413	0,283	0,7279	0,769	4,606
100	0,0475	0,325	0,8365	0,884	5,294
110	0,0562	0,384	0,9892	1,045	6,260
120	0,0705	0,482	1,2416	1,312	7,857
130	0,0988	0,676	1,7406	1,839	11,015
140	0,2895	1,981	5,0985	5,388	32,264
150	0,5705	3,904	10,0473	10,618	63,580
160	0,3178	2,175	5,5975	5,915	35,421
170	0,1257	0,860	2,2132	2,339	14,005
180	0,0915	0,626	1,6114	1,703	10,197
190	0,0735	0,503	1,2944	1,368	8,191
200	0,0622	0,425	1,0948	1,157	6,928
210	0,0545	0,373	0,9598	1,014	6,074
220	0,0485	0,332	0,8542	0,903	5,405
230	0,0440	0,301	0,7749	0,819	4,904
240	0,0405	0,277	0,7133	0,754	4,514
250	0,0375	0,257	0,6604	0,698	4,179
260	0,0350	0,240	0,6164	0,651	3,901
270	0,0330	0,226	0,5812	0,614	3,678
280	0,0312	0,213	0,5489	0,580	3,473
290	0,0295	0,202	0,5195	0,549	3,288
300	0,0282	0,193	0,4961	0,524	3,139
310	0,0270	0,185	0,4755	0,503	3,009
320	0,0257	0,176	0,4520	0,478	2,860

Tableau 4.15 Pluie équivalente introduite dans le modèle Green-Ampt pour le jardin j1 (suite)

Temps (min)	Pluie Chicago (cm)	Volume ruisselé chaque 10 min (m3)	Hauteur d'eau ruisselée dans le jardin (cm)	Pluie équivalente (cm)	Intensité équivalente (cm/h)
330	0,0247	0,169	0,4344	0,459	2,749
340	0,0238	0,163	0,4197	0,444	2,656
350	0,0230	0,157	0,4051	0,428	2,563
360	0,0222	0,152	0,3904	0,413	2,470

Les pluies équivalentes utilisées pour les jardins j2, j3, j4.1 et j4.2 sont présentées en Annexe III.

Puisque le Tableau 3.1, où sont données les différentes classes de sol, ne donne pas d'indication sur le pourcentage du mélange de chaque type de sol, une approximation intuitive que nous proposons pour estimer le K_{sat} du mélange de chaque cellule de biorétention.

On suppose que la conductivité du mélange est égale à la somme des conductivités des composantes pondérées par leur pourcentage :

$$K_{sat\ mélange} = \sum P_i * K_i \tag{4.7}$$

Avec

Pi : pourcentage de composant;

Ki : K_{sat} de chaque type de sol.

La profondeur de l'infiltration du substrat de chaque cellule de biorétention est présenté dans les figures ci-dessous:

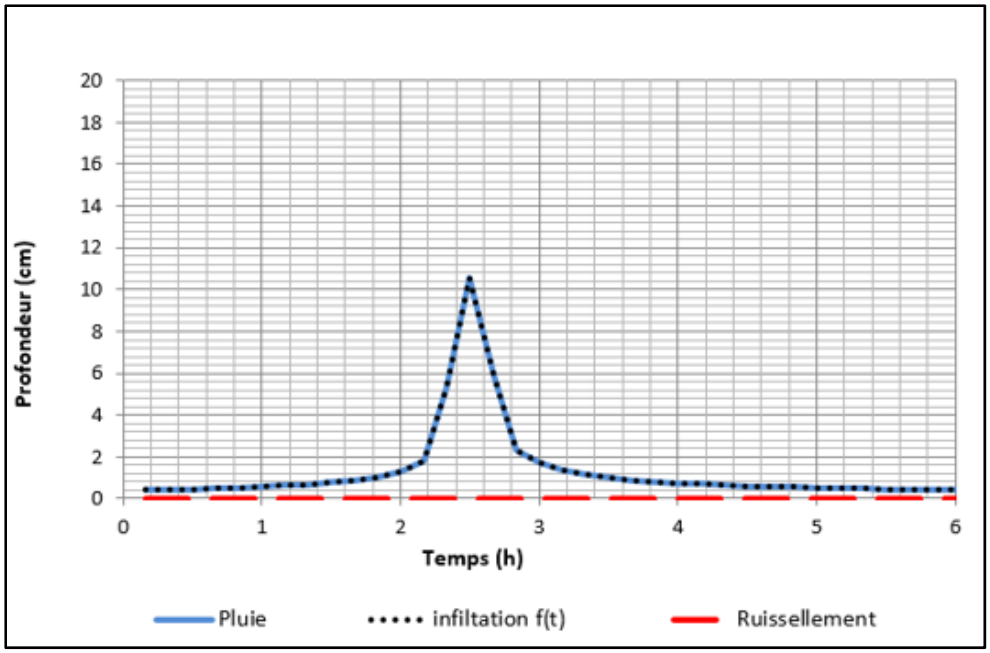


Figure 4.6 Résultat Green-Ampt pour le jardin j1

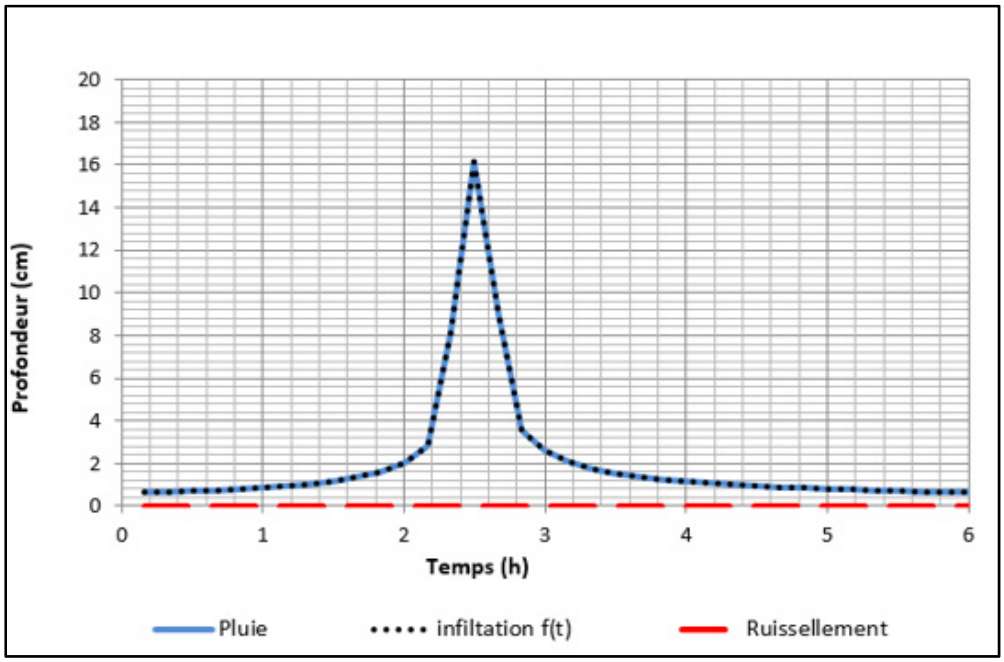


Figure 4.7 Résultat Green-Ampt pour le jardin j2

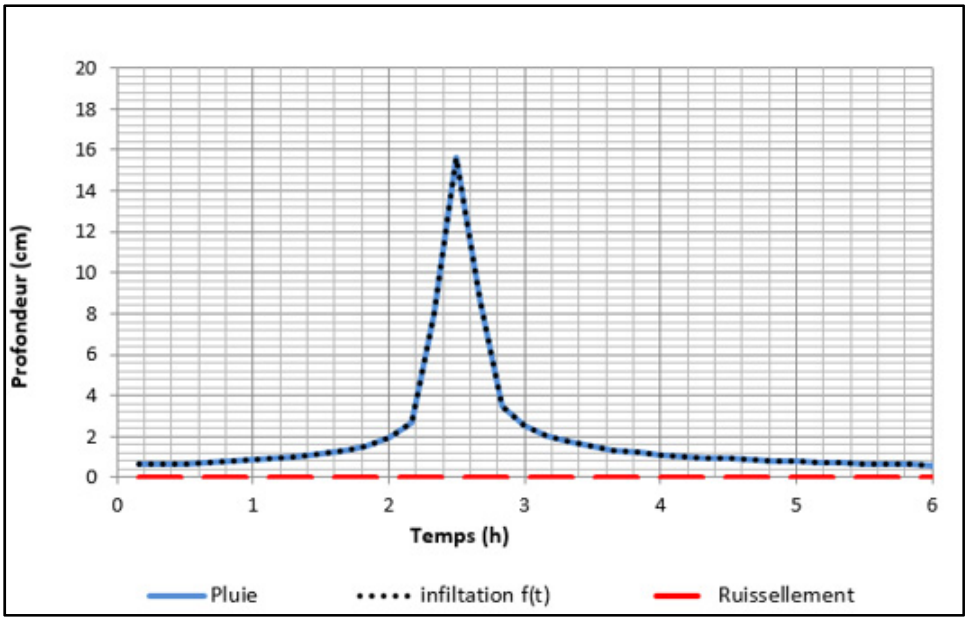


Figure 4.8 Résultat Green-Ampt pour le jardin j3

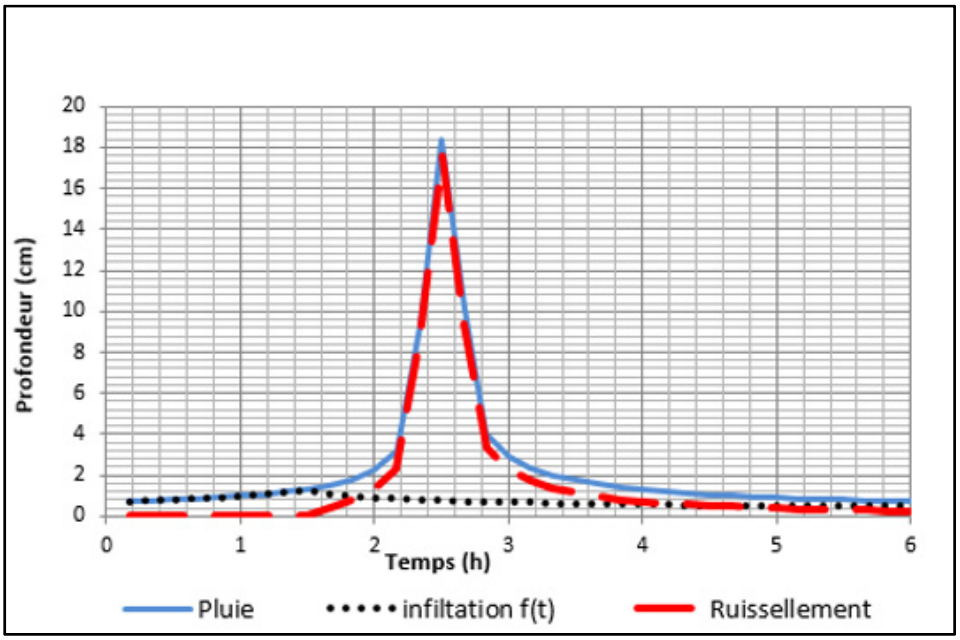


Figure 4.9 Résultats Green-Ampt pour le jardin j4.1

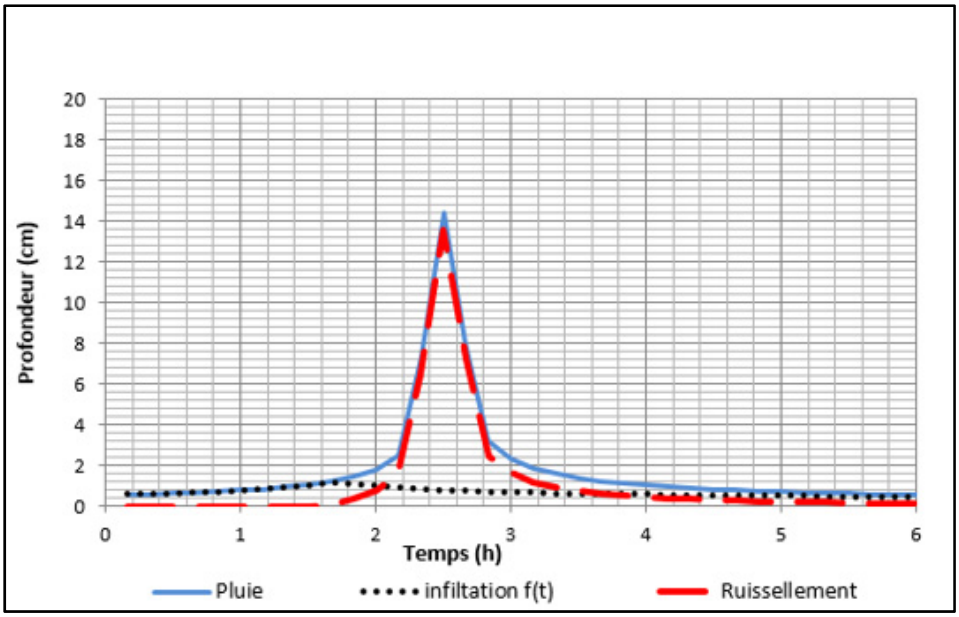


Figure 4.10 Résultat Green-Ampt pour le jardin j4.2

Le Tableau 4.16 présente les résultats totaux, donnés par le modèle Green-Ampt.

Tableau 4.16 Les résultats totaux donnés par le modèle Green-Ampt

Jardin	**Infiltration totale (cm)**	**Ruissellement total (cm)**	**% Infiltration**
j1	48,29	0	100 %
j2	73,62	0	100 %
j3	71,24	0	100 %
j4.1	24,9	58,54	29.8 %
j4.2	25,23	40,25	38.5 %

Nous constatons que pour les jardins j1, j2 et j3 avec les différentes configurations choisies, l'eau s'infiltre complètement, et il n'y a pas de ruissellement. Alors que les simples jardins pluviaux créés dans le sol existant ne contribuent pas à la diminution des eaux du ruissellement. Les jardins j4.1 et j4.2 débordent avec un ruissellement total respectivement de 58,54 cm et 40,25 cm.

Et comme ces deux jardins sont dédiés à la collecte de l'eau du toit qui est plus ou moins propres par rapport à l'eau de la chaussée, nous pouvons modifier la configuration de ces jardins afin d'améliorer leur capacité à réduire le débit et le volume cumulés.
Nous pouvons alors soit augmenter la profondeur des jardins j4.1 et j4.2, soit ajouter un substrat au lieu de garder le sol local. Dans le premier cas, cela augmentera le volume de stockage. Cependant, des milieux plus profonds pourraient augmenter les coûts d'excavation et perturber les niveaux des eaux souterraines. Dans le deuxième cas, les substrats déjà ajoutés aux autres jardins ont donné un bon taux d'infiltration. Par conséquent, la sélection d'un média filtrant de biorétention approprié est une étape clé de la conception.

4.4.9 Capacité du drain souterrain

Un drain souterrain perforée va être placé à l'intérieur du réservoir d'accumulation dans les jardins j1, j2 et j3. Pour dimensionner le tuyau de drainage, nous allons calculer le débit traversant le milieu de chaque cellule de biorétention.

Calcul pour le jardin j1 :

La profondeur de ce jardin pluvial est proposée à 80 cm. La hauteur de l'eau au-dessus du drain H est égale à 95 cm, la profondeur de sol L est égale à 65 cm comme présenté à la Figure 4.11. Nous avons choisi une épaisseur de 15 cm pour la couche de gravier, y compris 10 cm de l'agrégat de pierre au-dessus du tuyau de drainage et 5 cm au-dessous.

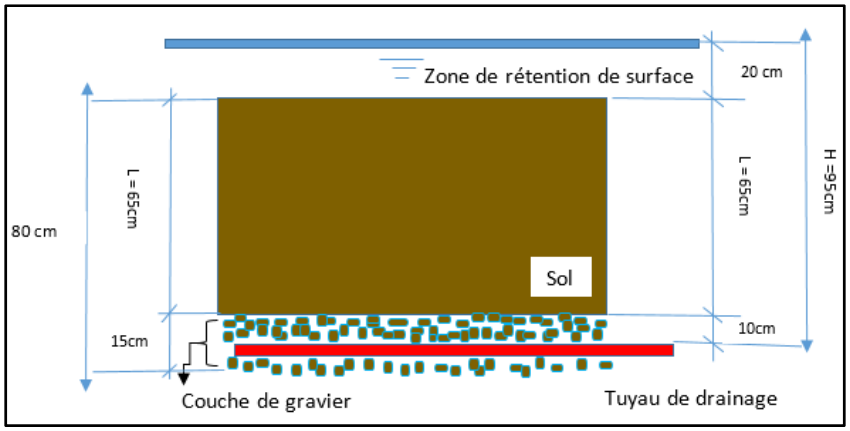


Figure 4.11 Modèle représentatif du jardin j1

Le débit maximal dans le sol est calculé selon l'équation de Darcy :

$$Q = A * K * \frac{H}{L} \tag{4.8}$$

Avec

Q : L'écoulement dans le sol (m^3/s);

A : La surface du jardin de pluie (m^2);

K : La conductivité hydraulique du sol (m/s);

H : La hauteur d'eau au-dessus du drain (m).

De la même manière que le jardin 1, nous dimensionnons les autres jardins. Les résultats du calcul sont présentés dans le Tableau 4.17.

Tableau 4.17 Les dimensions des drains perforés

Jardin	**Débit maximal (m^3/s)**
j1	$1.9\ 10^{-4}$
j2	$5.1\ 10^{-4}$
j3	2.01 10-4

4.4.10 Structures d’entrée de l’eau

La vitesse de l'eau s'écoulant dans la cellule doit être aussi petite que possible pour éviter l'érosion. En effet, un transport élevé de particules dans la cellule de biorétention peut entraîner une obstruction des milieux de biorétention au fil du temps.

Dans nos cellules pilotes de biorétention, nous allons utiliser :

Une tranchée avec du gravier grossier pour les jardins j1, j2 et j3

Ceci peut être réalisé en utilisant des blocs de pierre à l'entrée pour dissiper l'énergie. Les pierres seront également un élément décoratif dans la structure d'entrée des cellules de biorétention. L'eau sera dispersée radialement dans les pierres pour disperser les sédiments et réduire la vitesse d'écoulement.

Grillage de gouttière pour les jardins j4.1 et j4.2

Les jardins j4.1 et j4.2 seront construits pour recueillir les eaux de ruissellement du toit du bâtiment. Un grillage de gouttière sera utilisé pour effectuer le prétraitement de ces jardins. À l’aide de son grillage à petits orifices, cette structure d’entrée évite les blocages causés par les gros débris, tels que les brindilles et les feuilles. Le processus d'installation dépend des instructions données par le vendeur ou le fabricant.

4.4.11 Structures de sortie de l’eau

L'eau qui pénètre dans la cellule lors de fortes pluies peut dépasser la capacité hydraulique de la cellule. Cela peut entraîner une situation de débordement de la cellule avant que le volume de stockage sous la surface ne soit utilisé. Pour favoriser la filtration de la cellule de biorétention à toutes les profondeurs, il est possible de diriger l'excès d'eau dans le tuyau de drainage via un tuyau perforé vertical (McLemore, Vogel & Taghvaeian, 2017).

Pour les trois jardins pluviaux j1, j2 et j3 qui seront construits avec un drain perforé, un système de trop-plein sera mis en place. Celui-ci permettra l'évacuation de l'excès d'eau vers le réseau d'égouts pluviaux. Un exemple de la structure est illustré à la Figure 4.12.

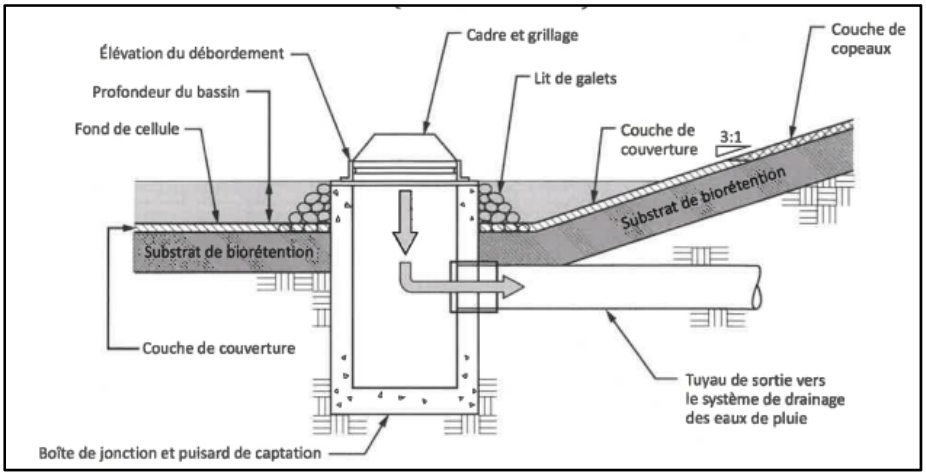


Figure 4.12 Structure de sortie de l'eau du système de biorétention
Tirée de la norme CSA W200 (2019, p. 62)

4.5 Conclusion

Cinq cellules de biorétention avec différentes configurations ont été conçues pour un projet de laboratoire expérimental. Ceci afin d'étudier ultérieurement leurs efficacités à éliminer les polluants, à réduire le volume et le débit ruisselé.

Ce laboratoire expérimental comporterait trois cellules avec drain et deux sans drain. Les cellules varient en superficie de 25.87 à 43.12 m^2. Premièrement, le volume à l'entrée $V_{Qualité}$ pour chaque jardin de pluie a été calculé, ensuite nous avons déterminé les caractéristiques de chaque jardin. Une valeur de précipitation (P) de 25 mm (pluie de type Chicago) a été utilisée pour la conception de ces jardins. Le hyétogramme utilisé est construit par intervalles de 10 minutes et inclut 6 heures de précipitations sans interruption. Par la suite, une conception globale d'un système de biorétention est établie.

L'objectif final est de proposer différentes compositions et caractéristiques des jardins pluviaux. L'infiltration dans le substrat de chaque cellule de biorétention a été évaluée par le modèle Green et Ampt. En effet, ce modèle peut être une solution utilisable, précise et basée sur la physique.

CHAPITRE 5

PLAN D'ÉCHANTILLONNAGE DES EFFLUENTS ET DES AFFLUENTS : SUIVI EXPÉRIMENTAL

5.1 Introduction

La surveillance efficace des paramètres hydrologiques et hydrauliques est un élément important de l'évaluation des performances d'une cellule de biorétention. En effet, un plan d'échantillonnage est nécessaire pour évaluer les performances de la mise en œuvre de la conception (Lenth, Rheaume & Tackett, 2008).

Ce chapitre présente l'instrumentation qui sera mise en place pour chaque jardin pluvial et les stratégies d'échantillonnage adoptées pour l'évaluation des flux de polluants. Nous avons proposé la mise en place d'un plan de suivi pour évaluer les performances des cellules de biorétention et valider leur fonctionnement. Le suivi peut fournir des informations essentielles sur l'efficacité des systèmes de biorétention, sur la manière dont les principales caractéristiques de conception influencent les mécanismes d'élimination des polluants et sur la manière dont ces caractéristiques sont susceptibles de changer au fil de temps.

Les objectifs de ce suivi sont les suivants:

1. Évaluer la qualité de l'eau et les performances quantitatives des systèmes de biorétention;
2. Évaluer les besoins de maintenance à long terme et les programmes de maintenance, ainsi que l'impact de la maintenance sur les performances;
3. Déterminer les coûts du cycle de vie de cellules de biorétention;
4. Démontrer dans quelle mesure une cellule de biorétention atténue les impacts négatifs de l'urbanisation sur les eaux réceptrices.

5.2 Éléments à analyser

5.2.1 Surveillance des précipitations

Pour évaluer les performances des cellules de biorétention en place, il faut d'abord surveiller l'eau de pluie entrant dans la cellule.

Les précipitations peuvent être mesurées soit par un pluviomètre qui sera installé près de la zone où se trouvent les jardins pluviaux, soit par la station météorologique de McGill dans la région de Montréal. Cette station est à 1.5 km de notre site. À l'Université McGill, ils possèdent et exploitent plusieurs radars météorologiques. Les données obtenues de cette station seront utilisées pour obtenir une estimation de la réponse hydrologique du site. La Figure 5.1 présente la localisation de station météorologique par rapport au site des jardins pluviaux.

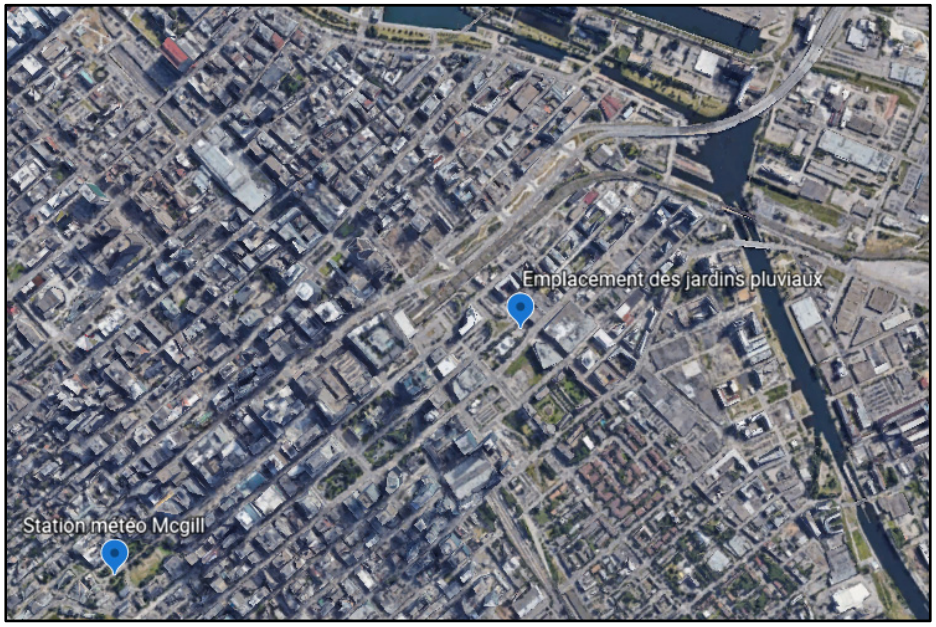


Figure 5.1 Localisation de station météorologique
Tirée de Google Earth
https://earth.google.com/web/search/mcgill/@45.50626816,-73.57512017
(Consulter en août 2020)

5.2.2 Surveillance du débit

La méthode proposée ici est un outil simple permettant de mesurer le débit. À l'entrée de chaque cellule de biorétention, des déversoirs à parois minces seront installés. La profondeur de l'eau au-dessus de la base d'un déversoir est liée au débit qui le traverse; par conséquent, le déversoir peut être utilisé comme dispositif de mesure de débit. La Figure 5.2 montre un déversoir typique.

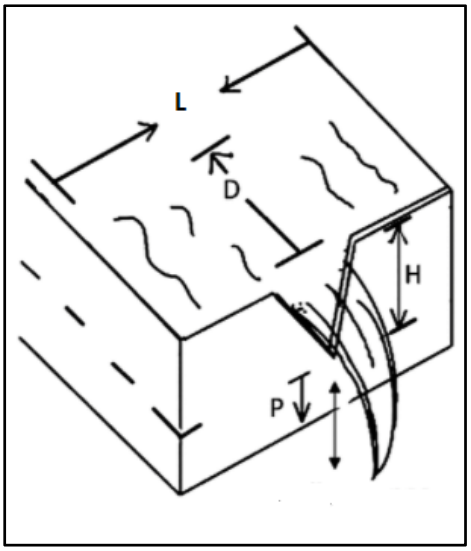


Figure 5.2 Boîte de déversoir de référence

Où (L) est la largeur de la boîte de déversoir (P) est la hauteur jusqu'au bas de l'encoche en V. (H) est la hauteur entre l'encoche en V et la hauteur d'eau maximale, et (D) est la distance minimale de hauteur d'eau

Le débit volumétrique dépend du niveau d'eau en amont de la structure du déversoir, il sera calculé moyennant une formule empirique selon les directives décrites dans le manuel de conception des ouvrages de gestion des eaux pluviales (2017), comme suit:

$$Q = C_d * (L - 0.1 * i * H) * H^{\frac{3}{2}} + C_c * \emptyset * H^{\frac{5}{2}} \tag{5.1}$$

Avec

Q : Débit évacué par un déversoir à paroi mince non submergé (m^3/s);

C : Coefficient de débit pour la portion centrale (rectangulaire) du déversoir, avec C = 1,81 (0,22 × H/P) pour H/P, où P est la hauteur de la crête du déversoir à partir du fond radier ou du canal d'écoulement) (m½/s);

L : Longueur du déversoir (m);

i : Nombre de contractions (valeur = 0, 1 ou 2);

H : Hauteur de la lame d'eau au-dessus de la crête (m);

Cc : Coefficient de débit pour chacun des côtés (triangle) du déversoir. Une valeur de 1,38 doit être utilisée lorsque ø est entre 10° et 50° (m1,5/s);

Ø : Pente de chacune des parois latérales du déversoir (en degré [°]).

Pour automatiser la mesure du débit au fil du temps, on propose d'installer un lecteur de niveau type flotteur avec transmetteur pour mesurer la hauteur d'eau (H) et la transmettre à l'unité de traitement des mesures.

5.3 Protocole d'échantillonnage

5.3.1 Échantillonnage de l'eau

5.3.1.1 Piézomètre

Sur le terrain, des piézomètres seront installés aux extrémités des cellules de biorétention, afin d'être en mesure de recueillir des échantillons d'eau souterraine ayant été infiltrée dans les cellules. La Figure 5.3 montre une coupe du piézomètre a installé.

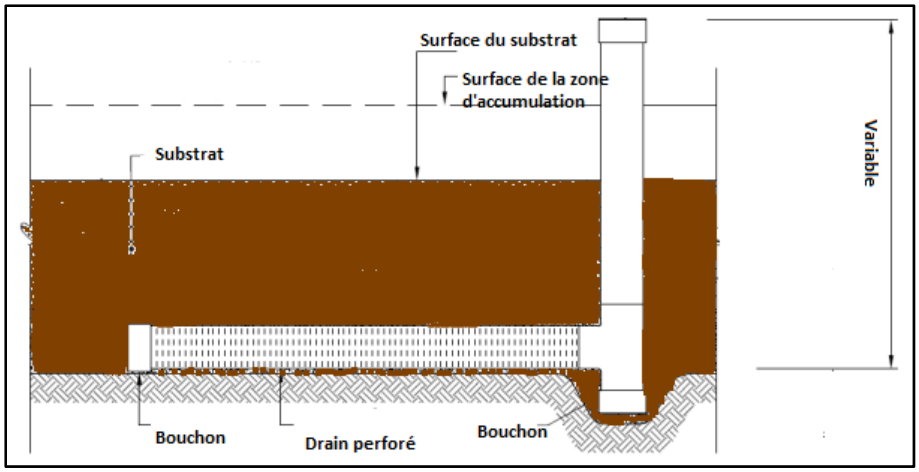


Figure 5.3 Coupe typique du piézomètre

Les piézomètres qui seront installés en aval de chaque cellule permettront le prélèvement de l'eau filtrée par le substrat.

5.3.1.2 Sondes barométriques

Des sondes barométriques seront utilisées pour collecter en continu les niveaux d'eau dans les piézomètres des cellules. Les données de pression instantanée seront enregistrées par les appareils chaque 10 ou 15 minutes. Les différences de pressions enregistrées par les sondes situées dans les piézomètres et à la station météorologique de McGill permettront de déterminer les hauteurs d'eau.

5.3.1.3 Méthodologie d'échantillonnage

La première étape consiste à déterminer le nombre de campagnes d'échantillonnage ciblées, pour une période bien définie. Un événement de pluie sera défini comme tout événement de pluie supérieur à 10 mm. Les événements supérieurs à 10 mm seront pris en compte pour le prélèvement des échantillons. Le choix des événements sera fait avec un suivi quotidien des conditions météorologiques pour Montréal à l'aide des données de la station météorologique de McGill et des outils disponibles sur le site (pluviomètre). Le ruissellement de surface sera échantillonné à l'aide d'un récipient qui recueille les eaux de ruissellement des déversoirs lors

de l'événement pluvial. Tandis que les piézomètres seront échantillonnés à la fin de l'événement, lorsqu'une élévation de la hauteur de l'eau est observée.

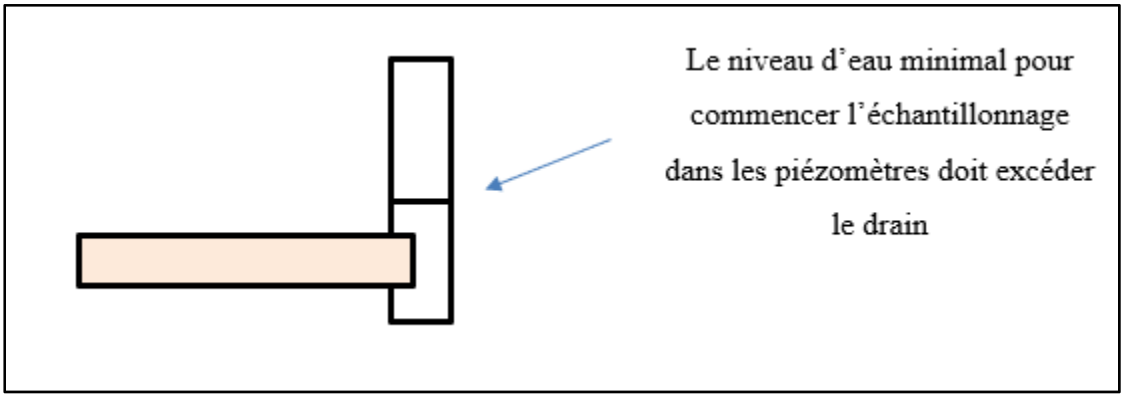


Figure 5.4 Section d'un piézomètre

Le nombre cible d'échantillons par événement sera de trois échantillons de ruissellement de surface et de trois échantillons d'eau de percolation de chaque cellule. Ceci afin de produire une estimation moyenne de la qualité du ruissellement pour un évènement et un paramètre de qualité donné. Ces échantillons seront conservés à une température de 4 ° C jusqu'à ce qu'ils soient expédiés et analysés en laboratoire.
Les polluants d'intérêt sont ceux que l'on trouve généralement dans le ruissellement des eaux pluviales urbaines.

5.3.2 Échantillonnage des substrats

Un échantillonnage de sol sera effectué pour l'analyse de la qualité du sol pour le suivi des contaminants. Chacune des cellules contient un substrat différent, l'échantillonnage sera effectué avant le gel du sol. L'échantillonnage de sol (média filtrant) sera effectué à deux profondeurs. Deux échantillons des substrats seront prélevés, à faible et grande profondeur. Les échantillons peu profonds et profonds seront collectés à environ 10 cm et 30 cm sous la surface du média filtrant. Les échantillons seront analysés dans un laboratoire agréé. La comparaison entre deux profondeurs d'échantillonnage fournira des informations sur la profondeur à laquelle l'élimination des polluants se produit pour différents paramètres. De plus,

l'échantillonnage à deux profondeurs permet de déterminer si les polluants migrent ou non dans la colonne de sol au fil du temps.

5.4 Conclusions

Une évaluation de la performance des systèmes de biorétention à long terme est nécessaire pour comprendre la baisse de leur performance et pour savoir comment la rétablir. Cette évaluation repose sur des campagnes de mesure récurrentes dans le temps. Il est donc important d'établir un plan de suivi pour pouvoir diagnostiquer les cellules de biorétention et détecter les maintenances à effectuer.

Les différentes mesures que nous avons suggérées, ainsi que leurs dispositifs expérimentaux correspondants couvrent aussi bien l'aspect quantitatif que l'aspect quantitatif des eaux de ruissellement de surface et des eaux souterraine infiltré dans les cellules de biorétention.

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'objectif de ce travail était, d'une part, de contribuer à la modélisation hydrologique des eaux de ruissellement en milieu urbain, d'autre part, de concevoir un laboratoire expérimental d'analyse de la performance des cellules de biorétention dans un environnement contrôlé.

Dans la première partie de ce travail, un nouveau modèle de ruissellement a été élaboré en substituant le modèle de Horton par le modèle de Green-Ampt dans le modèle de la méthode rationnelle généralisée (MRG). Ensuite, nous avons examiné ce modèle élaboré avec le modèle du réservoir non linéaire (MRNL) pour estimer la quantité de ruissellement des eaux pluviales dans un bassin versant. Pour tester ces deux modèles des événements pluviométriques ont été considérés, pour la calibration et la validation.

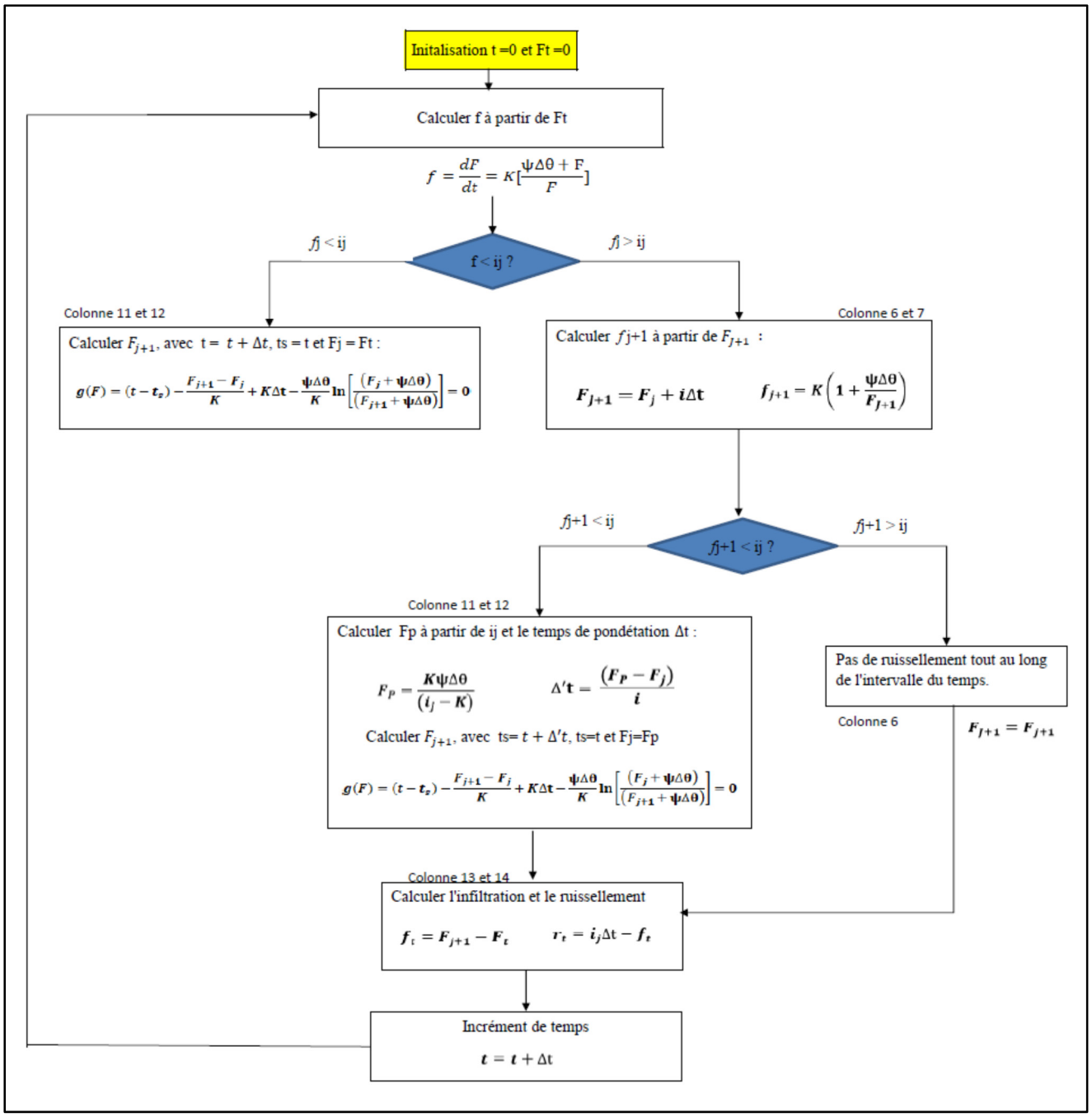
Après avoir calibré et validé les paramètres des modèles, des comparaisons ont été effectuées entre le débit simulé et mesuré à l'exutoire du bassin versant, pour évaluer les performances globales de la modélisation. Les résultats obtenus ont montré que le modèle élaboré qui est basé sur la MRG a une capacité prédictive meilleure que le MRNL. En effet, les erreurs relatives pour l'estimation du débit de pointe du ruissellement par rapport au débit réel mesuré sont de 7.7% pour le modèle élaboré et de 18.8% pour le MRNL.

Dans la deuxième partie, une conception d'un projet de laboratoire expérimental a été établie pour étudier les performances des systèmes de biorétention dans un environnement contrôlé. Différentes compositions et configurations ont été proposées, pour cinq cellules de biorétention, de manière que chaque cellule fonctionne différemment. Pour modéliser le plus précisément possible les performances de ces cellules de biorétention, les taux d'infiltration de chaque cellule ont été simulés avec une pluie de référence. Les résultats des calculs ont montré que pour les jardins où nous avons proposé différents substrat, l'eau s'infiltrera complètement, et il n'y aura pas de ruissellement. Alors que l'eau se ruissellera à 100 % dans les simples jardins pluviaux créés dans le sol existant.

Le modèle Green-Ampt a été utilisé à la fois dans la méthode rationnelle généralisée, pour simuler le comportement des surfaces perméables en temps de pluie, et dans les systèmes de biorétention, pour déterminer leurs capacités de stockage. Nous avons programmé l'algorithme de ce modèle sur Excel afin de faciliter les calculs. Ce modèle (Green-Ampt) peut être une solution utilisable et précise pour harmoniser le calcul des infiltrations dans la surface perméable et dans les systèmes de biorétention. Cependant, il est relativement complexe à appliquer par rapport au modèle de Horton du fait des calculs itératifs nécessaires à sa résolution. La programmation de l’algorithme de solution que nous avons élaboré sur Excel facilitera le calcul de l’infiltration par le modèle de Green-Ampt.

ANNEXE I

ORGANIGRAMME DU MODÈLE DE GREEN-AMPT



ANNEXE II

PLUIE ÉQUIVALENTE INTRODUITE DANS LE MODÈLE GREEN-AMPT

Tableau-A II-1 Pluie équivalente introduite dans le modèle Green-Ampt pour le jardin j2

Temps (min)	Pluie Chicago (cm)	Volume ruisselé chaque 10 min (m3)	Hauteur d'eau ruisselée dans le jardin (cm)	Pluie équivalente (cm)	Intensité équivalente (cm/h)
0	0	0	0	0	0
10	0,0225	0,232	0,6159	0,638	3,823
20	0,0237	0,244	0,6478	0,672	4,021
30	0,0250	0,258	0,6843	0,709	4,248
40	0,0265	0,273	0,7254	0,752	4,502
50	0,0285	0,294	0,7801	0,809	4,842
60	0,0307	0,316	0,8395	0,870	5,210
70	0,0333	0,344	0,9125	0,946	5,663
80	0,0368	0,380	1,0083	1,045	6,258
90	0,0413	0,427	1,1314	1,173	7,023
100	0,0475	0,490	1,3002	1,348	8,070
110	0,0562	0,580	1,5375	1,594	9,543
120	0,0705	0,728	1,9298	2,000	11,978
130	0,0988	1,020	2,7054	2,804	16,792
140	0,2895	2,988	7,9247	8,214	49,187
150	0,5705	5,887	15,6166	16,187	96,929
160	0,3178	3,280	8,7002	9,018	54,000
170	0,1257	1,297	3,4400	3,566	21,351
180	0,0915	0,944	2,5047	2,596	15,546
190	0,0735	0,759	2,0120	2,085	12,488
200	0,0622	0,642	1,7017	1,764	10,562
210	0,0545	0,562	1,4919	1,546	9,260
220	0,0485	0,501	1,3276	1,376	8,240
230	0,0440	0,454	1,2044	1,248	7,476
240	0,0405	0,418	1,1086	1,149	6,881
250	0,0375	0,387	1,0265	1,064	6,371
260	0,0350	0,361	0,9581	0,993	5,947
270	0,0330	0,341	0,9033	0,936	5,607

Tableau-A II-1 Pluie équivalente introduite dans le modèle Green-Ampt pour le jardin j2 (suite)

Temps (min)	Pluie Chicago (cm)	Volume ruisselé chaque 10 min (m3)	Hauteur d'eau ruisselée dans le jardin (cm)	Pluie équivalente (cm)	Intensité équivalente (cm/h)
280	0,0312	0,322	0,8531	0,884	5,295
290	0,0295	0,304	0,8075	0,837	5,012
300	0,0282	0,291	0,7710	0,799	4,786
310	0,0270	0,279	0,7391	0,766	4,587
320	0,0257	0,265	0,7026	0,728	4,361
330	0,0247	0,255	0,6752	0,700	4,191
340	0,0238	0,246	0,6524	0,676	4,049
350	0,0230	0,237	0,6296	0,653	3,908
360	0,0222	0,229	0,6068	0,629	3,766

Tableau-A II-2 Pluie équivalente introduite dans le modèle Green-Ampt pour le jardin j3

Temps (min)	Pluie Chicago (cm)	Volume ruisselé chaque 10 min (m3)	Hauteur d'eau ruisselée dans le jardin (cm)	Pluie équivalente (cm)	Intensité équivalente (cm/h)
0	0	0	0	0	0
10	0,0225	0,154	0,5952	0,618	3,699
20	0,0237	0,162	0,6261	0,650	3,891
30	0,0250	0,171	0,6614	0,686	4,110
40	0,0265	0,181	0,7010	0,728	4,357
50	0,0285	0,195	0,7540	0,782	4,685
60	0,0307	0,210	0,8113	0,842	5,042
70	0,0333	0,228	0,8818	0,915	5,480
80	0,0368	0,252	0,9744	1,011	6,055
90	0,0413	0,283	1,0935	1,135	6,795
100	0,0475	0,325	1,2566	1,304	7,809
110	0,0562	0,384	1,4859	1,542	9,234
120	0,0705	0,482	1,8650	1,936	11,590
130	0,0988	0,676	2,6146	2,713	16,248
140	0,2895	1,981	7,6586	7,948	47,593
150	0,5705	3,904	15,0923	15,663	93,789
160	0,3178	2,175	8,4081	8,726	52,251
170	0,1257	0,860	3,3245	3,450	20,659

Tableau-A II-2 Pluie équivalente introduite dans le modèle Green-Ampt pour le jardin j3 (suite)

Temps (min)	Pluie Chicago (cm)	Volume ruisselé chaque 10 min (m3)	Hauteur d'eau ruisselée dans le jardin (cm)	Pluie équivalente (cm)	Intensité équivalente (cm/h)
180	0,0915	0,626	2,4206	2,512	15,042
190	0,0735	0,503	1,9444	2,018	12,083
200	0,0622	0,425	1,6446	1,707	10,220
210	0,0545	0,373	1,4418	1,496	8,960
220	0,0485	0,332	1,2830	1,332	7,973
230	0,0440	0,301	1,1640	1,208	7,234
240	0,0405	0,277	1,0714	1,112	6,658
250	0,0375	0,257	0,9920	1,030	6,165
260	0,0350	0,240	0,9259	0,961	5,754
270	0,0330	0,226	0,8730	0,906	5,425
280	0,0312	0,213	0,8245	0,856	5,124
290	0,0295	0,202	0,7804	0,810	4,850
300	0,0282	0,193	0,7451	0,773	4,631
310	0,0270	0,185	0,7143	0,741	4,439
320	0,0257	0,176	0,6790	0,705	4,220
330	0,0247	0,169	0,6525	0,677	4,055
340	0,0238	0,163	0,6305	0,654	3,918
350	0,0230	0,157	0,6085	0,631	3,781
360	0,0222	0,152	0,5864	0,609	3,644

Tableau-A II-3 Pluie équivalente introduite dans le modèle Green-Ampt pour le jardin j4.1

Temps (min)	Pluie Chicago (cm)	Volume ruisselé chaque 10 min (m3)	Hauteur d'eau ruisselée dans le jardin (cm)	Pluie équivalente (cm)	Intensité équivalente (cm/h)
0	0	0	0	0	0
10	0,0225	0,216	0,7018	0,724	4,337
20	0,0237	0,227	0,7382	0,762	4,562
30	0,0250	0,240	0,7798	0,805	4,819
40	0,0265	0,254	0,8266	0,853	5,108
50	0,0285	0,274	0,8890	0,917	5,494
60	0,0307	0,294	0,9566	0,987	5,912

Tableau-A II-3 Pluie équivalente introduite dans le modèle Green-Ampt pour le jardin j4.1(suite)

Temps (min)	Pluie Chicago (cm)	Volume ruisselé chaque 10 min (m3)	Hauteur d'eau ruisselée dans le jardin (cm)	Pluie équivalente (cm)	Intensité équivalente (cm/h)
70	0,0333	0,320	1,0397	1,073	6,426
80	0,0368	0,354	1,1489	1,186	7,100
90	0,0413	0,397	1,2893	1,331	7,968
100	0,0475	0,456	1,4816	1,529	9,156
110	0,0562	0,539	1,7520	1,808	10,827
120	0,0705	0,677	2,1991	2,270	13,590
130	0,0988	0,949	3,0828	3,182	19,052
140	0,2895	2,779	9,0302	9,320	55,806
150	0,5705	5,476	17,7952	18,366	109,974
160	0,3178	3,051	9,9139	10,232	61,268
170	0,1257	1,206	3,9198	4,045	24,224
180	0,0915	0,878	2,8541	2,946	17,638
190	0,0735	0,705	2,2926	2,366	14,168
200	0,0622	0,597	1,9391	2,001	11,984
210	0,0545	0,523	1,7000	1,754	10,506
220	0,0485	0,465	1,5128	1,561	9,349
230	0,0440	0,422	1,3725	1,416	8,482
240	0,0405	0,389	1,2633	1,304	7,807
250	0,0375	0,360	1,1697	1,207	7,229
260	0,0350	0,336	1,0917	1,127	6,747
270	0,0330	0,317	1,0293	1,062	6,361
280	0,0312	0,299	0,9722	1,003	6,008
290	0,0295	0,283	0,9202	0,950	5,687
300	0,0282	0,270	0,8786	0,907	5,430
310	0,0270	0,259	0,8422	0,869	5,205
320	0,0257	0,246	0,8006	0,826	4,948
330	0,0247	0,237	0,7694	0,794	4,755
340	0,0238	0,229	0,7434	0,767	4,594

Tableau-A II-3 Pluie équivalente introduite dans le modèle Green-Ampt pour le jardin j4.1(suite)

Temps (min)	Pluie Chicago (cm)	Volume ruisselé chaque 10 min (m3)	Hauteur d'eau ruisselée dans le jardin (cm)	Pluie équivalente (cm)	Intensité équivalente (cm/h)
350	0,0230	0,221	0,7174	0,740	4,434
360	0,0222	0,213	0,6914	0,714	4,273

Tableau-A II-4 Pluie équivalente introduite dans le modèle Green-Ampt pour le jardin j4.2

Temps (min)	Pluie Chicago (cm)	Volume ruisselé chaque 10 min (m3)	Hauteur d'eau ruisselée dans le jardin (cm)	Pluie équivalente (cm)	Intensité équivalente (cm/h)
0	0	0	0	0	0
10	0,0225	0,235	0,5454	0,568	3,400
20	0,0237	0,247	0,5737	0,597	3,577
30	0,0250	0,261	0,6060	0,631	3,778
40	0,0265	0,277	0,6423	0,669	4,005
50	0,0285	0,298	0,6908	0,719	4,307
60	0,0307	0,321	0,7433	0,774	4,635
70	0,0333	0,348	0,8080	0,841	5,038
80	0,0368	0,385	0,8928	0,930	5,567
90	0,0413	0,432	1,0019	1,043	6,247
100	0,0475	0,496	1,1514	1,199	7,179
110	0,0562	0,587	1,3614	1,418	8,489
120	0,0705	0,737	1,7089	1,779	10,655
130	0,0988	1,033	2,3956	2,494	14,937
140	0,2895	3,026	7,0172	7,307	43,753
150	0,5705	5,963	13,8284	14,399	86,221
160	0,3178	3,322	7,7040	8,022	48,035
170	0,1257	1,313	3,0460	3,172	18,992
180	0,0915	0,956	2,2179	2,309	13,829
190	0,0735	0,768	1,7816	1,855	11,108
200	0,0622	0,650	1,5069	1,569	9,395
210	0,0545	0,570	1,3210	1,376	8,237
220	0,0485	0,507	1,1756	1,224	7,330
230	0,0440	0,460	1,0665	1,111	6,650
240	0,0405	0,423	0,9817	1,022	6,121
250	0,0375	0,392	0,9090	0,946	5,667

Tableau-A II-4 Pluie équivalente introduite dans le modèle Green-Ampt pour le jardin j4.2 (suite)

Temps (min)	Pluie Chicago (cm)	Volume ruisselé chaque 10 min (m3)	Hauteur d'eau ruisselée dans le jardin (cm)	Pluie équivalente (cm)	Intensité équivalente (cm/h)
260	0,0350	0,366	0,8484	0,883	5,290
270	0,0330	0,345	0,7999	0,833	4,987
280	0,0312	0,326	0,7555	0,787	4,710
290	0,0295	0,308	0,7151	0,745	4,458
300	0,0282	0,294	0,6827	0,711	4,257
310	0,0270	0,282	0,6545	0,681	4,081
320	0,0257	0,268	0,6221	0,648	3,879
330	0,0247	0,258	0,5979	0,623	3,728
340	0,0238	0,249	0,5777	0,602	3,602
350	0,0230	0,240	0,5575	0,580	3,476
360	0,0222	0,232	0,5373	0,559	3,350

ANNEXE III

COURBES IDF (INENSITE-DURÉE-FRÉQUENCE)

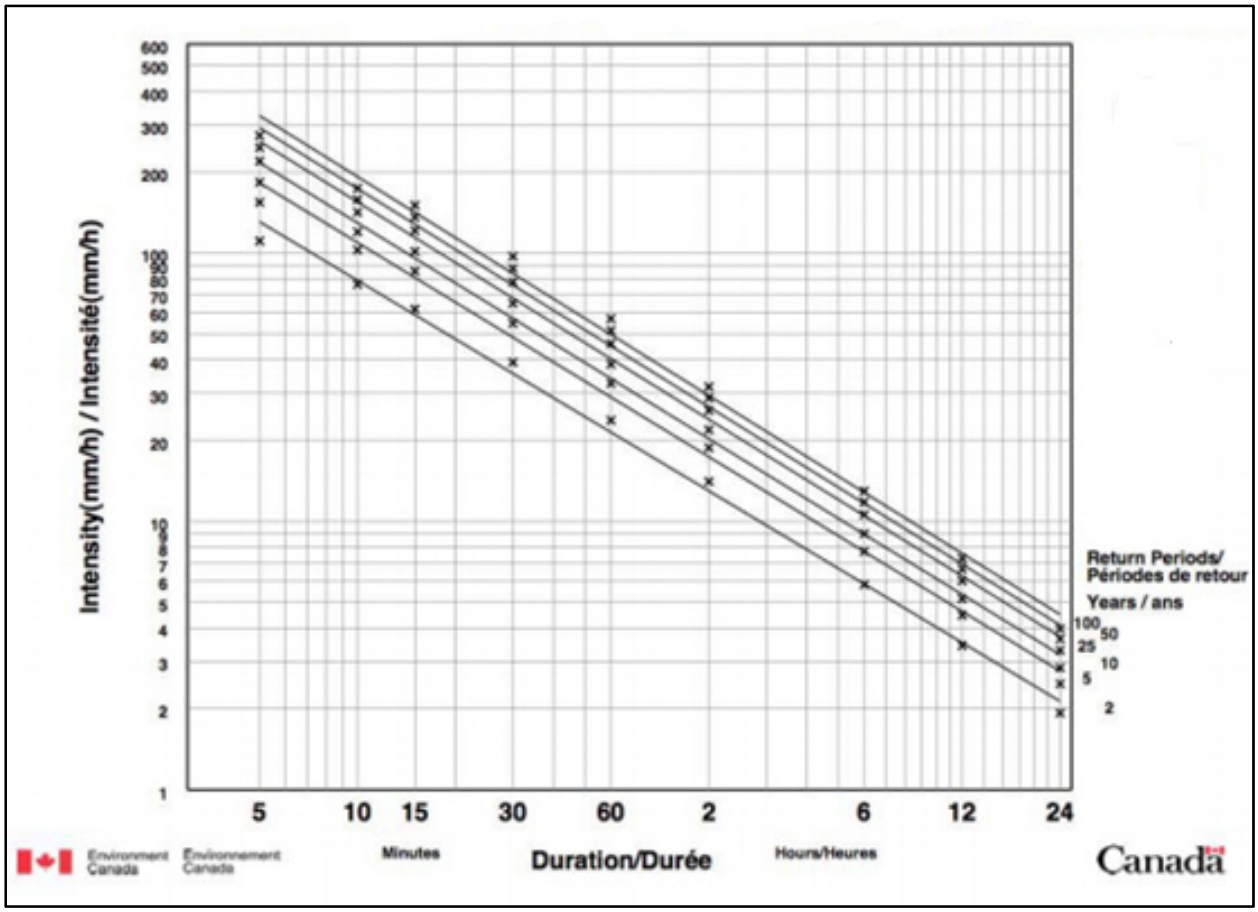


Figure-A III-1 Données sur l'intensité, la durée et la fréquence des chutes de pluie de courte durée
Tirée de MDDELCC (2011, p. 94)

ANNEXE IV

CAMPAGNES DE MESURE RÉALISÉES PAR BENNIS (2000)

Tableau-A IV-5 La campagne de mesure de l'événement du 16 août 2000

Durée (min)	Pluie (mm)	Intensité(mm/h)	Débit(m^3/s)
5	0,2	2,4	0,24
10	1,6	19,2	0,96
15	1,2	14,4	1,62
20	3	36	2,73
25	3,8	45,6	3,69
30	5	60	5,06
35	1,4	16,8	6,29
40	1	12	6,63
45	0,2	2,4	6,27
50	0,4	4,8	5,17
55	0,2	2,4	4,25
60	0,4	4,8	3,66
65	0,2	2,4	3,061
70	0,2	2,4	2,49
75	0,8	9,6	1,99
80	0,6	7,2	1,79
85	0,2	2,4	1,76
90	0	0	1,60
95	0,2	2,4	1,55
100	0,2	2,4	1,53
105	0	0	1,33
110	0,2	2,4	1,21
115	0,6	7,2	1,04
120	0,4	4,8	1,02
125	0,4	4,8	1,16

Tableau-A IV-6 La campagne de mesure de l'événement du 23 août 2000

Durée (min)	Pluie (mm)	Intensité(mm/h)	Débit(m^3/s)
5	0,2	2,4	0,69
10	0,2	2,4	0,79
15	0,2	2,4	0,89
20	0,2	2,4	0,87
25	0,2	2,4	0,86
30	0,2	2,4	0,87
35	0,4	4,8	0,81
40	0,6	7,2	0,83
45	0,8	9,6	0,86
50	0,8	9,6	0,88
55	0,4	4,8	1,10
60	0,4	4,8	1,58
65	0,2	2,4	1,81
70	0,6	7,2	1,63
75	0,4	4,8	1,63
80	0,6	7,2	1,71
85	0,4	4,8	1,73
90	0	0	1,42
95	0,2	2,4	1,64
100	0,2	2,4	1,53
105	1,2	14,4	1,37
110	0,4	4,8	1,40
115	0,2	2,4	1,69
120	0	0	1,75
125	0,2	2,4	1,52
130	0	0	1,54
135	0	0	1,39
140	0,2	2,4	1,37
145	0	0	1,21
150	0,2	2,4	0,76

Tableau-A IV-7 La campagne de mesure de l'événement du 12 septembre 2000

Durée (min)	Pluie (mm)	Intensité(mm/h)	Débit(m^3/s)
5	2,4	28,8	0,384
10	0,2	2,4	1,44
15	0,6	7,2	2,16
20	0,2	2,4	2,51
25	0,2	2,4	2,03
30	0,2	2,4	2,10
35	0,2	2,4	1,95
40	0,2	2,4	1,91
45	0	0	1,27
50	0,2	2,4	0,97
55	0	0	0,77
60	0	0	0,6955
65	0	0	0,7966
70	0,2	2,4	0,8067
75	0	0	0,8359
80	0	0	0,7617
85	0	0	0,7635
90	0	0	0,7687
95	0	0	0,7003
100	0	0	0,6105
105	0	0	0,5234
110	0	0	0,4419
115	0	0	0,4147
120	0	0	0,4459

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ayadi, R. (2010). Pratiques de gestion optimal (PGO) dans la gestion des eaux pluviales. (Mémoire de maîtrise, école de technologie supérieure, Montréal, QC). Repéré à https://espace.etsmtl.ca/id/eprint/253/

Alyaseri, I., Zhou, J., Morgan, S. M., & Bartlett, A. (2017). Initial impacts of rain gardens' application on water quality and quantity in combined sewer: Field-scale. Frontiers of Environmental. Science & Engineering. 11(4),19. Doi: 10.1007/s11783-017-0988-5

Bennis, S., & Crobeddu, E. (2005). La méthode rationnelle généralisée. Vecteur Environnement, 38(2), 41-52.

Bratieres, K., Fletcher, T., Deletic, A., & Zinger, Y. (2008). Nutrient and sediment removal by stormwater biofilters: A large-scale design optimisation study. Water Research, 42(14), 3930-3940. DOI: 10.1016/j.watres.2008.06.009

Bras, R. L. (1990). Hydrology: An Introduction to Hydrologic Science (5e éds.). New Jersey, NJ : Addison-Wesley Publishing Company.

Bandehali, S. (2011). Hydraulic analysis of underground bioretention systems. (Mémoire de maîtrise, Ryerson University, Toronto, Canada). Repéré à https://digital.library.ryerson.ca/islandora/object/RULA%3A3735

Bounab, A. (2010). Harmonisation des débits de conception issus des modèles de simulation du ruissellement en milieu urbain. (Mémoire de maîtrise, école de technologie supérieure, Montréal, QC).

Canadian Standards Association. (2019). Conception des systèmes de biorétention. Norme CSA W200:18. Ottawa, ON: Canadian Standards Association

Carey, R.O., Hochmuth, G.J., Martinez, C.J., Boyer, T.H., Dukes, M.D., Toor, G.S., & Cisar, J.L. (2013). Evaluating nutrient impacts in urban watersheds: Challenges and research opportunities. Environmental Pollution, 173(12), 138-149.

Chau, K. W., Wu, C. L. & Li, Y. S. (2005). Comparison of Several Forecasting Models in the Yangtse River. Journal of Hydrologic Engineering, 10(6), 485-491.

DeBusk, K., Hunt, W., & Line, D. (2011). Bioretention Outflow: Does It Mimic Nonurban Watershed Shallow Interflow?. Journal of Hydrologic Engineering. 16(3): 274- 279. Doi: 10.1061/41114(371)313

Davis, A.P. (2008). Field performance of bioretention: Hydrology impacts. Journal of Hydrologic Engineering, 13(2), 90-95. Doi: 10.1061/(ASCE)1084-0699(2008)13:2(90)

Davis, A.P., Hunt, W.F., Traver, R.G., Clar, M. (2009). Bioretention Technology: Overview of Current Practice and Future Needs. Journal of Environmental Engineering, 135(3), 109-117. Doi : 10.1061/(ASCE)0733-9372(2009)135:3(109)

Federal Interagency Stream Restoration Working Group. (1998). Stream corridor restoration principles, processes, and practice. Repéré à http://www.nrcs.usda.gov/Internet/FSE_DOCUMENTS/stelprdb1044574.pdf

Fletcher, T.D., Andrieu, H., & Hamel, P. (2013). Understanding, management and modelling of urban hydrology and its consequences for receiving waters: A state of the art. Advances in Water Resources, 51(8), 261-279

Green, W.H. & Ampt, G. (1911). Studies on Soil Physics, part I -The Flow of Air and Water through Soils. Journal of Agriculture Science, 4, 1-24.

GDEPEMU (Gestion des eaux pluviales en milieu urbain). (2017). Vérification des calculs. Ville de Québec. Repéré à https://www.ville.quebec.qc.ca/gens_affaires/reglements_permis/docs/guide_gestion_eaux_pluviales_milieu_urbain.pdf

Hunt, W., Jarrett, A., Smith, J., & Sharkey, L. (2006). Evaluating Bioretention Hydrology and Nutrient Removal at Three Field Sites in North Carolina. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, 132(6), 600-608. Doi : 10.1061/(ASCE)0733-9437(2006)132:6(600)

Hunt, W.F., Davis, A.P., & Traver, R.G. (2012). Meeting Hydrologic and Water Quality Goals through Targeted Bioretention Design. Journal of Environmental Engineering, 138(6), 698-707. Doi: 10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0000504

Hatt, B.E., Fletcher, T.D., & Deletic, A. (2009). Hydrologic and pollutant removal performance of stormwater biofiltration systems at the field scale. Journal of Hydrology, 365(3), 310-321. Doi: 10.1016/j.jhydrol.2008.12.001

Jain, S. K. (1993). Calibration of Conceptual Models for Rainfall-Runoff Simulation. Hydrological Sciences Journal, 38(5), 431-441. Doi: 10.1080/026266693099492692

Kamal, A. & Bennis, S. (2005). Effet d'échelle sur la simulation du ruissellement en milieu urbain. Revue des sciences de l'eau / Journal of Water Science, 18 (2), 225-246. Doi: https://doi.org/10.7202/705558ar

Katsifarakis, K.L., Vafeiadis, M. & Theodossiou, N. (2015). Sustainable Drainage and Urban Landscape Upgrading Using Rain Gardens. Site Selection in Thessaloniki, Greece, Agriculture and Agricultural Science Procedia, 4(1), 338–347. Doi: https://doi.org/10.1016/j.aaspro.2015.03.038

LeFevre, G.H., Paus, K.H., Natarajan, P., Gulliver, J.S., Novak, P.J., & Hozalski, R.M. (2015). Review of Dissolved Pollutants in Urban Storm Water and Their Removal and Fate in Bioretention Cells. Journal of Environmental Engineering, 141(1), 165-185.

Lenth, J., Rheaume, A., & Tackett, T. (2008). Lessons learned from monitoring bioretention swales in west Seattle‘s high point neighborhood. [Présentation PowerPoint]. Repéré à http://www.seattle.gov/Documents/Departments/SPU/EnvironmentConservation/HighPointMonitoringConferencePresentation.pdf

Lundy, L., & Wade, R.J. (2011). Integrating sciences to sustain urban ecosystem services. Progress in Physical Geography: Earth and Environment, 35(35), 653-669. Repéré à https://www.researchgate.net/publication/236620724_Integrating_Sciences_to_Sustain_Urban_Ecosystem_Services

Malaviya, P., & Singh, A. (2012). Constructed wetlands for management of urban stormwater runoff. Critical Reviews in Environmental Science and Technology, 42(8), 2153-2214.

Malaviya, P., Sharma, R., & Sharma, P.K. (2019), Rain Gardens as Stormwater Management Tool. Dans Shah, S., Venkatramanan, V., & Prasad, R (Éds), Sustainable Green Technologies for Environmental Management. (pp. 141-166). Springer: Singapore.

Moore, T.L., Rodak, C.M., & Vogel, J.R. (2017). Urban Stormwater Characterization, Control, and Treatment. Water Environment Research. 89(10), 1876–1927. Repéré à https://www.researchgate.net/publication/320159631_Urban_Stormwater_Characterization_Control_and_Treatment

Ministère du développement durable, de l’environnement et de la lutte au changement climatique (MDDELCC). (2011). Guide de gestion des eaux pluviales – Stratégies d’aménagement, principes de conception, et pratiques de gestion optimales pour les réseaux de drainage urbain, MDDELCC, Québec.

Ministère du développement durable, de l’environnement et de la lutte au changement climatique (MDDELCC). (2017). Manuel de calcul et de conception des ouvrages municipaux de gestion des eaux pluviales, Québec.

McLemore, A. J., Vogel, J. R., & Taghvaeian, S. (2017). Bioretention Cell Design Guidance for Oklahoma. Division of Agricultural Sciences and Natural Resources Oklahoma State University. Repéré à http://pods.dasnr.okstate.edu/docushare/dsweb/Get/Document-10743/BAE-1536web.pdf

Mays, W. (2005). Water Resources Engineering. (2005) edition. ISBN 0-471-70524-1.

Maksimovic, R. (1986). Urban Drainage Catchments: Selected Worldwide Rainfall-Runoff Data from Experimental Catchments (1e éd). Belgrade: Pergamon Press.

Moriasi, D. N., Gitau, M. W., Pai, N., & Daggupati, P. (2015). Hydrologic and Water Quality Models: Performance Measures and Evaluation Criteria. American Society of Agricultural and Biological Engineers, 58(6), 1763-1785. Doi: 10.13031/trans.58.10715

Ovbiebo, T., & SHE, N. (1995). Urban runoff quality modeling in a subbasin of the Duwamish River using XP-SWMM. Watershed Management Symposium Held in San Antonio, Texas, USA, 14(19), 320-329

Rossman L.A., (2010). Storm Water Management Model, User's Manual, Version 5.0.

Rawls, W. J., Brakensiek, D. L., & Miller, N. (1983). Green-Ampt Infiltration Parameters from Soils Data. Journal of Hydraulic Engineering, 109 (1), 62-70. Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1983)109:1(62)

Rivard, G. (2016). Design storms and parameters for water quality control of urban runoff. Montréal (Québec). Repéré à http://documents.irevues.inist.fr/bitstream/handle/2042/60480/1D12-228RIV.pdf

Reynolds, W. D. (2008). Saturated Hydraulic Properties: Ring Infiltrometer. Dans M. R. Carter & E. G. Gregorich (éds), Soil Sampling and Methods of Analysis (2e éd, pp 1043-1073).

Shafique, M., & Kim, R. (2015). Low Impact Development Practices: A Review of Current Research and Recommendations for Future Directions. Ecological Chemistry and Engineering, 22(4), 543-563. Doi : 10.1515/eces-2015-0032

Société Québécoise de phytotechnologie. (2018). Les aires de biorétentions, Montréal (Québec). Repéré à http://www.phytotechno.com/wp-content/uploads/2018/04/Fiche-bior%C3%A9tention-finale_LHEb-ilovepdf-compressed.pdf

Singh, R. D. (2005). Real-Time Flood Forecasting - Indian Experiences. Scientist F, National Institute of Hydrology, Roorkee- 247 667, India. Repéré à http://web.sahra.arizona.edu/unesco/shortcourses/chapters/Singh_L11.pdf

Smith, Inc., & Alan, A. (1998). Hydrological Theory: The Green and Ampt Method. Repéré à http://www.alanasmith.com/theory-Calculating-Effective-Rainfall-The-Green-Ampt-Method.htm

Smith, A.A., & Lee, K.B. (1984). The rational method revisited. Canadian Journal of Civil Engineering, 11(4), 854-862. Doi: https://doi.org/10.1139/l84-103

Yang, G., Bowling, L.C., Cherkauer, K.A., & Pijanowski, B.C. (2011). The impact of urban development on hydrologic regime from catchment to basin scales. Landscape and Urban Planning, 103(2), 237-247.