

Titre: Optimisation de l'implantation des pratiques de gestion optimales
Title: (PGO) dans les réseaux de drainage urbain

Auteur: Anas Sebti
Author:

Date: 2016

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Sebti, A. (2016). Optimisation de l'implantation des pratiques de gestion
Citation: optimales (PGO) dans les réseaux de drainage urbain [Thèse de doctorat, École
Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/2076/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/2076/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Musandji Fuamba
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

OPTIMISATION DE L'IMPLANTATION DES PRATIQUES DE GESTION OPTIMALES
(PGO) DANS LES RÉSEAUX DE DRAINAGE URBAIN

ANAS SEBTI

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE PHILOSOPHIAE DOCTOR
(GÉNIE CIVIL)

MARS 2016

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse est intitulée :

OPTIMISATION DE L'IMPLANTATION DES PRATIQUES DE GESTION OPTIMALES
(PGO) DANS LES RÉSEAUX DE DRAINAGE URBAIN

présentée par : SEBTI Anas

en vue de l'obtention du diplôme de : Philosophiae Doctor

a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

M. MAHDI Tew-Fik, Ph. D., président

M. FUAMBA Musandji, Ph. D., membre et directeur de recherche

Mme DUCHESNE Sophie, Ph. D., membre

M. SEIDOU Ousmane, Ph. D., membre

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier chaleureusement mon directeur de recherche, Musandji Fuamba, qui m'a fait confiance tout au long de cette thèse. Je le remercie pour son soutien précieux, ses encouragements et ses conseils avisés.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude au professeur Saad Bennis pour son aide morale, son sens critique ainsi que sa grande disponibilité tout au long de cette recherche. Son expertise liée au sujet m'a été d'un grand secours.

Je remercie Mauricio Caravallo pour sa collaboration et sa contribution dans ce travail.

Je remercie également le Fonds de recherche du Québec – Nature et technologies (FRQNT) pour le financement de ce projet de recherche.

J'exprime ma sincère reconnaissance à Mme Sophie Duchesne, à M. Tew-Fik Mahdi, M. Ousmane Seidou et à M. Olivier Henry pour m'avoir fait l'honneur de faire partie du jury.

J'aimerais aussi exprimer ma très profonde reconnaissance à ma famille, c'est d'ailleurs à elle que je dédie cette thèse.

Je remercie mon cher collègue Aboudou Seck pour sa lecture attentive et critique de cette thèse.

Je remercie tous mes collègues et mes amis qui ont contribué de près ou de loin à l'ébauche de ce travail : Essoyéké Batchabani, Fadoua Houssa, Guillaume Lamothe, Mathieu Roy, Mauricio Carvallo, Nicolas Géhéniau, Nejib Mhamdi, Youssef Bentaiebi,... Je m'excuse pour ceux que j'ai involontairement oubliés.

Des remerciements particuliers pour ma ravissante Sarah pour le soutien inconditionnel qu'elle m'a apporté.

RÉSUMÉ

Le principe du tout-à-l'égout, au plus vite et le plus loin possible, est de plus en plus remplacé par le principe de la rétention le plus en amont et le plus longtemps possible. Les études se sont multipliées et les villes se sont dirigées vers l'utilisation des modèles qui se basent sur les Pratiques de Gestion Optimales (PGO). Ces pratiques sont principalement basées sur l'infiltration et la rétention des eaux le plus amont possible à l'endroit où elles ont été générées. Elles sont en mesure de résoudre les problèmes de mise en charge et de refoulement dans les réseaux et de déversement des eaux sans traitement dans les milieux récepteurs.

Le couplage d'un modèle de simulation hydraulique et hydrologique avec des algorithmes d'optimisation métaheuristique est souvent utilisé pour le choix et l'emplacement des PGO dans un réseau de drainage. Le recours à cette procédure est dicté par la non-linéarité et la complexité des équations à résoudre. Dès lors, un temps considérable de calcul est nécessaire et l'obtention d'un optimum global n'est pas garantie.

L'objectif principal de recherche est de proposer une nouvelle approche, à l'aide de la programmation linéaire, pour implanter efficacement les PGO. En plus de proposer un coût minimal pour le contrôle quantitatif des eaux pluviales pour des pluies rares, cette approche permet de prendre aussi en compte l'aspect qualitatif pour des pluies plus fréquentes.

Un programme d'optimisation ayant comme fonction objectif la minimisation du coût total associé aux différentes PGO aménagées dans les sous-bassins a été proposé. La fonction objectif est soumise à un ensemble de contraintes qui assurent l'élimination des mises en charge, la réduction des risques de déversement lors des petites pluies et le respect des espaces disponibles pour les PGO.

Le modèle développé a été appliqué sur deux réseaux dans la grande région de Montréal qui font face à de nombreuses défaillances hydrauliques et environnementales. Pour les pluies de conception du contrôle quantitatif (5 ans et 10 ans) et du contrôle qualitatif (25 mm), le programme a identifié la meilleure combinaison des PGO pour atteindre les performances ciblées. La linéarité du modèle proposé a assuré l'obtention d'un optimum global en moins d'une seconde. Les résultats obtenus démontrent l'intérêt de l'utilisation de la programmation linéaire dans la modélisation et confirment l'intérêt de l'intégration des PGO dans les plans de

restructuration des bassins versants pour une gestion quantitative et qualitative optimale des eaux pluviales. En outre, ils ont souligné la contribution de PGO comme mesures atténuantes des effets du vieillissement des réseaux, de l'urbanisation et des changements climatiques.

Une comparaison de la solution obtenue par la résolution du modèle linéaire a été faite avec celles du modèle complexe résolu par l'algorithme génétique et le recuit simulé. Les résultats ont montré que le coût de restructuration obtenu, presque instantanément (moins d'une seconde), avec le modèle linéaire est inférieur à celui obtenu par l'algorithme génétique (17.9%) et légèrement supérieur à celui obtenu par le recuit simulé (4.7%). L'intégration de la solution obtenue par le modèle proposé dans le processus d'optimisation de l'algorithme génétique et celui du recuit simulé réduit sensiblement le coût d'intervention et le temps d'optimisation.

ABSTRACT

The principle of “all to the sewer as quickly and as far as possible,” was superseded in America and Europe by the principle of “retention and infiltration as early and as long as possible”. This is in line with the approach to use Best Management Practices (BMPs) in watersheds to mitigate some of effects in the hydrological cycle caused by land-use modifications and climate change. These practices are mainly based on the infiltration and retention of water at the place where it is generated. They can provide both quantitative and qualitative control for runoff, reducing peak flows, runoff volumes and pollutant concentrations before discharging into the natural environment.

Coupling hydraulic and hydrological simulation models with meta-heuristic optimization algorithms is often used for the selection and location of BMPs in a drainage network. The use of this procedure is dictated by the nonlinearity and complexity of equations to be solved. Therefore, considerable computational time is required and obtaining a global optimum is not guaranteed.

The main objective of this research was to propose a new approach to optimizing the hydraulic and environmental performance of an urban drainage system, using linear programming (LP) to effectively implement BMPs. This approach provides a lower-cost option for the quantitative control of stormwater, and takes into account the qualitative consideration of protecting against discharges that are frequent during the rainy season.

An optimization program was implemented with the objective function of minimizing the total cost of watershed restructuration. This cost consisted of the sum of the costs associated with the various BMPs developed in different sub-basins. This function was subject to a set of constraints that ensure the elimination of surcharges, reduce the risk of discharges during short rains, and consider the space available for BMPs.

The developed model was applied to two networks in the greater Montreal region facing many hydraulic and environmental performance failures. For the design rain events for the quantitative control (5 years and 10 years) and quality control (25 mm), the program has identified the best combination PGO to achieve the targeted performance. The linearity of the model provided a global optimum (i.e. minimum cost) in less than one second. The results show the interest in

using of linear programming in modeling and confirm the value of integrating BMPs in the watershed restructuring plans for optimal quantitative and qualitative stormwater management. In addition, they highlighted the contribution of BMPs as a means to countering the negative effects of urbanization, aging networks and climate change.

A comparison of the solution obtained by solving the linear model was compared with those of complex models solved by the genetic algorithm (GA) and simulated annealing (SA). The SA solution was only marginally better, 4.7% cheaper, while GA's solution was 17.9% more expensive after computations froze at a local minimum; both methods required approximately 18 hours of computational time. A second round of optimization used the solution from LP as a starting point. This modification significantly increased the performance of GA, providing a new solution that was 14% cheaper than LP, with reduced computational times for both GA and SA. SA's solution, though still cheaper than that of LP, was 3.9% more expensive than the one previously obtained with SA.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	III
RÉSUMÉ.....	IV
ABSTRACT	VI
TABLE DES MATIÈRES	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XII
LISTE DES FIGURES.....	XIII
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS	XV
LISTE DES ANNEXES.....	XVII
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1 PROBLÉMATIQUE ET OBJECTIFS DE RECHERCHE.....	4
1.1 Problématique.....	4
1.2 Hypothèses de recherche	4
1.2.1 Hypothèse 1.....	4
1.2.2 Hypothèse 2.....	4
1.2.3 Hypothèse 3.....	4
1.3 Objectif général et objectifs spécifiques	5
1.3.1 Objectif 1.....	5
1.3.2 Objectif 2.....	5
1.3.3 Objectif 3.....	5
1.4 Originalités	5
1.5 Plan de la thèse	6
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	8
2.1 Impacts du développement.....	8

2.1.1	Aspect quantitatif des eaux pluviales	9
2.1.2	Aspect qualitatif des eaux pluviales	11
2.1.3	Impacts sur la morphologie des cours d'eau	12
2.2	Impacts des changements climatiques.....	13
2.3	Défaillance hydraulique	13
2.4	Défaillance environnementale	14
2.5	Pratiques de gestion optimales (PGO)	15
2.6	Modèles d'optimisation intégrant les PGO	17
2.6.1	Modèles d'optimisation non linéaires	18
2.6.2	Modèles d'optimisation linéaires	20
CHAPITRE 3 ARTICLE 1 : OPTIMIZATION OF THE RESTRUCTURING COST OF AN URBAN DRAINAGE NETWORK		22
3.1	Présentation de l'article	22
3.1.1	Objectif	22
3.1.2	Originalités	22
3.1.3	Hypothèses	23
3.1.4	Conclusion.....	24
3.2	Optimization of the restructuring cost of an urban drainage network.....	25
3.2.1	Abstract	25
3.2.2	Introduction	25
3.2.3	Proposed hydrological model.....	29
3.2.4	Retention volume	32
3.2.5	Optimization Program	33
3.2.6	Case study	40
3.2.7	Conclusion.....	54

CHAPITRE 4	ARTICLE 2 : OPTIMIZATION MODEL FOR BMP SELECTION AND PLACEMENT IN A COMBINED SEWER.....	56
4.1	Présentation de l'article	56
4.1.1	Objectif.....	56
4.1.2	Originalités	56
4.1.3	Hypothèses	56
4.1.4	Conclusion.....	57
4.2	Optimization model for BMP selection and placement in a combined sewer	58
4.2.1	Abstract	58
4.2.2	Introduction	58
4.2.3	Hydrologic modeling of BMP	61
4.2.4	Optimization Program	64
4.2.5	Case Study.....	69
4.2.6	Conclusion.....	80
CHAPITRE 5	ARTICLE 3 : IMPROVING NON-LINEAR OPTIMIZATION ALGORITHMS FOR BMP IMPLEMENTATION IN A COMBINED SEWER SYSTEM	82
5.1	Présentation de l'article	82
5.1.1	Objectif.....	82
5.1.2	Originalités	82
5.1.3	Hypothèses	83
5.1.4	Conclusion.....	83
5.2	Improving non-linear optimization algorithms for BMP implementation in a combined sewer system	84
5.2.1	Abstract	84
5.2.2	Introduction	85

5.2.3	Problem definition	87
5.2.4	Problem resolution	90
5.2.5	Case study	95
5.2.6	Conclusions	105
5.2.7	Acknowledgments	106
CHAPITRE 6 DISCUSSION GÉNÉRALE		107
CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS		110
7.1	Conclusions générales	110
7.2	Contributions scientifiques.....	111
7.2.1	Articles acceptés ou publiés dans des revues avec comité de lecture	111
7.2.2	Autres contributions avec comité de lecture	111
7.3	Recommandations	112
BIBLIOGRAPHIE		113
ANNEXES		124

LISTE DES TABLEAUX

Table 3-1: Geometric and hydraulic parameters of the selected network	42
Table 3-2: BMPs characteristics.....	44
Table 3-3: Flows and HPIs before restructuration	45
Table 3-4: Estimate of the available areas for BMPs	46
Table 3-5: Results for the five-year return period rain.....	48
Table 3-6: Results of 20% increase in the rainfall intensity.....	52
Table 3-7: Results of 20% increase in the impermeability coefficient.....	53
Table 4-1: BMPs characteristics.....	71
Table 5-1: BMPs characteristics.....	97
Table 5-2: GA and SA parameters used	99
Tableau A-1 Composantes pouvant servir de prétraitement	125
Tableau A-2 Comparaison des systèmes de toits verts	132
Tableau A-3 Coûts de construction et de maintenance des PGO structurales pour un quartier résidentiel de 15 ha.....	138
Tableau A-4 Coûts de construction et de maintenance des PGO structurales pour un complexe municipal de 2 ha	139

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 Impacts de l'urbanisation sur le cycle hydrologique	9
Figure 2.2 Écoulement dans le cours d'eau.....	10
Figure 2.3 Modifications de l'hydrologie du bassin versant causées par l'urbanisation	11
Figure 2.4 Catégorisation des PGO en fonction de leur localisation dans le réseau de drainage ..	15
Figure 3.1: Watershed configuration before restructuration	31
Figure 3.2: Watershed configuration before restructuration	31
Figure 3.3: Input hydrograph	32
Figure 3.4: Retention Volume	33
Figure 3.5: Schematic representation of hydraulic parameters	36
Figure 3.6: Sewer network	41
Figure 3.7: Impact of BMPs initial cost variation on the restructuring cost	49
Figure 3.8: Impact of BMPs maintenance cost variation on the restructuring cost	50
Figure 3.9: Impact of different parameters on the restructuring cost	51
Figure 4.1: Watershed configuration without BMP	63
Figure 4.2: Watershed configuration with BMP	63
Figure 4.3: Schematic representation of hydraulic parameters (Sebti et al. 2014)	66
Figure 4.4: Schematic representation of the Sewer network.....	70
Figure 4.5: Sewer pipes HPI	71
Figure 4.6: BMPs location for quantity control	73
Figure 4.7: Total cost distribution for quantity control	74
Figure 4.8: Total cost distribution for quantity and quality control	75
Figure 4.9: BMPs location for quantity and quality control	76
Figure 4.10: Sensitivity analysis	77

Figure 4.11: Impact of Climat Change on HPI and ICE	78
Figure 4.12: Impact of Urbanization on HPI and ICE	79
Figure 5.1: Watershed configuration without BMP (left) and with BMP (right)	95
Figure 5.2: Schematic representation of an existing urban drainage system in the Greater Montreal Region.....	96
Figure 5.3: HPI values for all pipes (before interventions).....	98
Figure 5.4: Optimization results of LP, SA and GA used independently	100
Figure 5.5: Optimization results of the four BMPs implementation throughout the watershed ..	102
Figure 5.6: Peak flows as percentage of sewer pipe capacity from LP optimization results	103
Figure 5.7: Optimization results using LP as the starting point for GA and SA.....	104
Figure 5.8: Effect on BMP implementation for GA and SA when using LP as starting point	105
Figure A.1 Pentés des terrains	128
Figure A.2 Exemple schématique d'une rétention avec conduites de grandes dimensions	129
Figure A.3 Baril pour le stockage	130
Figure A.4 Filtre à sable de surface.....	137

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

ASCE	American Society of Civil Engineers
CEHQ	Centre d'expertise hydrique du Québec
CSO	Combined Sewer Overflow
BMPs	Best management practices
DBO	Demande biologique en oxygène
EPA	Environmental Protection Agency
FISRWG	Federal Interagency Stream Restoration Working Group
GA	Genetic Algorithm
GIS	Geographic information system
HPI	Hydraulic performance index
ICE	Interception Capacity Exceeding
IDF	Intensity-Duration-Frequency
IPCC	Intergovernmental Panel on Climate Change
IRH	Improved rational hydrograph method
ISDD	Impervious surfaces directly drained
ISID	Impervious surfaces indirectly drained
LP	Linear Programming
MDDELCC	Ministère du Développement durable, de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques
MES	Matières en suspension
MOECC	Ministry of the Environment and Climate Change
NIMS	Nonlinearity Interval Mapping Scheme
NSGA	Non Dominated Sorting Genetic Algorithm

PGO	Pratiques de gestion optimales
PS	Permeable surfaces
SA	Simulated Annealing
SSO	Sanitary Sewer Overflow
STEP	Station d'épuration
StormWISE	Stormwater Investment Strategy Evaluation
SUSTAIN	System for Urban Stormwater Treatment and Analysis Integration
SWAT	Soil and Water Assessment Tool
UDFCD	Urban Drainage and Flood Control District
USEPA	United States Environmental Protection Agency

LISTE DES ANNEXES

Annexe A – Pratiques de gestion optimales.....	124
Annexe B – Pluie de Chicago	140

INTRODUCTION

Au milieu du XIX^e siècle, lors du début de la mise en place des réseaux de drainage urbains, l'évacuation des eaux sanitaires constituait le principal enjeu dans les municipalités. Cependant, après l'urbanisation rapide qu'a connue le monde, les eaux pluviales devenaient une nuisance et il fallait construire des réseaux capables de drainer ces eaux au plus vite et le plus loin possible (Chocat 2008).

Plus récemment, les changements climatiques se sont rajoutés aux effets de l'urbanisation pour faire augmenter les débits volumiques et massiques des polluants en temps de pluie (Semadeni-Davies et *al.* 2008 ; Mailhot et Duchesne 2010). Ces changements quantitatifs et qualitatifs des eaux de ruissellement sont à l'origine d'importantes modifications environnementales et hydrologiques susceptibles de se répercuter sur les cours d'eau, les plans d'eau récepteurs et les habitats connexes (InfraGuide 2003 ; Mailhot et *al.* 2006). Les accroissements de flux rejetés en période d'orage pluvieux sont d'autant plus importants que les capacités de transport hydrauliques des canalisations se trouvent dépassées par les effets du temps et de l'urbanisation, liés souvent à la dégradation structurale des réseaux. Sur le plan hydraulique, on constate des mises en charge, et des refoulements intempestifs, pour des fréquences d'orage supérieures aux fréquences initiales de conception.

D'un point de vue environnemental, en temps de pluie, les eaux usées sont déversées directement dans les cours d'eau par le biais d'émissaires ou de déversoirs d'orage. Ainsi un mélange d'eau sanitaire et pluviale est fréquemment rejeté directement dans les cours d'eau sans traitement. Ces déversements sont connus sous le nom de CSO (Combined Sewer Overflow).

Il est donc apparu nécessaire de faire face à ces nuisances par des actions appropriées telles que le traitement des eaux usées avant leur restitution au milieu récepteur, d'où la construction des stations d'épuration (STEP). Celles-ci permettent une baisse notable des concentrations de matières polluantes et une diminution de la turbidité et de la concentration bactériologique dans les cours d'eau récepteurs. Néanmoins, et compte tenu des contraintes techniques et économiques, il est irréaliste d'acheminer la totalité du volume des eaux unitaires en temps de pluie vers les STEP.

Selon les endroits, la fréquence annuelle de débordement des réseaux unitaires peut atteindre 10 voire 100 fois alors que la directive 004 du MDDELCC prescrivait un débordement par mois pour les eaux courantes et un débordement par deux mois pour des eaux stagnantes durant la période estivale du 1er mai au 31 octobre. En 2013, le Ministère des Affaires Municipales et de l'Occupation du Territoire (MAMOT) a recensé plus de 45 000 déversements d'égouts unitaires dans les cours d'eau récepteurs en provenance de près de 4 500 ouvrages de surverse que compte la province (Gooré Bi, 2015). Pour les réseaux d'égout pluvial, le MDDELCC prescrit le traitement de 90 % des événements de précipitations, annuelles. Cela revient à traiter toute pluie produisant une lame inférieure à 25 mm (MDDELCC 2011).

Plusieurs solutions ont été avancées pour réduire l'impact des débordements en temps de pluie. La séparation des réseaux commença tout d'abord à paraître comme la solution parfaite pour atténuer le problème de pollution du milieu récepteur et elle a alors été imposée par réglementation dans plusieurs pays. Malheureusement les eaux pluviales, qu'on pensait relativement propres et ne constituant aucun danger pour l'environnement, se sont avérées beaucoup plus chargées en matières en suspension et en déchets solides de toutes sortes que les eaux sanitaires. Selon l'utilisation du sol, ces eaux de ruissellement peuvent être très chargées en métaux lourds et en coliformes fécaux. Les branchements croisés et les problèmes d'infiltration et de captage dans le réseau sanitaire constituent aussi des embûches à la séparation des réseaux (Sebti 2011).

Pour faire face à l'augmentation des débits de ruissellement et à la baisse des capacités de transport d'un réseau, diverses interventions basées sur la réhabilitation ont été avancées tels le chemisage, le tubage ou la reconstitution (Najafi et Kim 2004 ; Breysse et al. 2007 ; Dridi et al. 2008 ; Azeez et al. 2013). Malheureusement, ces approches qui étaient basées sur le réflexe traditionnel de l'évacuation rapide des eaux ne constituaient pas une solution intégrée à l'échelle du bassin de drainage. Ainsi, au début des années 90, simultanément en Amérique et en Europe, on commença à remplacer le principe du tout à l'égout, au plus vite, et le plus loin possible, par le principe de la rétention le plus en amont et le plus longtemps possible (Chocat 1997).

Ces techniques, appelées pratiques de gestion optimales (PGO) au Québec (MDDELCC, 2011), favorisent particulièrement la rétention et l'infiltration en amont afin d'éviter les refoulements et les débordements en aval du réseau d'égout.

Actuellement, les principaux défis auxquels font face les gestionnaires des réseaux de drainage urbain s'articulent autour des décisions concernant le choix, la taille et l'emplacement optimaux des PGO. Ces décisions devront permettre la mise à niveau des réseaux dysfonctionnels du point de vue hydraulique (mises en charge et refoulements) et environnemental (déversements des eaux polluées et érosion des cours d'eau) ou de dimensionner un réseau projeté en le calant sur les conditions actuelles. Ces décisions ne sont pas évidentes compte tenu de la diversité des PGO disponibles. Les décisions sont alors prises sur la base de l'expertise spécifique du décideur et sur des considérations basées sur l'expression d'intérêts politiques, économiques, sociaux, environnementaux ou autres. Cette manière de faire manque de rigueur et entraîne des décisions subjectives, souvent non optimales, qui peuvent engendrer de nouveaux problèmes alors que les PGO étaient censées en résoudre d'autres.

Cette thèse met de l'avant un modèle d'optimisation qui permettra de définir la combinaison optimale de PGO à aménager dans un secteur urbanisé. Ce modèle permettra à la fois d'éliminer les mises en charge et les refoulements dans les réseaux d'égout unitaire et de réduire le risque de déversement des eaux unitaire en période de pluie. Il faudra d'une part établir des approches simplificatrices et globales et d'autre part valider leurs résultats par d'autres modèles plus complexes.

CHAPITRE 1 PROBLÉMATIQUE ET OBJECTIFS DE RECHERCHE

1.1 Problématique

La prise de conscience récente de l'urgence d'agir, au niveau des différents paliers de gouvernement, pour assurer la pérennité des infrastructures et garantir un bon service aux citoyens s'est concrétisée par la multiplication de chantiers à travers le pays. En plus des interventions qui visent à protéger les citoyens contre les refoulements et les inondations, plusieurs mesures ont été déployées pour la protection des milieux récepteurs et de l'environnement contre la pollution. Le défi est de s'assurer que ces interventions peuvent se réaliser de façon optimale dans le cadre d'une démarche intégrée et durable.

1.2 Hypothèses de recherche

Pour étayer la problématique de recherche, trois hypothèses ont été identifiées :

1.2.1 Hypothèse 1

L'implantation des pratiques de gestion optimales (PGO) dans les réseaux de drainage urbain peut simultanément résoudre, dans certaines mesures, la problématique des mises en charge et celle des déversements des eaux polluées dans les milieux récepteurs.

1.2.2 Hypothèse 2

L'urbanisation et les changements climatiques n'agissent pas de la même façon sur les dégradations hydraulique et environnementale des réseaux de drainage urbain.

1.2.3 Hypothèse 3

L'utilisation de la programmation linéaire, dans le programme d'optimisation de l'implantation des PGO, peut fournir des solutions intéressantes dans la phase de préconception et améliorer la performance des algorithmes métaheuristiques dans la phase de conception.

1.3 Objectif général et objectifs spécifiques

L'objectif général de ces travaux de recherche est de proposer une approche globale qui permet de déterminer la combinaison optimale de PGO à aménager en milieu urbain dans un contexte d'urbanisation et de changements climatiques.

Les trois objectifs spécifiques de la recherche sont :

1.3.1 Objectif 1

Implémenter les pratiques de gestion optimales (PGO) dans les réseaux de drainage urbain pour résoudre simultanément la problématique des mises en charge et celle des déversements des eaux polluées dans les milieux récepteurs. (Les articles 1 et 2 (chapitres 3 et 4) répondent à cet objectif)

1.3.2 Objectif 2

Évaluer séparément l'impact de l'urbanisation et celui des changements climatiques sur les dégradations hydraulique et environnementale des réseaux de drainage urbain. (L'article 2 (chapitre 4) répond à cet objectif)

1.3.3 Objectif 3

Déterminer, à l'aide de l'utilisation de la programmation linéaire, la combinaison optimale des PGO dans la phase de préconception et l'utiliser pour améliorer la performance des algorithmes évolutionnaires dans la phase de conception. (L'article 3 (chapitre 5) répond à cet objectif)

1.4 Originalités

Les aspects originaux de cette recherche sont :

- L'utilisation d'un programme d'optimisation basé sur des équations linéaires, assurant l'obtention d'un optimum global et un temps de calcul non excessif.
- La prise en compte simultanée de deux pluies de conception :
 - Une pluie fréquente pour le contrôle de la qualité du ruissellement et la réduction de la fréquence des débordements;

- Une pluie peu fréquente pour le contrôle de la quantité du ruissellement et la réduction de la fréquence des refoulements au niveau de risque souhaité.
- La modélisation des processus d'infiltration et de rétention des PGO dans le modèle hydrologique proposé.
- La comparaison des impacts séparés de l'urbanisation et des changements climatiques sur les performances hydraulique et environnementale des réseaux de drainage urbain.
- Le schéma d'optimisation combinant les métaheuristiques avec les données d'entrée et de sortie du modèle SWMM.
- L'intégration de la solution du modèle linéaire dans le processus d'optimisation du modèle non linéaire.

1.5 Plan de la thèse

Outre le présent chapitre, la thèse est présentée sous la forme de six (6) chapitres :

- Le chapitre 2 propose une revue critique de la littérature sur les pratiques de gestion optimales et des modèles utilisés pour leur implantation optimale.
- Le chapitre 3 présente une première version du modèle qui permet de déterminer la combinaison optimale des PGO pour drainer les eaux pluviales sans refoulements ni mises en charge et leur enlever les charges de polluants avant de les restituer aux milieux récepteurs.
- Le chapitre 4 présente une autre approche pour améliorer les performances hydraulique et environnementale des réseaux de drainage unitaire, basée sur l'aménagement des pratiques de gestion optimales (PGO). Une comparaison des impacts séparés de l'urbanisation et des changements climatiques sur les performances hydraulique et environnementale des réseaux de drainage urbain y est discutée.
- Le chapitre 5 présente, dans un premier temps, la comparaison des résultats de l'optimisation du modèle non linéaire à l'aide de l'algorithme génétique et le recuit simulé avec ceux obtenus par l'optimisation du modèle linéaire. Dans un deuxième temps, le chapitre présente les résultats d'intégration de la solution obtenue par le modèle linéaire dans le processus d'optimisation de l'algorithme génétique et du recuit simulé.
- Le chapitre 6 est destiné à la discussion générale de ce travail.

Cette thèse se termine par une conclusion générale et des recommandations visant à souligner les limites du modèle développé et proposer les possibilités d'améliorations futures.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Impacts du développement

En milieu naturel, l'eau de ruissellement générée par les précipitations et la fonte des neiges suit des cheminements variés au sol. Elle peut s'infiltrer, ou être interceptée par la végétation, tout comme elle peut ruisseler en surface ou vers les cours d'eau. L'eau infiltrée rejoint la nappe phréatique ou s'écoule sous la surface du sol, vers les cours d'eau. Une partie de la quantité d'eau interceptée par le couvert végétal peut retourner à l'atmosphère par évapotranspiration (Boucher 2010). Finalement, l'excédent ruisselle selon la pente du terrain pour rejoindre le milieu récepteur.

Comme illustré à la figure 2.1 (a), dans un milieu non urbanisé, environ 25% de l'eau de pluie s'infiltré profondément dans le sol pour rejoindre la nappe d'eau souterraine. 25% de l'eau de pluie s'infiltré, mais de façon moins profonde, alors que 40% retournent à l'atmosphère et seulement 10 % de l'eau de pluie ruisselle en surface.

Dans un quartier de faible à moyenne densité, aménagé de façon traditionnelle avec des rues très larges (figure 2.1 (b) et (c)), des espaces de stationnement généreux et des toitures imperméabilisées (par opposition aux toits végétaux), le pourcentage de la superficie de sol imperméabilisé varie entre 10 à 50 %. Dans ce cas, 20 à 30 % de l'eau de pluie ruisselle sur le sol. L'infiltration profonde est de 15 à 21 % et l'infiltration peu profonde représente environ 20 % de l'eau de pluie. Environ 38 % de l'eau de pluie est retournée à l'atmosphère par évapotranspiration (TRCA/CVC, 2010).

Dans les milieux urbains denses et artificialisés, tels que connus (figure 2.1 (d)), 75 à 100 % du territoire est imperméabilisé, seulement 15 % de l'eau s'infiltré, 30% retournent à l'atmosphère par évapotranspiration et 55 % de l'eau de pluie ruisselle au sol (TRCA/CVC, 2010).

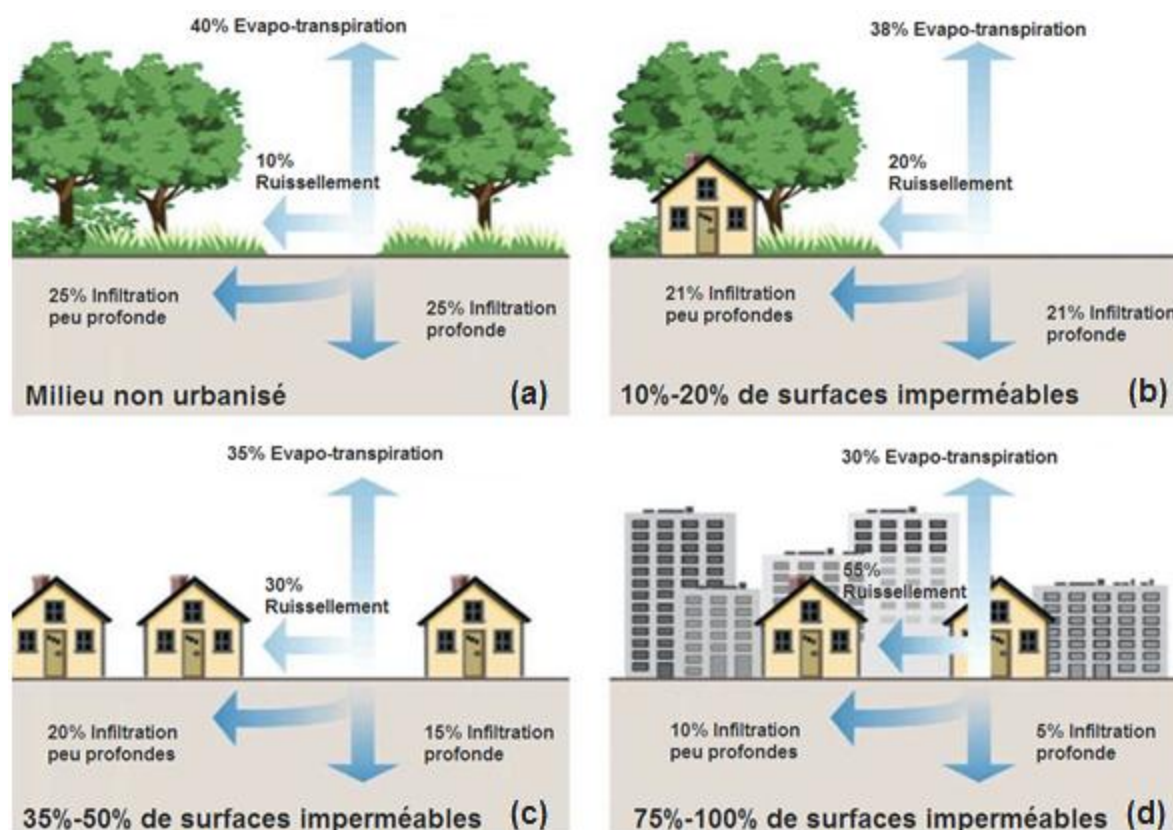


Figure 2.1 Impacts de l'urbanisation sur le cycle hydrologique
Adapté de TRCA/CVC (2010)

On peut constater que l'urbanisation entraîne une diminution importante de la quantité d'eau infiltrée ainsi que de celle évaporée; ce qui influence non seulement les volumes de ruissellement, mais également les débits de pointe générés.

2.1.1 Aspect quantitatif des eaux pluviales

Selon Schueler (1987), plusieurs modifications se produisent au niveau des conditions hydrologiques suite à l'urbanisation. Les plus importantes sont :

- l'augmentation du volume des eaux de ruissellement accompagnée d'un débit de pointe pouvant atteindre cinq fois celui d'avant urbanisation, non seulement pour des événements pluvieux importants, mais aussi pour des petites pluies;
- l'augmentation de la vitesse de l'écoulement suite à l'imperméabilisation et la compaction des sols;
- la diminution du temps de concentration qui est une conséquence directe de l'augmentation de la vitesse d'écoulement;

- la baisse du débit de base des cours d'eau en temps sec, causée par la réduction importante de l'infiltration des eaux de pluie;
- l'augmentation de la fréquence des inondations.

Les figures 2.2 et 2.3 illustrent ces différentes modifications.

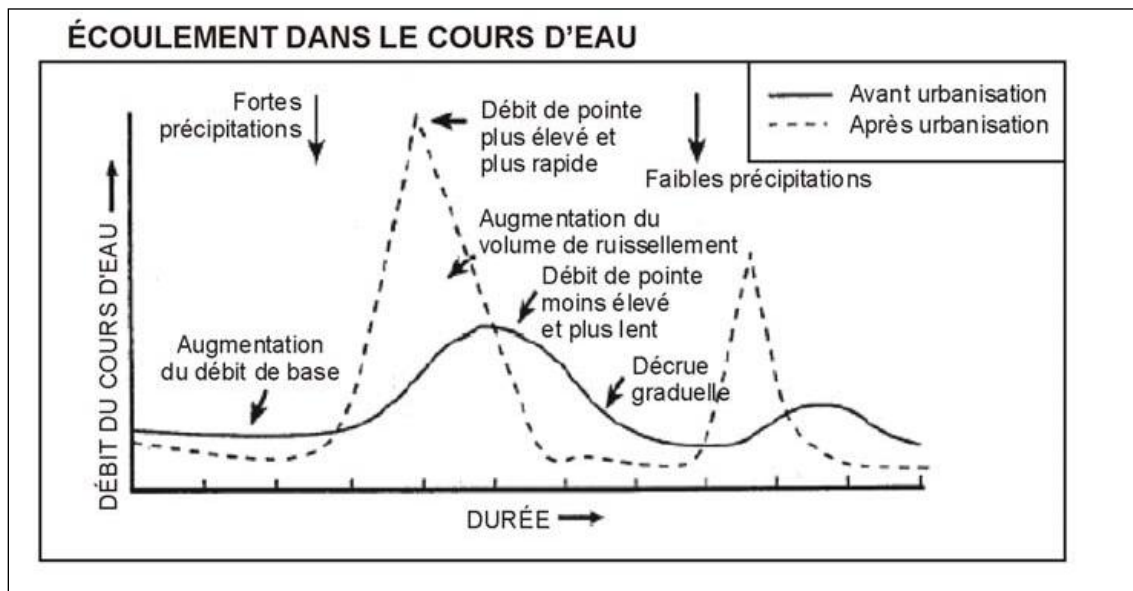


Figure 2.2 Écoulement dans le cours d'eau
Adaptée de Schueler (1987)

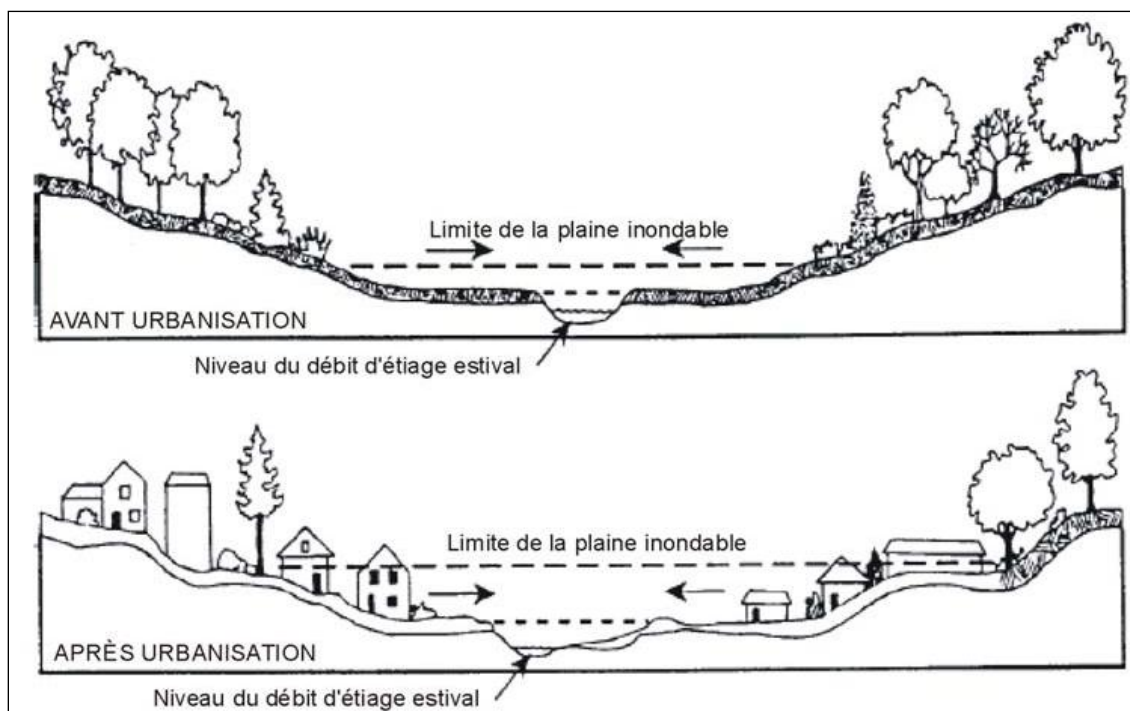


Figure 2.3 Modifications de l'hydrologie du bassin versant causées par l'urbanisation
Adaptée de Schueler (1987)

2.1.2 Aspect qualitatif des eaux pluviales

L'urbanisation a plusieurs répercussions au niveau qualitatif. En effet, plusieurs études aux États-Unis, au Canada et en Europe ont démontré que ces répercussions peuvent être néfastes pour les cours d'eau. Elles ont été recensées dans le guide de gestion des eaux pluviales au Québec comme suit (MDDELCC 2011):

- la réduction du taux d'oxygène dissous dans les cours d'eau suite à la décomposition de la matière organique lessivée lors du ruissellement;
- l'augmentation de la concentration des matières en suspension (MES) provenant des sols érodés, des rues et des aires de stationnement;
- l'augmentation des niveaux de nutriments qui favorisent la prolifération d'algues dans les lacs et les cours d'eau;
- la contamination microbienne suite aux débordements de réseaux d'égouts domestiques, aux installations septiques déficientes et aux déchets animaux;

- la pollution causée par les hydrocarbures, les matières toxiques ainsi que les produits de déneigement qui peut être très néfaste pour certaines espèces de poissons;
- l'augmentation de la température de l'eau due au réchauffement des eaux sur les surfaces étanches et aux installations de gestion des eaux pluviales à ciel ouvert;
- une baisse de l'utilisation récréative des eaux à proximité des rivages.

2.1.3 Impacts sur la morphologie des cours d'eau

L'augmentation de la valeur des débits annuels moyens ainsi que l'augmentation de la fréquence à laquelle se produisent ces débits ont un impact direct sur la stabilité des cours d'eau. Par ailleurs, le « niveau de débordement » est atteint deux à sept fois plus fréquemment, et le débit associé peut être jusqu'à cinq fois plus important (InfraGuide 2003). Plusieurs recherches ont démontré que le seuil de stabilité des cours d'eau en milieu urbain correspond à une imperméabilité d'environ 10 % du bassin versant. L'urbanisation du bassin versant au-delà de ce seuil se traduit invariablement par l'instabilité et l'érosion des lits et/ou des berges (InfraGuide 2003).

Les ministères de l'Environnement du Québec et de l'Ontario (MDDELCC 2011 et MOECC 2003) dénombrent les différents impacts et ajustements que peuvent subir les cours d'eau comme suit :

- augmentation de la section hydraulique des cours d'eau;
- érosion des berges;
- perte des arbres et de la végétation des berges;
- changement dans les caractéristiques physiques des cours d'eau;
- dégradation des habitats à cause de l'érosion des berges et de la perte de végétation;
- réduction du débit de base;
- augmentation de la température de l'eau;
- diminution de la biodiversité.

2.2 Impacts des changements climatiques

L'un des plus grands débats environnementaux actuels tourne autour des changements climatiques. La 21ème conférence des parties (COP21) tenue en décembre 2015 à Paris, où 195 pays ont adopté un accord universel juridiquement contraignant sur le climat, est une preuve de plus de l'importance accordée à cet enjeu. L'augmentation des gaz à effet de serre (GES) risque d'engendrer une modification des conditions climatiques qui auront des impacts importants sur plusieurs secteurs d'activités et plusieurs systèmes naturels (IPCC, 2014).

En matière de gestion des eaux en milieu urbain, une augmentation de la fréquence/intensité des événements de pluies, comme le suggèrent les projections climatiques actuelles, entraînera certainement une augmentation des risques de dépassement de la capacité de conception et, conséquemment, une augmentation des risques de refoulement/inondation (Mailhot et al. 2014).

À l'horizon 2050, le CEHQ (2015) prévoit qu'au Québec :

- Les étiages seront plus importants en été, ce qui augmentera la pression exercée sur l'approvisionnement en eau, les écosystèmes aquatiques et diverses activités récréatives;
- Les crues seront plus intenses à l'été et à l'automne, favorisant l'érosion des berges, les inondations subites, le rejet d'eaux usées par surverse et le lessivage des sols, ce qui aura un impact sur la qualité de l'eau;
- Le cycle de l'eau sera globalement modifié et présentera une hydraulité plus forte en hiver, plus faible en été et plus forte au nord du territoire, ce qui affectera la production hydroélectrique.

2.3 Défaillance hydraulique

La défaillance hydraulique survient quand le système de drainage ne peut plus transporter le débit de conception sans créer des mises en charge et des refoulements. La défaillance hydraulique survient lors du passage d'un écoulement gravitaire à un écoulement sous pression suite au dépassement de la capacité de la conduite. Les principales conséquences de la défaillance hydraulique sont les inondations des sous-sols et de la chaussée ainsi que les instabilités hydrauliques (Bennis 2007).

Ainsi, un tronçon de conduite est dit défaillant quand il n'est plus capable d'évacuer adéquatement le débit de conception pluvial et sanitaire. De plus, il suffit parfois qu'une partie d'un réseau présente des défaillances pour juger de l'inefficacité hydraulique de l'ensemble du réseau. Donc l'évaluation de son état hydraulique dépend principalement de sa capacité et de sa position stratégique.

Selon Delleur (1996), les mises en charge et les débordements peuvent entraîner deux types de problèmes :

- Des perturbations de l'écoulement. Dès que des dysfonctionnements apparaissent, tout le réseau modifie son comportement hydraulique.
- Des dégradations d'ordre structural. Les mises en charge engendrent des pressions inhabituelles qui s'appliquent sur les parois de la conduite. La fréquence de ces perturbations accélère le vieillissement des infrastructures et provoque, avec le temps, des ruptures.

2.4 Défaillance environnementale

Dans un réseau unitaire, les eaux de ruissellement, générées par une pluie, peuvent atteindre des débits largement supérieurs au débit moyen de temps sec. Les volumes d'eau en jeu sont énormes et la grande partie est rejetée directement dans les cours d'eau sans traitement. Quand cette situation se produit trop fréquemment, le réseau ne remplit plus convenablement sa mission et présente des défaillances environnementales.

Les déversements fréquents dans les cours d'eau à travers les trop-pleins et les déversoirs d'orage (CSO, Sanitary Sewer Overflow (SSO)) sont les principales conséquences de cette défaillance. Ils constituent l'une des problématiques les plus difficiles à régler en milieu urbain.

Pendant longtemps, on a cru que hormis le premier flot, le ruissellement des eaux pluviales pouvait être acheminé directement au milieu récepteur sans danger pour l'environnement (Chocat, 1997). Cette hypothèse a constitué la prémisse de la construction des réseaux unitaires. En réalité, la composition des eaux pluviales reflète celle des précipitations et des surfaces avec lesquelles elles entrent en contact. Les eaux pluviales se caractérisent par de fortes concentrations en matières en suspension (MES), une faible demande biologique en oxygène (DBO), une teneur

élevée en bactéries d'origine animale et des concentrations importantes en métaux lourds et en nutriments.

2.5 Pratiques de gestion optimales (PGO)

Dans le domaine du drainage urbain, les pratiques de gestion optimales sont des techniques qui consistent à retenir ou infiltrer les eaux de ruissellement pour atténuer les impacts environnementaux sur le milieu récepteur et réduire l'ampleur des inondations. Ces pratiques de gestion optimales peuvent être structurales ou non structurales. Elles peuvent être appliquées à la source, sur les terrains privés ou publics ou dans le réseau.

L'utilisation des PGO à différents niveaux par chaîne de traitement est une approche très efficace (InfraGuide 2003; Fuamba et *al.* 2010; MDDELCC 2011). Selon cette approche, les gestions quantitative et qualitative des eaux de ruissellement s'appuient sur un ensemble de pratiques qui peuvent être appliquées l'une à la suite de l'autre, de la façon illustrée à la figure 2.4. En règle générale, plus on éloigne le traitement de la source de pollution, moins les mesures sont rentables. Il est habituellement plus rentable de prévenir la pollution en adoptant de bonnes pratiques de maintenance, ou en luttant contre la pollution à la source ou à proximité de celle-ci, que d'intervenir sur les eaux de ruissellement au moyen de PGO à la sortie de l'émissaire.

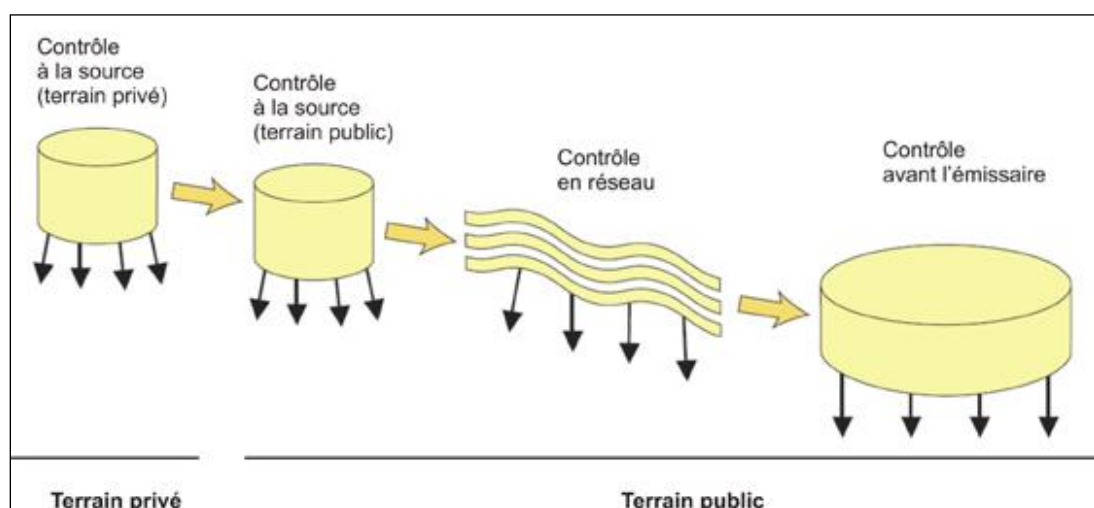


Figure 2.4 Catégorisation des PGO en fonction de leur localisation dans le réseau de drainage
Tirée de MDDELCC (2011)

Comme l'indique la figure 2.4, les différentes PGO peuvent être aménagées sur des terrains privés ou des terrains publics. Le choix entre ces deux derniers peut avoir un impact important sur l'entretien qui pourra être assuré et, éventuellement, sur l'efficacité des PGO. Ce point devient particulièrement important à considérer pour des éléments de gestion qui sont mis en place sur des terrains privés (MDDELCC 2011).

Le guide de gestion des eaux pluviales du Québec recense 19 PGO en fonction de leur localisation dans le réseau de drainage :

- Pratiques optimales au niveau du terrain
 - Réduction de la pente du terrain
 - Stockages sur le toit, en surface ou souterrains
 - Puits d'infiltration sur le terrain
 - Débranchement des gouttières
 - Réutilisation de l'eau de pluie
 - Bande de végétation filtrante
 - Biorétention ou Jardin de pluie
 - Toits verts
 - Blocs ou revêtements perméables
 - Séparateurs d'huiles et de sédiments
- Pratiques de gestion optimales pour le transport des eaux pluviales
 - Fossé et noue engazonnés (sec)
 - Noue avec retenue permanente
 - Noue avec biorétention
 - Système de conduites perforées
- Pratiques de gestion optimale en fin de réseau

- Bassin de rétention sans retenue permanente (sec)
- Bassin de rétention avec retenue permanente
- Bassin d'infiltration
- Marais artificiels
- Filtre à sable

L'annexe A présente une description détaillée de chacune de ces PGO ainsi que leurs coûts de construction et d'entretien.

2.6 Modèles d'optimisation intégrant les PGO

Plusieurs chercheurs ont analysé l'opportunité d'implanter différentes PGO selon les objectifs visés (Ackerman et Stein 2008; Elliot et al. 2009; Wild et Davis 2009; Avellaneda et al. 2010; Palhegyi 2010; He et Davis 2011; Golroo et Tighe 2011). Pappas et Huang (2011) ont évalué la capacité des PGO favorisant l'infiltration à absorber adéquatement l'eau pour des pluies successives. Ils ont montré qu'avec le temps, la capacité d'infiltration diminue et le débit généré devient de plus en plus important, d'où la nécessité d'une maintenance régulière. James et Dymond (2012) ont évalué la performance des bassins de bio-rétention et ont démontré que l'utilisation de ces bassins réduit considérablement les débits de pointe pour atteindre les débits du pré-développement alors que la réduction du volume de ruissellement est négligeable.

Les résultats probants obtenus par l'application des PGO ont encouragé plusieurs villes à travers le monde à les utiliser comme mesures d'adaptation pour contrer l'impact de l'urbanisation et des changements climatiques sur les inondations et la pollution du milieu récepteur (Bean et al. 2007; Mailhot et al. 2008; Kaini et al. 2010; Fletcher et al. 2014).

On a implanté dans le quartier Maizerets, dans l'arrondissement de Limoilou à Québec un ensemble de PGO afin de réduire le nombre de refoulements. Après la sensibilisation des citoyens au fonctionnement du réseau d'égouts, la ville de Québec a imposé le débranchement des gouttières et procédé au réaménagement des aires de stationnement. Elle a par ailleurs ajouté 1 800 m de nouvelles conduites d'égout pluviales et un réservoir de rétention des eaux de 18 000 m³ : ce qui a permis d'améliorer la qualité de service du quartier (Boucher 2010).

Le projet de la Cité verte, dans le quartier Saint-Sacrement à Québec, a permis l'instauration de nombreuses PGO. Le but du projet était de réduire significativement le rejet d'eau de

ruissellement dans le réseau d'égouts en adoptant un certain nombre de mesures (Boucher 2010) : réduire la largeur des rues, acheminer les eaux de ruissellement des rues vers des îlots de rétention, aménager un jardin de pluie et construire un bassin avec retenue permanente.

On a instauré dans la banlieue de Malmö, en Suède, un ensemble de PGO pour contrer les problèmes d'inondation et de pollution (Villarreal et al. 2004). Le choix, les dimensions et l'emplacement des techniques retenues ont été basés sur le coût, la disponibilité des terrains, la sécurité et les attentes du public.

Malheureusement, ces expériences n'ont pas été menées dans un cadre méthodologique permettant de déterminer le choix optimal des PGO, selon les contraintes du site, du budget et de l'efficacité des PGO.

2.6.1 Modèles d'optimisation non linéaires

Depuis 2003, l'U.S. Environmental Protection Agency (EPA) développe un outil d'aide à la décision qui permet de choisir, d'évaluer et de placer les PGO à différentes échelles sur les bassins versants (USEPA 2009). L'outil, appelé SUSTAIN (System for Urban Stormwater Treatment and Analysis Integration), gère sept composantes : l'interface de l'utilisateur, l'interface ArcGIS, le module du bassin versant, le module des PGO, le module d'optimisation, le post traitement et la base de données Microsoft Access. Pour la résolution du problème d'optimisation complexe, non linéaire et multi objectif, SUSTAIN utilise des techniques métaheuristiques (Lai et al. 2009). Gao et al. (2015) ont utilisé SUSTAIN pour l'implémentation des PGO dans une zone industrialisée dans la ville de Ma'an Shan en Chine. Les analyses menées ont permis de conclure que la pollution causée par les eaux de ruissellement urbain dans la zone d'étude était importante et nécessitait une intervention. L'implantation des PGO a réduit le volume total de ruissellement, la charge totale des matières en suspension, la charge de zinc dissous, la charge d'azote total, la charge totale de phosphore et de la demande en oxygène de 41 % , 62 % , 55 % , 57 % , 55 % et 60 %, respectivement. Malheureusement, l'utilisation de cet outil reste limitée à cause du nombre important de paramètres qu'il faut introduire et le temps excessif nécessaire pour l'optimisation qui peut atteindre des jours selon la taille du réseau d'étude.

Cieue et al (2012) ont développé un modèle pour déterminer l'emplacement optimal des PGO dans un bassin versant avec un coût d'investissement minimal. Trois types de PGO ont été considérés : Bassin de rétention, bande gazonnée et tranchée d'infiltration. Le modèle est constitué de trois composantes : un modèle de simulation de la qualité, un modèle de qualité de l'eau dans le réservoir où se draine l'eau et un modèle d'optimisation basé sur l'algorithme génétique. Les résultats obtenus sont satisfaisants, mais ce modèle se limite à trois types de PGO. Jia et al (2011) ont proposé un modèle de restructuration du système de gestion pluviale du Beijing Olympic Village pour compenser le surplus d'eau provenant des surfaces imperméabilisées suite à la transformation de ce site en complexe résidentiel. Ce modèle permet d'évaluer la performance des PGO et d'optimiser leur emplacement et leur design pour trouver le coût minimal d'une réduction du débit de pointe et d'une réduction du volume de ruissellement données ou, inversement, la réduction maximale du débit et du volume de ruissellement avec un coût donné.

Kaini et al (2007, 2008) ont développé un modèle de contrôle optimal qui combine un modèle hydrologique semi-empirique (SWAT) avec l'algorithme génétique pour trouver le coût minimal correspondant à la combinaison optimale des PGO. Cet objectif avait comme contraintes la réduction des débits de pointe journaliers et la réduction des matières en suspension annuelle. La combinaison d'un modèle hydrologique avec l'algorithme génétique pour le choix et l'emplacement des PGO a été utilisée par plusieurs chercheurs (Veith et al. 2003; Perez-Pedini et al. 2005; Muleta et Nicklow 2005 ; Gitau et al. 2006; Maringanti 2008; Damodaram et Zechman 2013; Artita et al. 2013).

La principale limitation des modèles utilisés est le temps requis pour la résolution. À titre d'exemple, le temps requis pour la résolution du programme proposé par Muleta et Nicklow (2005) est d'environ 5 jours. De plus, l'utilisation de l'algorithme génétique pour la résolution de ce problème n'assure pas la convergence vers un optimum global.

Les longues durées d'attente pour l'obtention des résultats constituent un problème lors des réunions de collaboration (c.-à-d. ateliers de parties prenantes, séances de remue-méninges) qui sont une étape importante dans le processus de négociations pour l'utilisation de l'argent des contribuables. En effet, comme la convocation de grands groupes de parties prenantes est coûteuse, des réponses en temps réel aux questions et aux suggestions sont souhaitables pour profiter des ateliers et avancer dans le processus de décision (Limbrunner et al. 2007). Les

modèles de simulation sont nécessaires pour décrire adéquatement de nombreux processus physiques d'un bassin versant, et en même temps, des analyses et des algorithmes d'optimisation rapides sont nécessaires pour faciliter les processus de collaboration pour la négociation des décisions complexes entre les groupes de parties prenantes.

2.6.2 Modèles d'optimisation linéaires

Les techniques d'optimisation classiques, comme la programmation linéaire, n'ont pas souvent été appliquées aux problèmes d'optimisation de l'utilisation des PGO. Malgré qu'elles aient le potentiel pour surmonter la limitation imposée par de longs temps de calcul, peu de chercheurs les ont utilisées comparativement aux algorithmes génétiques.

Schleich et White (1997) ont utilisé la programmation linéaire pour déterminer le coût minimal nécessaire pour répondre aux exigences environnementales en termes de réduction du phosphore et des matières en suspension pour un bassin contenant à la fois des sources ponctuelles et diffuses de polluants. Sample et al. (2001) ont trouvé la combinaison optimale des PGO sur un bassin versant en utilisant un modèle de programmation linéaire qui manipule les données obtenues par le système GIS (Geographic information system) et le modèle hydrologique SCS. Ils se sont fixé comme objectif la reproduction de l'hydrogramme d'entrée avec les conditions du pré-développement. McGarity (2012) a proposé un modèle similaire à celui proposé par Jia et Culver (2006), mais basé sur la programmation linéaire au lieu des heuristiques. L'idée de l'auteur est d'aider les municipalités à élaborer et évaluer des stratégies visant à maximiser l'apport des investissements dans l'amélioration de la qualité des eaux pluviales. Le modèle proposé, Stormwater Investment Strategy Evaluation (StormWISE), a pour objectif de compléter les guides de gestion des eaux pluviales en termes d'identification et d'utilisation des PGO. En effet, au lieu de n'utiliser que des recommandations générales, cet outil permet de fournir des recommandations plus spécifiques, en fonction du site d'étude. Ce modèle a été utilisé pour l'élaboration d'un plan d'action dans le cadre d'un partenariat entre quatre municipalités à Philadelphie, qui déversaient leurs eaux pluviales au même point de rejet dans un cours d'eau (McGarity 2013). Alminagorta et al. (2013) ont proposé un modèle basé sur la programmation linéaire qui teste la faisabilité d'une limitation de la charge de phosphore dans le réservoir Echo (Utah) en utilisant les PGO et détermine le coût minimal de cette limitation.

Sebti et Bennis (2012) ont proposé une approche basée sur la programmation linéaire pour déterminer la combinaison optimale entre volume de rétention et redimensionnement des conduites pour compenser la capacité d'évacuation des réseaux d'assainissement qui devient insuffisante du fait du développement urbain. Cependant, ils se sont limités à la réduction des débits de pointe à l'aide des structures de rétention (rétention en surface et rétention souterraine) sans envisager des PGO qui favorisent l'infiltration et réduisent à la fois les débits de pointe et les volumes totaux de ruissellement.

Limbrunner et al. (2013) ont comparé des modèles linéaires et non linéaires pour le choix des PGO. Les résultats obtenus ont permis de conclure que l'utilisation des modèles linéaires permet de générer, en quelques secondes, des solutions comparables à celles obtenues par les modèles non linéaires.

Le modèle d'optimisation qui sera présenté dans le cadre de ce projet de doctorat est basé sur la programmation linéaire. Il permettra de trouver la combinaison optimale de PGO pour atteindre les objectifs présentés dans la section 1.3.

CHAPITRE 3 ARTICLE 1 : OPTIMIZATION OF THE RESTRUCTURING COST OF AN URBAN DRAINAGE NETWORK

3.1 Présentation de l'article

Dans cette section, l'objectif de l'article, les originalités et les hypothèses seront présentés, ainsi qu'une conclusion sur ce travail dans le cadre de la thèse. Cet article présente le développement d'un modèle d'optimisation du choix et de l'emplacement des PGO dans un sous-bassin versant en milieu urbain, desservi par un réseau de drainage unitaire. Ce modèle peut être utilisé par les municipalités lors des phases préliminaires de conception afin d'avoir une estimation réaliste des coûts associés à la restructuration d'un réseau de drainage urbain.

3.1.1 Objectif

L'objectif de cet article est le développement d'un modèle d'optimisation de la performance hydraulique et environnementale d'un réseau de drainage urbain, basé sur l'utilisation des PGO. Le modèle développé détermine le coût minimal associé à l'aménagement de quatre PGO structurales (bassin de rétention, toits verts, tranchées d'infiltration et dépressions végétalisées). Les contraintes du modèle assurent des écoulements sans refoulements ni mises en charge dans les conduites lors des pluies peu fréquentes, et sans déversements d'eaux polluées vers les milieux récepteurs lors des pluies fréquentes.

3.1.2 Originalités

Les aspects originaux de cet article sont :

- L'utilisation d'un programme d'optimisation basé sur des équations linéaires, assurant l'obtention d'un optimum global et un temps de calcul non excessif.
- La prise simultanée de deux pluies de conception :
 - Une de récurrence 3 mois pour le contrôle de la qualité du ruissellement et la réduction de la fréquence des débordements;
 - Une de récurrence 5 ans pour le contrôle de la quantité du ruissellement et la réduction de la fréquence des refoulements au niveau de risque souhaité.

3.1.3 Hypothèses

Les hypothèses sur lesquelles s'articule ce travail sont formulées comme suit :

- L'estimation des débits de pointe va se faire avec la méthode rationnelle généralisée. Dès lors, les hypothèses suivantes seront considérées :
 - L'intensité de l'averse est uniforme et dans le temps et sur tout le bassin de drainage;
 - La fréquence d'occurrence T du débit de pointe Q_p est la même que celle de la précipitation;
 - Le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre;
 - Les hydrogrammes d'entrée et de sortie d'une PGO offrant un volume de rétention d'eau sont représentés sous forme trapézoïdale.
- Les coûts unitaires de construction et de maintenance d'une PGO sont généralement liés à la taille de celle-ci. Cependant, à des fins de simplification, ces coûts vont être considérés constants;
- La durée d'amortissement varie selon le type de PGO. Néanmoins, à des fins de simplification, cette durée sera fixée à 25 ans pour toutes les PGO considérées;
- Le coefficient de ruissellement des surfaces imperméables directement drainées est d'environ 0.96. Cependant, pour simplifier la formulation du problème, celui-ci sera égal à 1.
- Le manque d'entretien des conduites de drainage peut provoquer la réduction de la capacité de celles-ci suite à la sédimentation. Dans cet article, cette sédimentation est modélisée par la réduction de la section de l'écoulement.
- L'urbanisation peut modifier plusieurs caractéristiques du bassin versant. Dans le cadre de ce travail, seule l'augmentation des surfaces imperméables directement drainées sera considérée;
- Les changements climatiques seront modélisés par la majoration de l'intensité de pluie par un pourcentage donné.

3.1.4 Conclusion

Le modèle développé a été appliqué sur un réseau dans la grande région de Montréal qui fait face à de nombreuses défaillances hydrauliques et environnementales. Pour les pluies de conception de période de retour 5 ans (contrôle quantitatif) et de période de retour de 3 mois (contrôle qualitatif), le programme a identifié la meilleure combinaison de bassins de rétention, des tranchées d'infiltration, des dépressions végétalisées et des toits verts pour atteindre les performances ciblées. La linéarité du modèle proposé a assuré l'obtention d'un optimum global en moins d'une seconde. Les résultats obtenus confirment l'intérêt de l'intégration de PGO dans les plans de restructuration des bassins versants pour une gestion quantitative et qualitative optimale des eaux pluviales. En outre, ils ont souligné la contribution de PGO comme mesures atténuantes des effets du vieillissement des réseaux, de l'urbanisation et des changements climatiques.

Cet article est publié au "Urban Water Journal".

Sebti. A, Bennis. S, Fuamba. M (2014). «Optimization of the restructuring cost of an urban drainage network» Urban Water Journal DOI: 10.1080/1573062X.2014.9239

3.2 Optimization of the restructuring cost of an urban drainage network

Anas SEBTI, Ph.D. Candidate, M. Eng., Department of Civil, Geological and Mining Engineering, École Polytechnique de Montréal, P.O. Box 6079, Station CV, Montreal, Quebec, Canada, H3C 3A7. Email: anas.sebti@polymtl.ca

Saad BENNIS, P. Eng., Ph.D., Professor, Department of Construction Engineering, École de technologie supérieure, Montréal, Québec, H3C 1K3. Email : saad.bennis@etsmtl.ca

Musandji FUAMBA, P.Eng. Ph.D., Professor, Department of Civil, Geological and Mining Engineering, École Polytechnique de Montréal, P.O. Box 6079, Station CV, Montreal, Quebec, Canada, H3C 3A7. Email: musandji.fuamba@polymtl.ca

3.2.1 Abstract

Urban drainage networks are subjected to increased runoff caused by urbanization and climate change. Wear and tear, coupled with a lack of network maintenance, reduces the hydraulic capacity of these networks and results in surcharged flows, discharges and overflows calling for the need to institute effective restructuring strategies. The purpose of this study was to develop an optimization model for the optimal selection and placement of structural best management practices (BMPs). In this research, four types of structural BMPs were being considered (i.e., retention pond, green roofs, infiltration trenches and vegetated depressions). The objective function was to minimize the total cost of BMPs, within the constraints of (1) draining infrequent heavy rainfall without surcharging the conduits and (2) driving frequent small rainfall into the water-treatment plant without overflows. The model was tested on a case study in the Greater Montreal Area and the results obtained from the model effectively demonstrated its capacity to improve the hydraulic and environmental performances by adopting optimal BMPs placement strategies.

Keywords: overflow, rehabilitation, retention, infiltration, BMPs and optimization.

3.2.2 Introduction

When municipalities first developed urban drainage systems in the mid-nineteenth century, water sanitation was their main concern. Decades of rapid urbanization led to problems with storm water and municipalities then had to find ways to quickly drain storm water away from inhabited

areas (Chocat 2008). In the 1980s, a number of other priorities were added to the list : protecting urban areas from floods and limiting sewer-water discharge into natural environments, wastewater reuse, rainwater collection, water for urban landscapes, etc. (Granger et al. 2010). By the early 1990s, the principle of “all to the sewer as quickly and as far as possible,” was superceded in America and Europe by the principle of “retention and infiltration as early and as long as possible” (Chocat 1997).

This approach involved implementing a set of best management practices (BMPs) as control measures taken to mitigate changes to both quantity and quality of urban runoff caused through changes to land use. They could either be used separately or in combination, to reduce runoff volume, peak flow and the mass of pollutants discharged into the natural environment (Mailhot et al. 2008).

BMPs existed in both structural and non-structural practices. Non-structural practices do not involve the construction of new structures but instead consider land use, appropriate maintenance (i.e. increased citizen awareness, street cleaning to reduce the quantity of pollutants that can be driven by rainwater into the sewers) and regulations around the performance of preventive controls (USEPA 2004). These practices aim to reduce problems at their source (Taylor and Fletcher 2007).

Structural BMPs involve the construction of structures to control runoff volume and/or ensure water quality. They include a range of measures that can be applied upstream of the network, within the network or immediately before outlet.

Upstream measures aim for on-site control: they reduce runoff volume and treat stormwater before it reaches the municipal system. These can be implemented on one or several particular lots that drain a small area by disconnecting gutters, using retention capacity on roofs, building infiltration trenches, etc. (MDDELCC 2011).

Measures applied within the network provide alternatives to the rapid and unmonitored evacuation of rainwater through the underground piping systems through the use of curbs and sumps. They aim to stimulate infiltration and retard runoff using grassed swales, perforated pipe systems and other strategies. Retention ponds and infiltration ponds can be constructed immediately before the outlet (Mailhot et al. 2008).

The effectiveness of different BMPs has been studied extensively on a variety of measures. Pappas and Huang (2011) evaluated the effectiveness of pervious paving blocks based on their ability to properly absorb water from successive rainfalls. They demonstrated that the infiltration capacity of this BMP decreases over time and the flow generated becomes increasingly important. They found that the use of pervious paving blocks requires ongoing maintenance to prevent surface silting and assure the continued effectiveness of seals. James and Dymond (2012) evaluated the hydrologic effects of bio-retention and showed that this practice reduced peak flows to pre-development levels, but that reductions in runoff volume were negligible.

The results achieved through the application of BMPs have encouraged many cities around the world to employ them to counter the impact of urbanization and climate change on flooding and environmental pollution (Kaini et al. 2010).

A few examples from Quebec and Sweden are of interest. The Maizerets district in the Limoilou borough of Québec (Canada) utilized a set of BMPs to reduce the frequency of sewer backups. After raising public awareness about the operation of sewer networks, Quebec City imposed regulations requiring that gutters be disconnected and parking lots be reconfigured. The city also added 1800 m of new storm sewer and built a water retention pond with a total capacity of 18000 m³, which helped to improve the quality of water services in the district (Boucher 2010). The Green City project has introduced many BMPs in the Saint-Sacrement district in Quebec (Boucher 2010). The goal of the project was to significantly reduce the release of runoff water into the sewer system. Measures included reducing the width of streets, channeling runoff from streets to retention ponds, and building a rain garden and wet retention pond. In Sweden, the inner city suburb of Malmö used a set of BMPs to address problems of flooding and pollution (Villarreal et al. 2004). The choice, size and location of techniques were based on cost, land availability, safety and public expectations.

Unfortunately, these experiments were not carried out within a methodological framework that would facilitate evaluation and help other planners to assess the fitting choice of BMPs, according to site constraints, budget and the exhibited effectiveness of particular BMPs.

Ciou et al. (2012) developed a model to search for the optimal location of BMPs in a watershed with an optimal investment cost. Three types of BMP were considered: retention ponds, grass strips and infiltration trenches. The model consisted of three interacting sub-models: a watershed

water quality simulation model, a reservoir water quality model and an optimization model based on Genetic Algorithm (GA). The results were deemed to be satisfactory, but this model was limited to just three types of BMPs. Jia et al (2011) proposed a diverse model for restructuring the stormwater management system at the Beijing Olympic Village to offset the excess water on impermeable surfaces generated from the transformation of the site into a residential complex. This model permitted the evaluation of the performance and the optimization of the location and the design of BMPs, such as porous pavements, green roofs and rainwater cisterns, based on two goals: finding the minimal cost for a reduction in peak flow and runoff volume, and minimizing the flow and runoff volume for a given cost. Kaini et al (2007, 2008) introduced an optimal control model by coupling a semi-distributed hydrological model: soil and water assessment tool (SWAT) with a genetic algorithm to identify the least-cost design (size, type and location) of BMPs in order to meet treatment goals at a watershed scale. The combination of SWAT with the genetic algorithm was also used by Maringanti et al. (2008) to implement BMPs to reduce pesticide pollution loads in agricultural areas at minimum cost.

However, the optimization process in these studies was incredibly time-consuming, even though the number of BMPs combinations possibility was viewed as low. For example, the resolution of the program optimization used by Muleta and Nicklow (2005), which has been based on GA, needed about 4.75 days to be resolved. Moreover, the use of the genetic algorithm did not ensure convergence to a global optimum.

Sebti and Bennis (2012) proposed an approach based on linear programming to determine the optimal combination of retention volume and pipe resizing to improve network hydraulic capacity. However, the options were limited to reducing peak flows using underground and surface retention structures, without considering BMPs that promote infiltration and reduce both peak flow and runoff volume.

The present study was undertaken with the intent of overcoming some of these limitations. It offers a global approach to determining the optimal combination of retention ponds, green roofs, infiltration trenches and vegetated depressions to cope with urbanization effects and rainfall volatility produced by climate change, while taking into account qualitative factors in stormwater management. This approach has the advantage of considering two different types of

rainfall: infrequent rain that can be drained without surcharging and discharge, and frequent rain that is intercepted and driven into the water-treatment plant.

3.2.3 Proposed hydrological model

The rain-flow hydrological model employed is the improved rational hydrograph method (IRH) that fits easily to the optimization program. However, some physical assumptions should be addressed (Crobeddu et al., 2007): the impulse response function of a catchment area is rectangular-shaped and ends at the time of concentration; the time of concentration corresponds to the time difference between the end of the rainfall and the end of the direct runoff; rainfall intensity is uniform on the catchment; the runoff on impervious areas is independent of the runoff on pervious areas.

This method allows for incidences of impervious surfaces directly drained (ISDD), permeable surfaces (PS) and impervious surfaces indirectly drained (ISID). The strategic positioning and balance between these types of surface are important for the location of BMPs. The IRH equation is written as expressed by Equation (3.1) (Crobeddu et al., 2007):

$$Q = \overbrace{K \cdot IMP \cdot I \cdot A}^{\text{term 1}} + \overbrace{K \cdot (1 - IMP) \cdot (I - f) \cdot A}^{\text{term 2}} \quad (3.1)$$

Where K is the constant conversion ($K = 0.0028$ in International System); IMP signifies the fraction of impervious surfaces directly drained; I represents the rainfall intensity (mm / h); A denotes the watershed area (ha) and f is expressed as the average infiltration rate (mm / h) that is equal to the cumulative infiltration F calculated using the Horton formula (Equation (3.2)), divided by the rainfall duration.

$$F = f_{\infty} t + \left(\frac{f_0 - f_{\infty}}{K'} \right) \left(1 - e^{-K' t} \right) \quad (3.2)$$

Where f_0 stands for the maximum infiltration at time $t = 0$; f_{∞} refers to the infiltration rate after the soil has been saturated; t marks the time passed since the beginning of the precipitation; K' is the decay constant specific to the soil.

Term 1 in Equation (3.1) is the runoff from impervious surfaces that are directly drained as on pavement or flat roofs connected to drainage systems. Term 2 represents runoff from pervious

and impervious surfaces that flow through permeable surfaces before joining the network (Figure 3.1). This explicit formulation of runoff for different surfaces permits various restructuring plans to be assessed based on infiltration at batch level (Figure 3.2). The peak flow will be reduced by directing a part of the ISDD runoff, which is denoted by X in equation 3.3, to BMPs which will be positioned just before the outlets. When this runoff will flow through the BMP, some will seep into the soil with the BMP infiltration rate f' and the other part will join the sewer network. The idea is to substitute part of the ISDD by ISID or PS. Therefore, the peak flow in the presence of BMPs based on infiltration can be estimated as expressed by Equation (3.3) :

$$Q = K.(IMP - X).I.A + K.(1 - IMP).(I - f).A + K.X.(I - f').A \quad (3.3)$$

Where :

X amounts the fraction of ISDD drained to the BMP and f' is regarded as the BMP infiltration rate (mm / h).

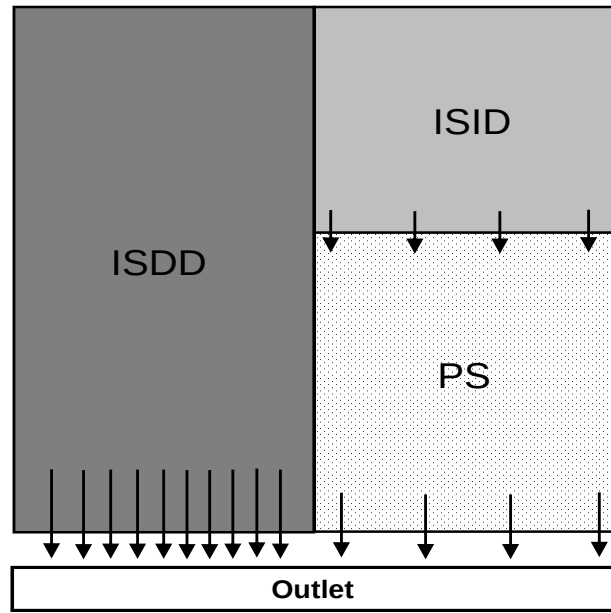


Figure 3.1: Watershed configuration before restructuring

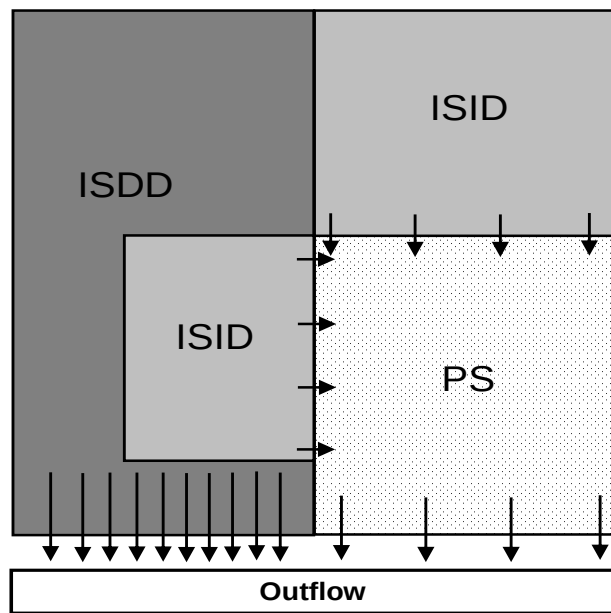


Figure 3.2: Watershed configuration before restructuring

In view that many BMPs based on infiltration can be used to reduce the fraction of ISDD (infiltration trenches, filter strips, green roofs, rain gardens, vegetated depression, etc), Equation (3.3) becomes:

$$Q = K.I.A.\left(\left(IMP - \sum_{k=1}^R X_k\right) + (1-IMP)\left(1 - \frac{f}{I}\right) + \sum_{k=1}^R X_k \cdot \left(1 - \frac{f_k}{I}\right)\right) \quad (3.4)$$

Where :

X_k is the ISDD fraction drained to BMP_k and f_k is the BMP_k infiltration rate (mm/h).

3.2.4 Retention volume

When designing a drainage pipe, the critical duration of rainfall is equal to the concentration time (t_c) of the catch basin. Therefore, the input runoff hydrograph has a triangular form, as shown by curve 1 in Figure 3.3 (Mays 2005).

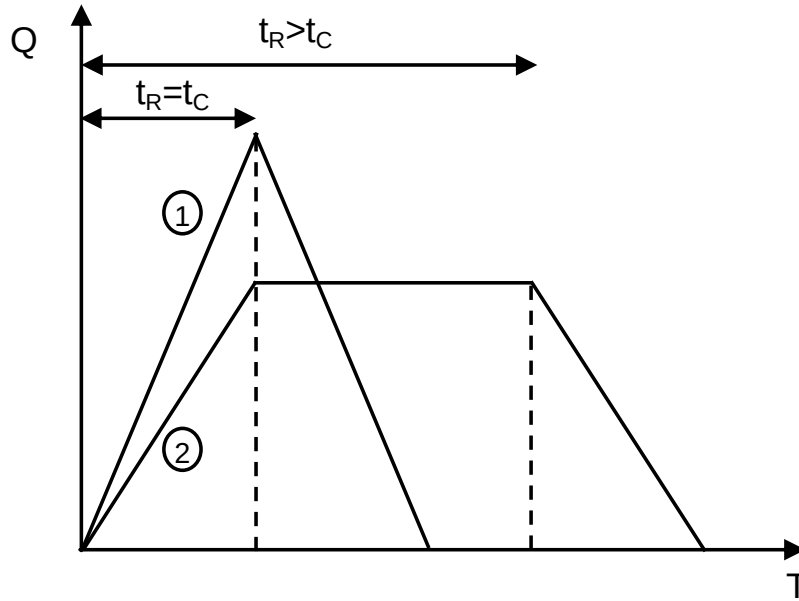


Figure 3.3: Input hydrograph

The volume of the retained water (in m^3) at a catch basin resulting from this assumption is illustrated by the shaded area in Figure 3.4, whereby:

Q_{in} constitutes the peak flow entering the retention pond (in m^3/s) ; Q_{out} outlines the peak flow exiting the retention pond (in m^3/s) ; t_c marks the concentration time at the catch basin (in seconds) and t_R is the rain duration (in seconds).

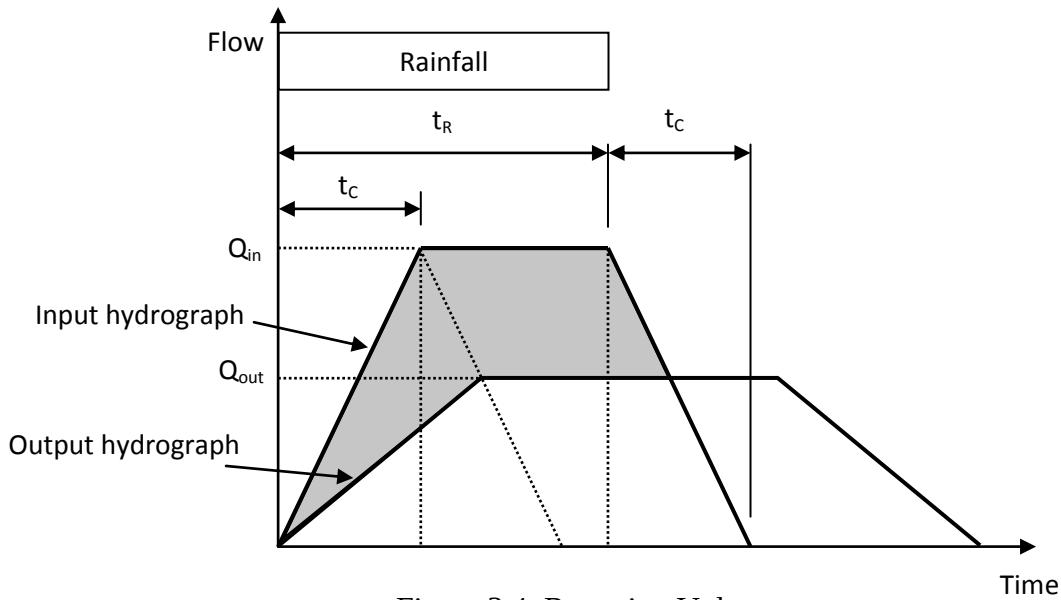


Figure 3.4: Retention Volume

The retention volume V (m^3) in Figure 3.4 (Sebti 2011) is described by Equation (3.5).

$$V = t_R \cdot (Q_{in} - Q_{out}) \quad (3.5)$$

3.2.5 Optimization Program

3.2.5.1 Objective function

To illustrate the proposed optimization concept, we first consider an example of a single watershed with a high imperviousness percentage. This watershed is drained by a single pipe in good structural condition, which becomes surcharged during lower than conceptual rainfall return periods. Surcharging pipe can be eliminated by reducing the fraction of the watershed ISDD and/or by retention of a volume V at a basin located directly upstream from the pipe. The fraction of the watershed ISDD can be reduced by constructing infiltration BMPs. Retention is assured by a surface or underground retention pond.

For any network with several pipes, the objective function can be formulated as expressed by Equation (3.6) :

$$\text{Min : } \sum_{i=1}^n \left(C_{R_i} \cdot t_{R_i} \cdot \left(K \cdot I_i \cdot A_i \cdot \left(\left(IMP_i - \sum_{k=1}^R (X_{ik}) \right) + (1 - IMP_i) \cdot \left(1 - \frac{f_i}{I_i} \right) + \sum_{k=1}^R (X_{ik}) \cdot \left(1 - \frac{f_{ik}}{I_i} \right) \right) - Q_{out_i} \right) + \sum_{k=1}^R C_{BF_{ik}} \cdot X_{ik} \cdot A_i \right) \quad (3.6)$$

Where :

n makes up the number of sub-basins constituting the whole watershed; C_{R_i} totals the cost associated with retention of 1 m³ of water at sub-basin i (in \$); t_{R_i} is the rain duration of sub-basin i (in seconds); I_i is the rainfall intensity calculated using IDF curves at sub-basin i (in mm/h); A_i envelopes the sub-basin i area (in ha); IMP_i determines the fraction of impervious surfaces directly drained at sub-basin i (in %); R sums up the number of possible BMPs based on infiltration; X_{ik} relates to the fraction of impervious surface drained to the BMP k at sub-basin i (in %); f_i is the infiltration rate of permeable surfaces at sub-basin i (in mm/h); f_{ik} is the infiltration rate of the BMP k (in mm/h); Q_{out_i} consists of the peak flow exiting the retention pond at sub-basin i (in m³/s) and C_{BF_i} is the cost per square meter associated with the BMP k at sub-basin i (in \$).

Costs defined in Equation (3.6) are discounted over the life of the structure and are calculated as follows:

$$C_{BF_i} = C_{BF_{i0}} + \sum_{t=1}^T \frac{C_{BF_{it}}}{(1+r)^t} \quad \text{et} \quad C_{R_i} = C_{R_{i0}} + \sum_{t=1}^T \frac{C_{R_{it}}}{(1+r)^t} \quad (3.7)$$

Where :

$C_{BF_{i0}}$ counts the real initial cost per m² associated with BMP k at sub-basin i (in \$); $C_{BF_{it}}$ reveals the real maintenance cost per m² associated with BMP k at sub-basin i in year t (in \$); $C_{R_{i0}}$ is the real initial cost associated with retention of 1 m³ of water at sub-basin i (in \$); $C_{R_{it}}$ equals to the real maintenance cost associated with the retention of a m³ of water at sub-basin i in year t (in \$); T symbolizes the useful life of the structure (in years) and r underlines the real discount rate.

3.2.5.2 Model constraints

3.2.5.2.1 Infrequent heavy rains

The goal of this section is to develop a constraint to prevent surcharging. When designing new drainage systems or evaluating hydraulic performance, best engineering practices require that pipes be designed to sustain full-section free-surface flow rather than pressurized flow. Manning's equation can then provide circular pipe flow based on the Manning coefficient, diameter (m) and the slope of the power line S_f (which in this case equals the grade of the sewer line) (Bennis 2007).

$$Q_{\max} = \frac{\pi}{4^{\frac{3}{5}} \cdot n} \cdot D^{\frac{8}{3}} \cdot S_f^{\frac{1}{2}} \quad (3.8)$$

As soon as the inlet flow $Q_{\max}$ is exceeded, the pipe is surcharged. Bennis *et al.* (2003) have proposed a hydraulic performance index (HPI), which directly expresses the pipe surcharge degree as a percentage of the burial depth of the upstream manhole. This index is given by the relation:

$$HPI = HPI_{\min} + (HPI_{\max} - HPI_{\min}) \cdot \frac{H}{BD} \quad (3.9)$$

Where:

HPI embodies the pipe hydraulic performance index, varying from 0 to 100%; H measures the height of surcharge in the manhole situated immediately upstream the pipe for the design flow and BD points out the depth at which the pipe is buried, measured from the ground surface to the upstream crown of the pipe;

To evaluate the pipe hydraulic performance, as shown in Figure 3.5, a free-surface flow was assumed on the downstream of the pipe. Therefore, using the Bernoulli equation between location 1 and 2 of Figure 3.5, the height of surcharge H equals to (Equation (3.10)):

$$H = L \cdot (S_f - S_0) \quad (3.10)$$

Where L represents the pipe length (m); S_f indicates the power line slope and S_0 infers to the pipe line slope.

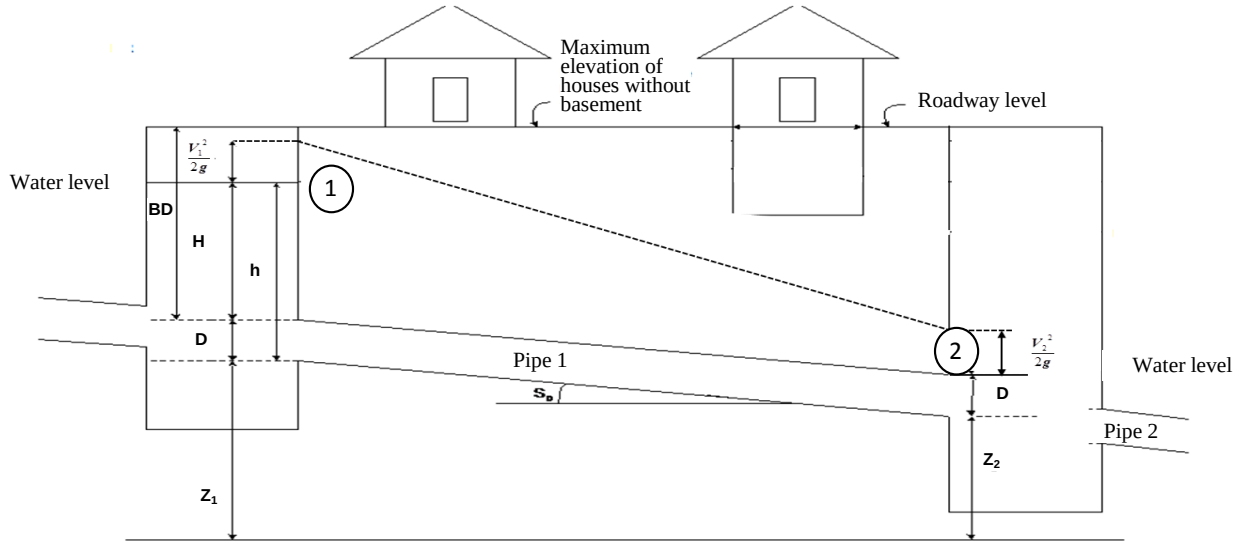


Figure 3.5: Schematic representation of hydraulic parameters

When $H = BD$ (Equation 3.10), the height of the surcharge has reached the ground level and the pipe overflows. In this case, $HPI = HPI_{\max} = 100\%$.

Conversely, when the height of surcharge $H = 0$ (i.e $S_f = S_0$), $HPI = HPI_{\min} = 0\%$, there is an open-channel flow condition. The pipe is therefore hydraulically adequate.

Combining Equation (3.8) and Equation (3.10) gives Equation (3.11) expressing the inlet flow Q , which can be obtained as a function of the pressurization height H :

$$Q = \frac{\pi}{4^{\frac{5}{3}} \cdot n} \cdot D^{\frac{8}{3}} \cdot \left(\frac{H}{L} + S_0 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.11)$$

When designing a new drainage pipe, its capacity must be greater than the hydrological design flow. This guarantees free-surface flow in the pipe. However, when the pipeline network is already in place and restructuring must respect a limited budget, surcharging pipe may be tolerated for pipes at high burial depth. This is the case, for example, for pipes in good structural condition that are buried at a depth greater than two meters in a very cohesive soil (MDDELCC 2011).

Generally, the total flow from the upstream pipes, j , added to the flow of sub-basin i should take into consideration the following constraint (Equation (3.12)):

$$\sum_{j=1}^i Q_j \leq \frac{\pi}{4^3 \cdot n_i} \cdot D_i^{\frac{8}{3}} \cdot \left(\frac{H_i}{L_i} + S_{0_i} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.12)$$

Where underscores the maximum flow from the pipe j (m³/s); indicates the Manning coefficient of pipe i; is the diameter of pipe i (m); points to the height of surcharge permitted at the manhole located directly upstream of the pipe i (m); is the length of the pipe i (m) and is the slope of the pipe i.

3.2.5.2.2 Frequent rains

The direction of this section is to establish a constraint to prevent overflows. The stormwater quantitative control aims to improve the hydraulic capacity for relatively rare important rain events (recurrence between 1/2 years and 1/100 years), while the stormwater quality control is designed to control flow rates and volumes generated by rainfall events occurring more often (recurrence between 4 times and 1 time a year) (MDDELCC 2011). In the traditional optimization of the rehabilitation of drainage systems, the optimal solution is determined separately for each of these scenarios. However, this approach may lead to conflicting solutions that can improve performance in one situation at the expense of performance in another. For example, the decision to increase the discharge capacity of a pipe can affect the volume of water discharged without treatment for small rains. Rehabilitation must consider not only rare important rainfall events but also the more frequent events that generate the largest share of pollution (MDDELCC 2011). To find a solution that balances quantitative and qualitative criteria, a constraint is added to ensure that frequent rainfall rates do not exceed the capacity of the treatment plant. In this way, no spills will occur during small rains. Thus, two criteria are satisfied simultaneously. The quantitative criteria linked to the issue of backflow and flooding and the qualitative criteria related to the impact on the receiving environment (Equation 3.13).

$$\sum_{i=1}^n K \cdot I'_i \cdot A_i \cdot \left(\left(IMP_i - \sum_{k=1}^R (X_{ik}) \right) + (1 - IMP_i) \left(1 - \frac{f_i}{I'_i} \right) + \sum_{k=1}^R (X_{ik}) \left(1 - \frac{f_{ik}}{I'_i} \right) \right) \leq Q_{Max} \quad (3.13)$$

Where I'_i signifies the design rain intensity for quality control at sub-basin I and Q_{max} reveals the maximum flow that can be intercepted and treated in the water-treatment plant (m³/s).

Constraints based on the availability of space for BMPs

The idea behind the approach presented in this article is to substitute, in an ideal way, part of the ISDD by ISID or PS. This requires locating potential sites for substitution such as parking lots, sidewalks, flat or sloped roofs, etc. The sum of these areas defines the maximal portion of the sub-basin ISDD that may be substituted. Equations (3.14) and (3.15) are therefore treated as additional constraints in the optimization program.

$$X_{ik} \cdot A_i \leq A_{M_{ik}} \quad \forall k, i \quad (3.14)$$

$$\sum_{k=1}^R (X_{ik}) \leq IMP_i \quad \forall i \quad (3.15)$$

$A_{M_{ik}}$ is the maximum area available on sub-basin i for BMP k .

3.2.5.2.3 Retention volume constraints

Since storage capacity at a given location is limited by available space and physical characteristics, another constraint must be imposed on the retention volume (Equation (3.16))

$$V \leq V_M \quad (3.16)$$

Replacing the volume V by its expression (Equation (3.5)) and the flow Q_{in} by its expression (Equation (3.4)), the inequality 3.16 becomes:

$$Q_{out_i} \geq .K.I_i.A_i \cdot \left(\left(IMP_i - \sum_{k=1}^R (X_{ik}) \right) + (1 - IMP_i) \left(1 - \frac{f_i}{I_i} \right) + \sum_{k=1}^R (X_{ik}) \left(1 - \frac{f_{ik}}{I_i} \right) \right) - \frac{V_{M_i}}{t_{R_i}} \quad (3.17)$$

3.2.5.3 Complete formulation of the model

The linear formulation of the optimization program is:

$$\text{Min: } \sum_{i=1}^n \left(C_{R_i} \cdot t_{R_i} \cdot \left(K \cdot I_i \cdot A_i \cdot \left(\left(IMP_i - \sum_{k=1}^R (X_{ik}) \right) + (1 - IMP_i) \cdot \left(1 - \frac{f_i}{I_i} \right) + \sum_{k=1}^R (X_{ik}) \cdot \left(1 - \frac{f_{ik}}{I_i} \right) \right) - Q_{out_i} \right) + \sum_{k=1}^R C_{BF_{ik}} \cdot X_{ik} \cdot A_i \right) \quad (3.18)$$

Sub-constraints :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j=1}^i Q_{out_j} \leq \frac{\pi}{4^{\frac{5}{3}} \cdot n_i} \cdot D_i^{\frac{8}{3}} \cdot \left(\frac{HPI_i \cdot PR_i}{L_i} + S_{0_i} \right)^{\frac{1}{2}} \end{array} \right. \quad (3.19)$$

$$\sum_{i=1}^n K \cdot I_i \cdot A_i \cdot \left(\left(IMP_i - \sum_{k=1}^R (X_{ik}) \right) + (1 - IMP_i) \cdot \left(1 - \frac{f_i}{I_i} \right) + \sum_{k=1}^R (X_{ik}) \cdot \left(1 - \frac{f_{ik}}{I_i} \right) \right) \leq Q_{Max} \quad (3.20)$$

$$X_{ik} \cdot A_i \leq A_{M_{ik}} \quad (3.21)$$

$$\sum_{k=1}^R (X_{ik}) \leq IMP \quad (3.22)$$

$$Q_{out_i} \geq K \cdot I_i \cdot A_i \cdot \left(\left(IMP_i - \sum_{k=1}^R (X_{ik}) \right) + (1 - IMP_i) \cdot \left(1 - \frac{f_i}{I_i} \right) + \sum_{k=1}^R (X_{ik}) \cdot \left(1 - \frac{f_{ik}}{I_i} \right) \right) - \frac{V_{M_i}}{t_{R_i}} \quad (3.23)$$

$$Q_{out_i} \geq 0 \quad \text{et} \quad X_{ik} \in [0,1] \quad (3.24)$$

3.2.6 Case study

The optimization approach was applied to a failing basin located in Greater Montreal. The basin has a total area of 60 ha and an average slope of 2.3%. It includes 27 ha of impervious surface directly drained (ISDD), such as roofs, parking lots and streets, and 33 ha of permeable surfaces (PS) and impervious surfaces drained indirectly (ISDI). This basin is served by a combined sewer system with limited hydraulic capacity causing surcharging events and flooding at frequencies greater than those set by authorities.

The sewer can intercept a flow of approximately $0.34 \text{ m}^3/\text{s}$. Excess flow is directly discharged into the Saint Lawrence River. For example, in 1997, 1998 and 1999, the city conveyed, respectively, 14, 10 and 14 wastewater discharges to the pumping station, while the Québec Ministry of Sustainable Development, Environment and Parks allowed for one overflow per month into flowing water and one overflow every two months into still water during the summer period from May 1 to October 31 (Ayadi 2010). The limited hydraulic capacity caused more frequent surcharging and flooding than permitted in best engineering practices. In general, the city suffers three or four flooding episodes each year, causing 60 to 80 claims from citizens, with each unit cost ranging from CAD \$1,000 to CAD \$60,000 (Dion 2006).

To reduce the frequency of flooding and discharges of polluted water, BMPs were used to restructure the watershed. The choice and location of these BMPs were determined by applying the approach proposed above. The watershed was divided into 15 sub-basins (Figure 3.6). The parameters for each sub-watershed and the characteristics of drainage pipes are presented in Table 3.1. Each sub-basin is identified by its drainage pipe. The Manning coefficient was estimated at 0.02 for all drainage pipes.

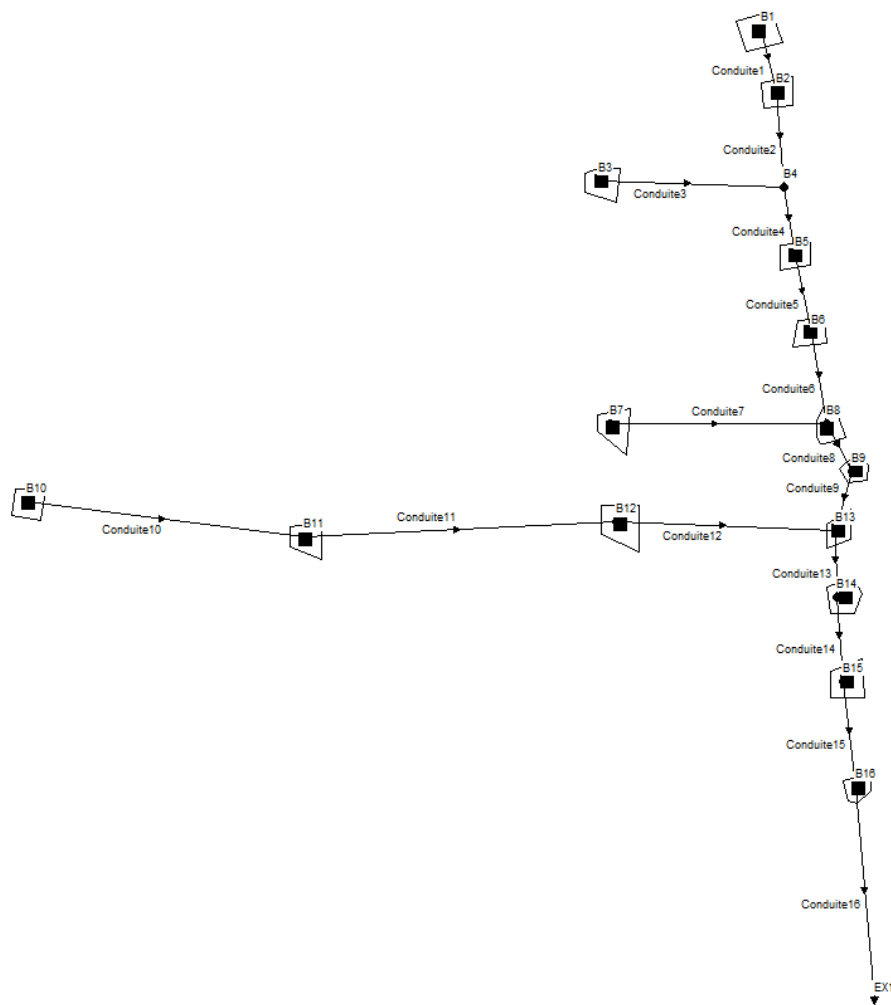


Figure 3.6: Sewer network

Table 3-1: Geometric and hydraulic parameters of the selected network

Section	Sub-basin		Drainage pipe			
	Area (ha)	impervious surfaces percentage	length (m)	Slope	diameter (m)	burial depth (m)
Pipe 1	5.38	41%	86.3	0.93%	0.69	1.53
Pipe 2	3.64	42%	84.7	0.24%	0.91	1.00
Pipe 3	2.37	50%	234.7	1.23%	0.61	1.81
Pipe 4	0.00	0%	86.0	0.21%	1.37	0.43
Pipe 5	5.70	18%	88.4	0.35%	1.37	1.22
Pipe 6	3.38	41%	83.8	0.36%	1.37	1.53
Pipe 7	1.93	39%	243.0	0.58%	0.76	2.84
Pipe 8	1.74	39%	74.7	0.13%	1.37	2.05
Pipe 9	2.87	51%	99.1	0.21%	1.52	1.87
Pipe 10	10.63	56%	194.5	0.50%	0.91	2.60
Pipe 11	8.97	48%	97.5	0.84%	0.91	2.08
Pipe 12	3.83	54%	236.2	0.17%	0.91	2.77
Pipe 13	2.54	55%	91.4	0.20%	1.52	1.99
Pipe 14	2.99	48%	76.2	0.14%	1.52	1.57
Pipe 15	2.06	40%	76.2	0.25%	1.52	0.89
Pipe 16	2.06	37%	251.5	0.59%	1.83	0.90

In addition to retention ponds, several BMPs based on infiltration can be employed in this optimization program, but for this case study, only green roofs, infiltration trenches and vegetated depressions were considered.

3.2.6.1 Infiltration trenches

Infiltration trenches consist of a shallow trench (approximately 1.5 m) backfilled with aggregate rock and enveloped by a textile membrane. The trench may be covered by a grating, sand or pierced grass with a number of openings. The basic principle is to allow water to seep into the

surrounding soil. The area of the infiltration trench is about 3% of the lot that it drains. Generally, the drainage area should not exceed 0.8 ha.

The infiltration trench has a width of about 0.6 m. Ideally, the infiltration rate should fall between 25 to 50 mm / h. The estimated cost of installation and annual maintenance are, subsequently, 150 \$/m³ and 30 \$/m³ (Mailhot et al. 2008).

3.2.6.2 Green roofs

Green roofs involve the installation of plants (turf, plants, trees, shrubs, etc.) on a building roof. They are classified into two types: extensive and intensive roofs. Extensive refers to a "light" arrangement between 20 and 100 mm thick, consisting mainly of herbaceous plants. Intensive green roofs include an arrangement with trees and shrubs. Given the nature of the roofs in the area under study, only extensive roofs are regarded since they can reduce by 50% of annual volume of runoff. Construction costs and annual maintenance are estimated correspondingly at 100 \$/m² and 1.5 \$/m² (Mailhot et al. 2008).

3.2.6.3 Vegetated depressions

A vegetated depression is an open channel with dense vegetation cover along the slope and in the channel bed. It captures runoff from surrounding impervious surfaces, promotes their infiltration (with a rate of about 4.3 mm / h) and reduces flow velocity. Channel width is measured generally between 60 and 240 cm and its length should not exceed 30 to 60 meters. The vegetated depression area must be 10% or 20% of the impervious surface to be drained, which must not exceed 2 ha. The implementation cost of this type of BMP falls in the range of 20 \$ and 60 \$ per linear meter and the annual maintenance cost calculated at about \$ 2 / m (Mailhot et al. 2008).

Table 3.2 summarizes the different characteristics of each BMP. It should be noted that these values are indicative from the literature (Gibb et al. 1999, Mailhot et al. 2008, MDDELCC 2011); a detailed study should be done to estimate the exact values of these parameters.

Table 3-2: BMPs characteristics

	Infiltration rate (mm/h)	Percentage of drained area	width (m)	depth (m)	Construction cost	Annual maintenance cost
Infiltration trench	25	3%	0.6	1.5	150 \$/m ³	30 \$/m ³
Green roof	10	(-)	(-)	(-)	100 \$/m ²	1.5 \$/m ²
Vegetated depression	12	15%	1.5	(-)	40 \$/m	2 \$/m
Retention pond	(-)	(-)	(-)	2	80 \$/m ³	1 \$/m ³

Costs presented in Table 3.2 do not include land acquisition costs, contingencies and engineering expenses. However, to assume the variations in these costs being cognizant on location of the BMPs, construction costs used for different simulations have been increased by 40% to 60%. The operational lifetime used for the four BMPs is projected to 25 years and the discount rate is remitted 2%.

Table 3.3 shows, for each sub-basin, peak flow and HPI corresponding to a 5-year return period rainfall and peak flow rates that correspond to a 3-month return period rainfall. The rain duration is timed for 50 minutes.

Table 3-3: Flows and HPIs before restructuration

Section	Flow T=1 time/5- year (m³/s)	HPI (%)	Flow T=3-month (m³/s)
Pipe 1	0.40	0.0%	0.06
Pipe 2	0.27	5.9%	0.04
Pipe 3	0.18	0.0%	0.03
Pipe 4	0.00	0.0%	0.00
Pipe 5	0.39	0.0%	0.03
Pipe 6	0.25	0.0%	0.04
Pipe 7	0.14	0.0%	0.02
Pipe 8	0.13	3.9%	0.02
Pipe 9	0.22	0.0%	0.04
Pipe 10	0.85	0.0%	0.16
Pipe 11	0.69	35.0%	0.12
Pipe 12	0.30	100.0%	0.06
Pipe 13	0.20	23.7%	0.04
Pipe 14	0.23	32.6%	0.04
Pipe 15	0.15	52.0%	0.02
Pipe 16	0.15	0.0%	0.02

The indicated HPI in Table 3.3 shows that with a 5-year return period rainfall, several pipes (7) are surcharged. Pipe 12 practically overflows onto the street (HPI = 100%).

Table 3.4 presents the maximum area for each sub-basin to be engaged for the implementation of BMPs based on infiltration and the potential volume available for retention.

Table 3-4: Estimate of the available areas for BMPs

Section	Green roof (m²)	Infiltration trench (m²)	Vegetated depression (m²)	Retention volume (m³)
Pipe 1	9940.63	265.08	497.03	1100.00
Pipe 2	6843.98	182.51	342.20	850.00
Pipe 3	5338.07	142.35	266.90	1200.00
Pipe 4	0.00	0.00	0.00	0.00
Pipe 5	4552.88	121.41	227.64	1200.00
Pipe 6	6215.05	165.73	310.75	800.00
Pipe 7	3422.02	91.25	171.10	1100.00
Pipe 8	3032.47	80.87	151.62	550.00
Pipe 9	6524.66	173.99	326.23	800.00
Pipe 10	26959.81	718.93	1347.99	2300.00
Pipe 11	19387.31	516.99	969.37	1750.00
Pipe 12	9250.02	246.67	462.50	1450.00
Pipe 13	6260.91	166.96	313.05	700.00
Pipe 14	6440.64	171.75	322.03	750.00
Pipe 15	3750.53	100.01	187.53	600.00
Pipe 16	3438.97	91.71	171.95	1200.00

The following section highlights the optimization results achieved for two different scenarios. The first scenario illustrates the watershed restructuration obtained through the optimization program when a 5-year return period rain is considered. This type of rain is considered because it is the conventional rain patterned for the conception of new combinatory sewer networks in this area. The idea was to rehabilitate the sewer network so that it would effectively drain the rain for which it was designed. The second scenario delineates the impact of three parameters on the restructuring cost: urbanization, climate change and sedimentation.

3.2.6.4 Restructuring cost for a 5-year return period rain

Using the model proffered in the previous section, the watershed was restructured to eliminate all surcharges. In addition, the peak flow generated at the outlet of the watershed with a 3-month return period rainfall must not exceed $0.34 \text{ m}^3 / \text{s}$. Table 3.5 presents the results.

The resolution of the optimization program not only eliminated the overflows that occurred at Pipe 12, but also eliminated surcharges over the entire network (HPI = 0%). The overall cost of interventions is estimated at CAN \$ 2,640,000. It includes the cost of retention applied to five sub-basins and the cost of installing infiltration trenches and vegetated depressions in all sub-basins. As long as the HPI of Pipe 15 was 52%, a large investment cost would be expected in watershed drained by that pipe. However, as can be seen, the investment cost is low compared to the other watersheds (CAN \$ 56,128). This further demonstrates the need for a model that can provide a global solution. Indeed, the model promotes BMPs in other basins where the cost is more affordable. This applies to the basin drained by Pipe 10 which displayed a perfect HPI (0%), and is assigned the higher investment cost (CAN \$ 640,963).

As can be seen, green roofs were not used. Indeed, given the low rate of absorption and the small area drained by this type of development, the optimization program relied only on infiltration trenches and vegetated depressions.

3.2.6.5 Impact of BMPs initial cost variation on restructuring costs

To evaluate the uncertainties around the BMPs initial cost, the cost of each BMPs varies from -50% to 50%. Incorporating the same constraints used in Scenario 1, the optimization program was solved for each value of variation. Figure 3.7 shows the percentage change in restructuring costs for each case.

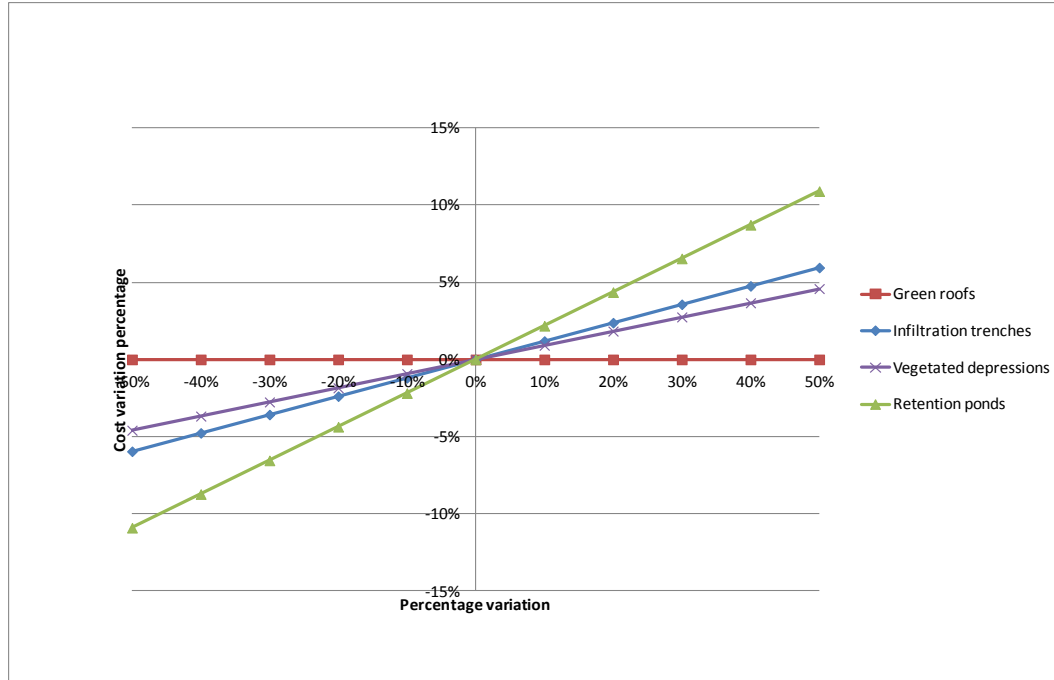


Figure 3.7: Impact of BMPs initial cost variation on the restructuring cost

The restructuring cost varies linearly with the BMPs initial costs, which is explained by the fact that the costs appear only in the linear objective function. Among the four intended BMPs cost, the one that most affects the costs of restructuring is the retention ponds initial costs. A 50% variation in the vegetated depressions initial cost produces 4.59% variation in the restructuring cost while only 30% variation in the retention ponds initial cost can produce 6.54% variation in the restructuring cost. The non-use of the green roof explains the insensitivity of the restructuring cost to this practice.

The optimal combination of the four BMPs remains the same for these variations. In fact, uncertainties around these cost assumptions affect the restructuring cost, but do not change the BMPs combination.

3.2.6.6 Impact of BMPs maintenance cost on restructuring costs

Similarly with the nature of the BMPs initial cost, the maintenance cost of each BMPs is varied from -50% to 50%. Figure 3.8 shows the percentage change in restructuring costs for each case.

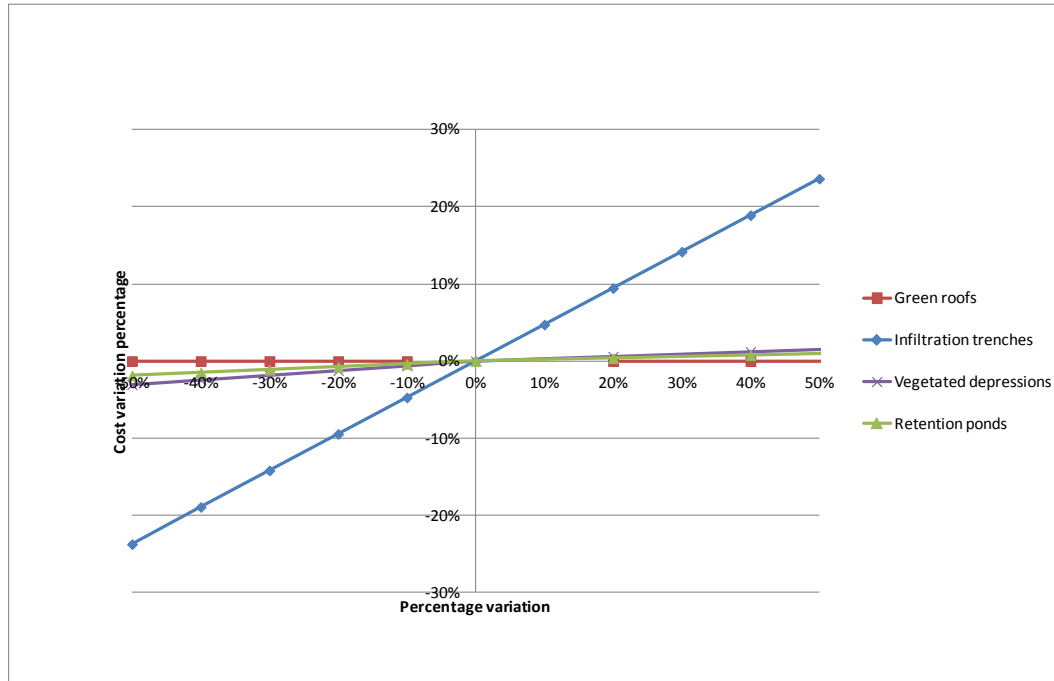


Figure 3.8: Impact of BMPs maintenance cost variation on the restructuring cost

The infiltration trenches maintenance costs affects the restructuring costs more than all the other costs, which means that this parameter should be well estimated.

As for the BMPs initial cost, uncertainties around maintenance costs assumptions don't change the BMPs combination.

3.2.6.7 Impact of different parameters on restructuring costs

Urbanization and climate change may increase the intensity of rainfall, thereby increasing design flow requirements. The capacity of drain conduits may be reduced by sedimentation, which decreases flow section.

To analyze the impact of these parameters on the total cost of restructuring the basin, the ratio of impervious surface IMP and rain intensity are successively increased by 5%, 10%, 15% and 20%. The pipe diameter D is reduced by 5%, 10%, 15% and 20% to simulate the sedimentation impact.

Incorporating the same constraints used in Scenario 1, the optimization program was solved for each value of variation and for each parameter. Figure 3.9 shows the percentage change in restructuring costs for each case.

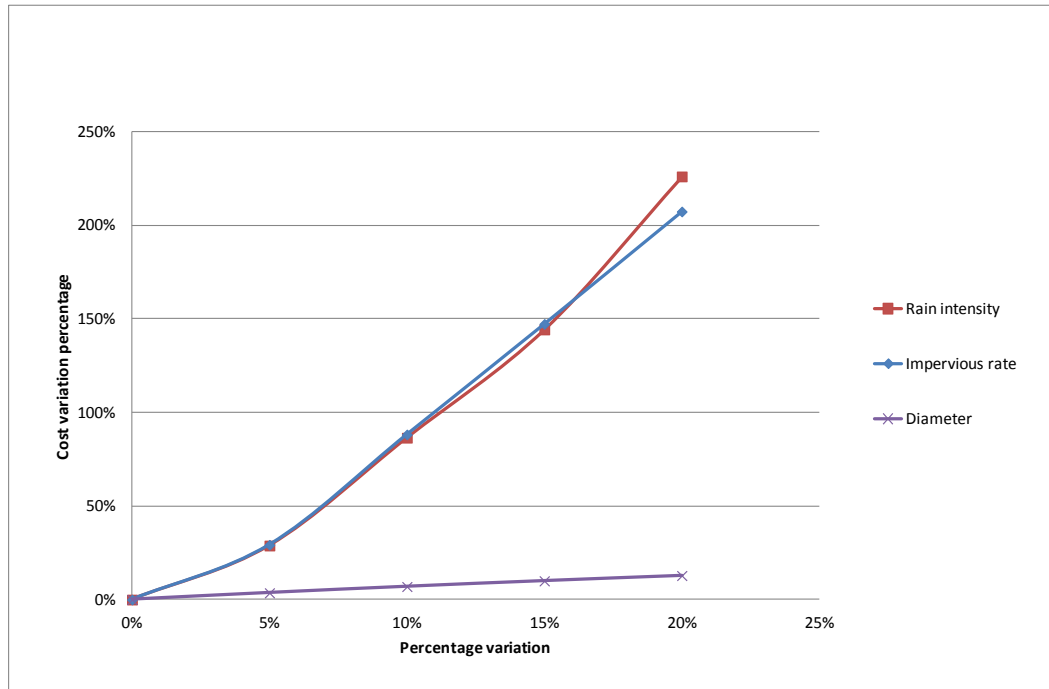


Figure 3.9: Impact of different parameters on the restructuring cost

Figure 3.9 shows that the reduction in pipe diameter caused by sedimentation has the least impact on restructuring costs. Pipe diameter may well be the dominant factor in the HPI calculation, but oversizing upstream network pipes reduces the importance of sedimentation. For variations of less than 15%, rain intensity and the permeability coefficient have virtually the same impact on total watershed restructuring costs. For example, an increase of 10% in rain intensity and the impervious surface ratio cause, consequently, an increase in cost of 86% and 88%. However, with an increase of 20%, the impact is more important for rain intensity than for ratio of impervious surface (226% and 207%, respectively). Tables 3.6 and 2.7 present detailed results for these two scenarios.

As seen in Tables 3.6 and 3.7, when rainfall intensity increases by 20%, the maximum areas available for vegetated depressions and infiltration trenches are instituted. In addition, retention is applied to 12 sub-basins and green roofs are used in four sub-basins (Table 3.6). The increase in the permeability coefficient means that the peak flow becomes more relevant. However, there will be more impervious surfaces on which to implement BMPs and leading to more potential solutions. The results presented in Table 3.7 show that despite using all the additional space for infiltration trenches and vegetated depressions to absorb the excess flow, the addition of green roofs is required in three sub-basins. As for retention volumes, locations and volumes found in Scenario 1 were almost all maintained.

3.2.7 Conclusion

The main objective of this work was to propose a new approach to optimizing the hydraulic and environmental performance of an urban drainage system, based on the use of best management practices (BMPs). In this research, four types of structural BMPs were being considered (i.e., retention pond, green roofs, infiltration trenches and vegetated depressions). This approach provides a lower-cost option for the quantitative control of storm water, and takes into account the qualitative consideration of protecting against discharges that are frequent during the rainy season. An optimization program was implemented with the objective function of minimizing the total cost of watershed restructuration. This cost consisted of the sum of the costs associated with the various BMPs developed in different sub-basins. This function was subject to a set of constraints that ensure the elimination of surcharges, reduce the risk of discharges during short rains, respect the volumes available for maximum retention, and consider the space available for infiltration-based BMPs.

This model was applied to an existing network in the Greater Montreal area that faced numerous malfunctions. For 5-year and 3-month rain-return periods, the program identified the best combination of retention ponds, infiltration trenches, vegetated depressions and green roofs to achieve the target performance. The linearity of the model provided a global optimum (i.e. minimum cost). Retention improves the hydraulic behavior of the pipe directly downstream, along with all the other lines, but it does not contribute to the removal of pollutant loads nor reduce runoff volumes. In contrast, BMPs based on infiltration contribute to the reduction of peak flows and runoff volumes, runoff pretreatment and recharging groundwater. These results

confirmed the benefit of integrating BMPs in watershed restructuring plans for optimal quantitative and qualitative rainwater management. In addition, they highlighted the contribution of BMPs as a means to countering the negative effects of urbanization, aging networks and climate change.

CHAPITRE 4 ARTICLE 2 : OPTIMIZATION MODEL FOR BMP SELECTION AND PLACEMENT IN A COMBINED SEWER

4.1 Présentation de l'article

Dans cette section, l'objectif de l'article, les originalités et les hypothèses seront présentés, ainsi qu'une conclusion sur ce travail dans le cadre de la thèse. Cet article présente des modifications fondamentales du modèle proposé dans l'article précédent qui touchent principalement le modèle hydrologique utilisé pour l'estimation des débits des sous-bassins versants en présence des PGO.

4.1.1 Objectif

L'objectif de cet article est le développement d'un modèle d'optimisation pour le choix et l'emplacement des PGO dans un bassin versant drainé par un réseau unitaire et l'évaluation de l'impact de l'urbanisation et celui des changements climatiques sur les dégradations hydraulique et environnementale des réseaux de drainage urbain. Le modèle développé détermine le coût minimal associé à l'aménagement de quatre PGO structurales (bassin de rétention, toits verts, tranchées d'infiltration et jardin de pluie). Les contraintes du modèle assurent des écoulements sans refoulements ni mises en charge dans les conduites lors des pluies peu fréquentes, et sans déversements d'eaux polluées vers les milieux récepteurs lors des pluies fréquentes.

4.1.2 Originalités

Les aspects originaux de cet article sont :

- La modélisation des processus d'infiltration et de rétention des PGO dans le modèle hydrologique proposé.
- La comparaison des impacts séparés de l'urbanisation et des changements climatiques sur les performances hydraulique et environnementale des réseaux de drainage urbain.

4.1.3 Hypothèses

Les hypothèses de cet article sont similaires à ceux de l'article 1, présentées dans la Section 3.1.3.

4.1.4 Conclusion

Le modèle a été appliqué à un réseau existant dans la grande région de Montréal qui fait face à de nombreux dysfonctionnements. Pour une pluie de récurrence 10 ans et une pluie de 25 mm, le programme a identifié la meilleure combinaison de PGO, constituée des bassins de rétention, des tranchées d'infiltration, des jardins de pluie et des toits verts. Ces PGO ont permis d'atteindre les performances souhaitées selon deux scénarios. Une comparaison de l'impact des changements climatiques et de l'urbanisation sur les performances du réseau d'égouts a été élaborée. Elle a montré que l'impact de l'urbanisation est plus prononcé que celui des changements climatiques sur les déversements des eaux sans traitement, alors qu'il est moindre pour les mises en charge et les refoulements.

Cet article est publié au “ Journal of Water Resources Planning and Management”.

Sebti. A, Fuamba. M, Bennis. S (2015). «Optimization model for BMP selection and placement in a combined sewer» Journal of Water Resources Planning and Management DOI: 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000620

4.2 Optimization model for BMP selection and placement in a combined sewer

Anas SEBTI, Ph.D. Candidate, M. Eng., Department of Civil, Geological and Mining Engineering, École Polytechnique de Montréal, P.O. Box 6079, Station CV, Montreal, Quebec, Canada, H3C 3A7. Email: anas.sebti@polymtl.ca

Musandji FUAMBA, P.Eng. Ph.D., Professor, Department of Civil, Geological and Mining Engineering, École Polytechnique de Montréal, P.O. Box 6079, Station CV, Montreal, Quebec, Canada, H3C 3A7. Email: musandji.fuamba@polymtl.ca

Saad BENNIS, P. Eng., Ph.D., Professor, Department of Construction Engineering, École de technologie supérieure, Montréal, Québec, H3C 1K3. Email : saad.bennis@etsmtl.ca

4.2.1 Abstract

The purpose of this study was to develop an optimization model for the selection and placement of best management practice (BMP) at the watershed level in order to control water quantity and quality. Linear programming (LP) was selected from among several mathematical optimization methods, with the objective function being to minimize the total cost of BMPs within the constraints of guaranteeing a free-surface flow for the whole network during heavy rainfalls and limiting the peak flow generated at the outlet of the watershed at the interceptor capacity for frequent rainfalls. The model was used on two scenarios considering a 10-year return rainfall period for the water quantity control, and 25 mm rain for the water quality control. The impact of climate change and the urbanization on the combined sewer performances is also discussed for each scenario. The results obtained from the model effectively demonstrate the viability of implementing BMPs in the goal of improving sewer performances and show that an increase of 32% in the overall quantity control cost is sufficient to achieve also the quality control objective.

Keywords: drainage network, overflow, hydraulic performance, pollutant removal, detention, infiltration, BMPs and optimization.

4.2.2 Introduction

In the early 1990's, a shift of opinion in the principles of storm water management planning occurred in America and Europe, where the notion of "retention and infiltration as early and as

long as possible,” began to supersede the notion of “all to the sewer as quickly and as far as possible” (Chocat 1997). This is in line with the approach to use best management practices (BMPs) in watersheds to mitigate some of effects in the hydrological cycle caused by land use modifications and climate change. These measures can provide both quantitative and qualitative control for runoff, reducing peak flows, runoff volumes and pollutant concentrations before discharging into the natural environment (Mailhot et al. 2008; Sebti et al. 2014).

Depending on the targeted objectives, several researchers have researched into the opportunity of BMPs implementation on different scenarios (i.e. Ackerman and Stein (2008); Wild and Davis (2009); Fuamba et al. (2010); He and Davis (2011); Lennon and Gupton (2014)). Pappas and Huang (2010) proposed a relationship between the infiltration capacity of a permeable pavement system and the runoff rate by showing that the runoff rate increases as the infiltration rate decreases. James and Dymond (2012) modeled the implementation of rain gardens on a 154-ha urban watershed in the USA. The scenario which used these rain gardens to capture runoff reported a runoff volume reduction of 37% and a peak flow rate reduction of 74% for a 1-year storm record period and a peak flow rate reduction of 22% for a 50-year storm record period. Unfortunately, placement of the best management practices (BMPs) are based on specific criteria uniformly applied across the watershed, commonly identified through targeting strategies that define the locations for BMP implementation (Veith et al. 2003).

Since 2003, the U.S. Environmental Protection Agency (EPA) has developed a decision-support system which aids in the selection, evaluation, and placement of BMPs at strategic locations in urban watersheds (USEPA 2009). The tool, called SUSTAIN (System for Urban Stormwater Treatment and Analysis Integration), operates as seven different components: framework manager, ArcGIS interface, watershed module, BMP module, optimization module, post-processor, and Microsoft Access database. SUSTAIN uses meta-heuristic or evolutionary search techniques to solve nonlinear, multi-objective, complex optimization problems (Lai et al. 2009); unfortunately, the use of this tool is limited by a large number of parameters that are needed for model calibration and the extensive computing time required for the optimization.

Researchers such as Perez-Pedini et al (2005), Muleta and Nicklow (2005), Kaini et al (2008), Damodaram and Zechman (2013), Artita et al (2013), and Panagopoulos et al. (2014) have introduced optimal control models by coupling a semi-distributed hydrological model : Soil and

Water Assessment Tool (SWAT) with a Genetic Algorithm (GA) to identify the least-cost design (size, type and location) of BMPs, in order to meet treatment goals at a watershed scale. Though the number of BMPs combination possibilities were expected to be low, the optimization process in these studies was incredibly time consuming. For example, the results of the optimization program used by Muleta and Nicklow (2005), which was based on GA, required approximately 4.75 days to be resolved. Moreover, although genetic algorithm is an effective technique of finding a near optimal solution to a complex problem, its use does not ensure the convergence to the global optimum (Jing et al. 2013).

Long waiting time for results may limit the practicality of using evolutionary algorithms in the presence of collaborative forums, which are an important step in the process of negotiations for the use of taxpayers' money. Model simulations are required to adequately describe many of a watershed's physical processes, and at the same time, quick analyses and optimizations are needed to facilitate collaborative processes for negotiating complex decisions among groups of stakeholders (Limbrunner et al. 2013).

Classic optimization techniques, such as linear programming, have the potential to overcome limitations at the screening stage (which are hindered by long computation times needed by GA optimization), but they are not widely used on the contemporary problems of BMP selection and placement.

Sample et al. (2001) investigated the optimal mix of BMP controls at a site scale using linear programming to calculate the minimum cost land-use options that meet development goals while retaining predevelopment rainfall initial abstraction. McGarity (2012) proposed a model, called the Stormwater Investment Strategy Evaluator (StormWISE), to identify strategies that maximize the benefits of stormwater management on water quality. The model uses an approach that is similar to that of Jia and Culver (2006) which uses the Hydrological Simulation Program-FORTRAN (HSPF) with a genetic algorithm to study optimal strategies for meeting total maximum daily load (TMDL) requirements. Moreover, its mathematical formulation allows it to obtain an efficient solution through linear programming rather than by driving a complex simulation model with a genetic solver or another type of enumeration heuristic. The proposed model aims to reduce the large gap between the general recommendations (typically found in watershed-level studies) and the ultimate site-specific decisions required at the land parcel level.

This model was used to develop an action plan to create a partnership among four municipalities that have storm sewers which discharge into a stream (McGarity 2013). Alminagorta et al. (2013) proposed a model based on linear programming which tests the feasibility of limiting the phosphorus load in the Echo Reservoir (Utah) using BMPs and determines the minimum cost of this limitation.

Sebti et al. (2013) presented a linear equations-based model to find the optimal combination of retention volume and pipe rehabilitation in order to improve network hydraulic and structural performances. However, no BMPs promoting infiltration was considered. Underground and surface retention structures were the only practices used for reducing peak flows. The same authors proposed another approach which determines the optimal location and design of BMPs in order to improve the hydraulic and environmental performances (Sebti et al. 2014).

Limbrunner et al. (2013) used linear programming algorithms to select BMPs and concluded that these methods generated solutions that compared well with solutions generated by the contemporary approach using a GA with a complex distributed watershed model. Therefore, the objective of this paper is twofold:

- (1) Develop an optimization model for best management practice (BMP) selection and placement at the watershed level in order to control water quantity and quality, based on linear programming;
- (2) Compare the impact of climate change and the urbanization on the combined sewer performances.

4.2.3 Hydrologic modeling of BMP

A variant of the Improved Rational Hydrograph method (IRH), proposed by Crobeddu *et al.* (2007), was used to evaluate the impact of a BMP on the entrance flow of sewer pipes. This variant allowed for the calculation of incidences such as Impervious Surfaces Directly Drained (ISDD), Permeable Surfaces (PS) and Impervious Surfaces Indirectly Drained (ISID). The strategic positioning and balance between these types of surface are important for the location of BMPs. Instead of using a fraction of ISDD in the IRH equation as proposed by Crobeddu *et al.* (2007) and Sebti *et al.* (2014), the equation is written using the area of ISDD as expressed by

Equation (4.1). This formulation avoids the use of variables expressed as percentages, which may lead to numerical instabilities.

$$Q = \overbrace{K.I.S^{IMP}}^{\text{term 1}} + \overbrace{K.(I - f).(A - S^{IMP})}^{\text{term 2}} \quad (4.1)$$

Where:

K represents the constant conversion ($K = 1/360$ in International System);

S^{IMP} represents the area of impervious surfaces directly drained;

I represents the rainfall intensity (mm / h);

A represents the watershed area (ha) and;

f represents the average infiltration rate (mm / h).

Equation (4.1) represents an explicit runoff formulation for the different surface types. Term 1 is the runoff from ISDD and term 2 represents the runoff from PS and ISID that flow through permeable surfaces before joining the sewer network (Fig. 4.1). The peak flow will be reduced by substituting a part of the ISDD (denoted by S^1 in Equation (4.2)) for a PS (BMP), which in turn will substitute another part of the ISDD (S^2) for an ISID. The runoff coming from these surfaces (S^1 and S^2) will be reduced by infiltration into the soil with the BMP infiltration rate f' and then join the sewer network. Therefore, the peak flow in the presence of a BMP can be estimated using Equation (4.2):

$$Q = K.I.(S^{IMP} - S^1 - S^2) + K.(I - f).(A - S^{IMP}) + K.\left(\left(\frac{S^1 + S^2}{S^1}\right)I - f' - \frac{h}{t_R}\right).S^1 \quad (4.2)$$

Where:

S^1 represents the part of ISDD substituted for BMP,

S^2 represents the part of ISDD drained to S^1 ,

f' represents the BMP infiltration rate (mm / h),

h represents the retention depth (mm) and,

t_R represents the rain duration (h).

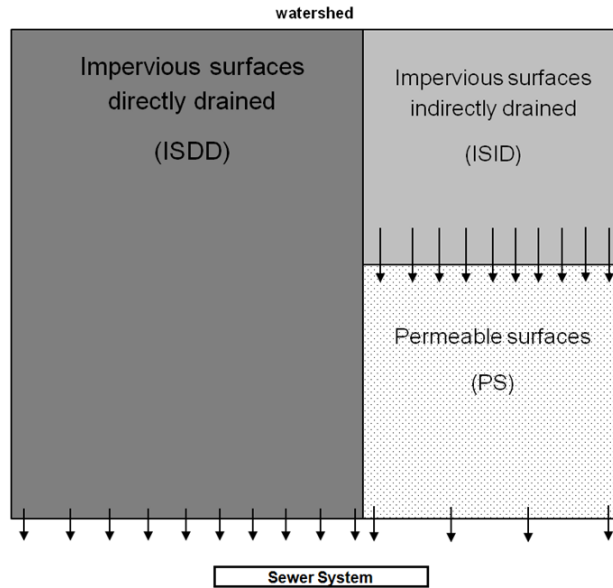


Figure 4.1: Watershed configuration without BMP

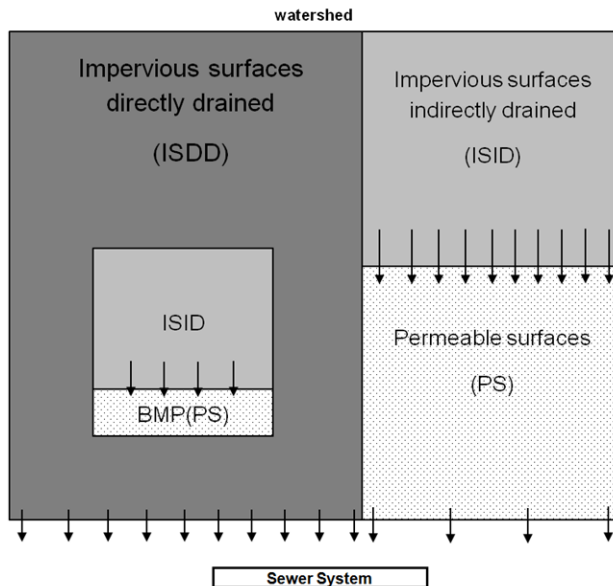


Figure 4.2: Watershed configuration with BMP

Note that the designing of BMPs depends on the properties of the ground such as the drainage potential of the ground, the ground stability when water is infiltrated and the depth to groundwater. However, in this research, only BMP infiltration rate is considered. Therefore, to take into account all ground properties cited above, a detailed simulation model should be used to refine the results.

Once formulation of the new flow estimation is completed, the optimization program can be addressed.

4.2.4 Optimization Program

4.2.4.1 Objective function

The objective function consists of one of two options: a cost function which is to be minimized, or a performance function which is to be maximized. As the objective of our model is to reach specific results in performances, these functions will be part of the constraint problem and the objective function can be formulated as a minimization of the total intervention cost, expressed by Equation (4.3):

$$\text{Minimize } \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^m C_k S_{ki}^1 \quad (4.3)$$

Where:

n represents the number of sub-basins constituting the whole watershed;

m represents the number of possible BMPs;

C_k represents the total cost per m^2 associated with BMP k (in \$);

S_{ki}^1 represents the area of BMP k on sub-basin i (in ha).

Costs defined in Equation (4.3) are discounted over the life of the structure and are calculated as follows:

$$C_k = C_{k_0} + \sum_{t=1}^T \frac{C_{k_t}}{(1+r)^t} \quad (4.4)$$

Where:

C_{k_0} represents the real initial cost per m^2 associated with BMP k (in \$);

C_{k_t} represents the real maintenance cost per m^2 associated with BMP k in year t (in \$);

T represents the useful life of the structure (in years) and

r represents the real discount rate.

4.2.4.2 Model Constraints

4.2.4.2.1 Quantity contrôle

The aim of this constraint is to prevent surcharging and flooding by complying with the standards of designing new drainage systems which require that pipes are to be designed to sustain free-surface flow rather than pressurized flow. Bennis et al (2003) have proposed a hydraulic performance index (HPI), which directly expresses the degree of pipe surcharge as a percentage of the burial depth of the upstream manhole. This index can be represented by the equation 4.5:

$$HPI = HPI_{\max} + (HPI_{\min} - HPI_{\max}) \cdot \frac{H}{BD} \quad (4.5)$$

Where:

HPI represents the pipe hydraulic performance index, varying from 0 to 100%;

H represents the height of surcharge in the manhole situated immediately upstream the pipe for the design flow, and

BD represents the depth at which the pipe is buried, measured from the ground surface to the upstream crown of the pipe.

The inlet flow can be obtained by coupling the Manning equation with Equation (4.6) as follow:

$$Q_{\max} = \frac{\pi}{4^{\frac{8}{3}} \cdot n} \cdot D^{\frac{8}{3}} \cdot \left(\frac{H}{L} + S_0 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.7)$$

Unlike the design of new drainage pipe where its capacity should not exceed the hydrological design flow to prevent pressurized flow in the pipe, the restructuration of sewer networks already in place, often under limited budget, may tolerate pipe surcharging for pipes at a high burial depth. This case would apply, for example, to pipes in good structural condition that are buried at a depth greater than two meters in a very cohesive soil (MDDELCC 2011).

Generally, the total flow from the upstream pipes, j , added to the flow of sub-basin i should take into consideration the following quantitative control constraint (Sebti et al. 2014):

$$\sum_{j=1}^i \left(K \cdot I_j \cdot \left(S_j^{IMP} - \sum_{k=1}^m (S_{kj}^1 + S_{kj}^2) \right) + K \cdot (I - f_j) \cdot (A_j - S_j^{IMP}) + \sum_{k=1}^m K \cdot \left(\left(\frac{S_{kj}^1 + S_{kj}^2}{S_{kj}^1} \right) I - f_k - \frac{h_k}{t_R} \right) \cdot S_{kj}^1 \right) \leq Q_{\max_i} \quad (4.8)$$

4.2.4.2.2 Quality Control

The purpose of this section is to establish a constraint that prevents overflows. In traditional rehabilitation optimization of drainage systems, the optimal solution is determined depending on which control (quantity or quality) is targeted. This approach may lead to conflicting solutions that can improve performance in one control at the expense of performance in the other. Increasing the discharge capacity of a pipe increases its hydraulic performance but may increase the volume of water discharged without treatment for small rainfalls. To find a solution that balances both quantitative and qualitative criteria, a constraint is added (Equation (4.9)) to ensure that frequent rainfall rates do not exceed the capacity of the treatment plant. In this way, the quantitative criteria linked to the issue of backflow and flooding, and the qualitative criteria related to the impact on the receiving environment will be simultaneously satisfied:

$$\sum_{i=1}^n \left(K \cdot I'_i \cdot \left(S_i^{IMP} - \sum_{k=1}^m (S_{ki}^1 + S_{ki}^2) \right) + K \cdot (I' - f_i) \cdot (A_i - S_i^{IMP}) + \sum_{k=1}^m K \cdot \left(\left(\frac{S_{ki}^1 + S_{ki}^2}{S_{ki}^1} \right) I' - f_k - \frac{h_k}{t'_R} \right) \cdot S_{ki}^1 \right) \leq Q_{Int} \quad (4.9)$$

Where:

I'_i represents the design rain intensity for quality control at sub-basin I, and

Q_{Int} represents the maximum flow that can be intercepted and treated in the water-treatment plant (m^3/s).

4.2.4.2.3 Constraints based on the availability of space for BMPs

The general aim of implementing BMPs is to substitute part of the ISDD by ISID or PS. Potential BMP emplacement requires the locating substitution sites such as parking lots, sidewalks, flat rooftops, etc. The total area of said locations determines the maximal portion of impervious area that may be substituted by BMPs, thus proving a third constraint for the optimization program.

$$S_{ik}^1 \leq A_{M_k} \quad \forall k, i \quad (4.10)$$

Where A_{M_k} is the maximum area available on sub-basin i for BMP k which can be estimated based on the configuration of the sub-basin.

If relevant stakeholders have particular views or preferences concerning the emplacement or BMP choice in a specific sub-basin, the information can be included by modifying the maximal available area in that sub-basin for each of the BMPs.

4.2.4.3 Complete formulation of the model

The linear objective function for the optimization program is given below in Equation (4.11):

$$\text{Minimize } \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^m C_k S_{ki}^1 \quad (4.11)$$

While the linear sub-constraints are defined by the following equations (Equations (4.12) to (4.14)):

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j=1}^i \left(K \cdot I_j \cdot \left(S_j^{IMP} - \sum_{k=1}^m (S_{kj}^1 + S_{kj}^2) \right) + K \cdot (I - f_j) \cdot (A_j - S_j^{IMP}) + \sum_{k=1}^m K \cdot \left(\left(\frac{S_{kj}^1 + S_{kj}^2}{S_{kj}^1} \right) I - f_k - \frac{h_k}{t_R} \right) \cdot S_{kj}^1 \right) \cdot l_i \leq Q_{\max_i} \quad (4.12) \\ \sum_{i=1}^n \left(K \cdot I_i \cdot \left(S_i^{IMP} - \sum_{k=1}^m (S_{ki}^1 + S_{ki}^2) \right) + K \cdot (I - f_i) \cdot (A_i - S_i^{IMP}) + \sum_{k=1}^m K \cdot \left(\left(\frac{S_{ki}^1 + S_{ki}^2}{S_{ki}^1} \right) I - f_k - \frac{h_k}{t_R} \right) \cdot S_{ki}^1 \right) \leq Q_{int} \quad (4.13) \\ S_{ik}^1 \geq 0 \quad S_{ik}^1 \leq A_{M_{ik}} \quad \forall k, i \quad (4.14) \end{array} \right.$$

4.2.5 Case Study

The optimization approach was demonstrated on a failing sewer network located in the Greater Montreal region. The drainage area of the watershed is 60.13 ha, with an average slope of 2%. Impervious surfaces directly drained (ISDD) cover 45.4 % and permeable surfaces (PS) and impervious surfaces drained indirectly (ISDI) cover 54.6 %. The watershed is divided into 15 sub-basins (Fig. 4.4). Each sub-basin is identified by its drainage pipe. The combined sewer network which drains the basin has a limited hydraulic capacity, causing surcharging events and flooding at frequencies greater than those set by the Quebec Ministry of Sustainable Development, Environment and the Fight against Climate Change.

The interceptor leading to the treatment station can intercept a flow of approximately 0.28 m³ /s. Excess flow is directly discharged into the river.

The choice and location of these BMPs were determined by applying the proposed optimization process. Note that a similar approach was used to reduce the frequency of flooding and discharges of polluted water for another watershed (Sebti et al. 2014). However, apart from the detention ponds, all BMP's considered were used only to allow the infiltration process, which is not realistic in the case of rain gardens and infiltration trenches. In addition, the hydrologic modeling of BMPs considered that all the runoff coming from impervious area is infiltrated in the BMP area. This assumption is plausible in cases where the impervious area is negligible in relation to the pervious area, which is not the case of all BMPs.

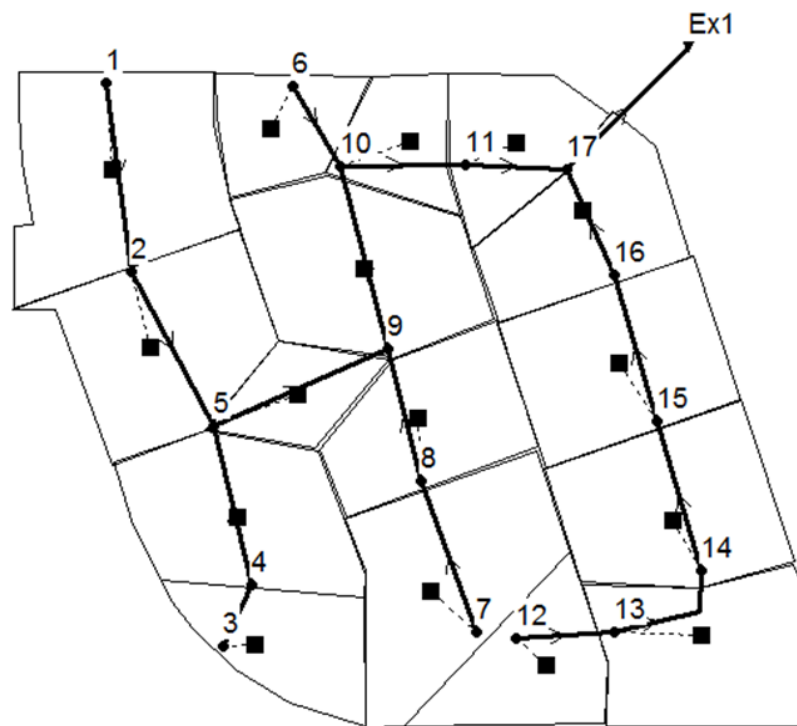


Figure 4.4: Schematic representation of the Sewer network

Table 4.1 summarizes the different characteristics of each BMP considered in this case study. These values were obtained from the literature (Gibb et al. (1999), Pennsylvania (2006), Mailhot et al. (2008), MDDELCC (2011)); a detailed study is required to estimate the exact values of these parameters.

Table 4-1: BMPs characteristics

BMPs	Initial Infiltr. rate (mm/h)	Final infiltr. rate (mm/h)	Decay constant (1/h)	% of drained area (-)	width (m)	depth (m)	Const. cost (\$/m ²)	Annual maint. cost (\$/m ²)
Infiltration trench	250	25	4	3%	0,6	1,5	100	20
Green roof	125	6	4	100%	(-)	0	100	1,5
Rain Garden	200	12	4	10%	(-)	0,3	30	1,5
Detention pond	0	0	0	3%	(-)	2	40	0,5

To validate the peak flows estimated with the model presented above, the sewer network was computed on SWMM 5.1 and the peak flows were estimated. Fig. 4.5 shows the HPI corresponding to a 10-year return period rainfall for each sub-basin, with rainfall duration lasting 1 hour. This return period corresponds to that proposed by the Stormwater Management Guide for the minor networks design (MDDELCC 2011).

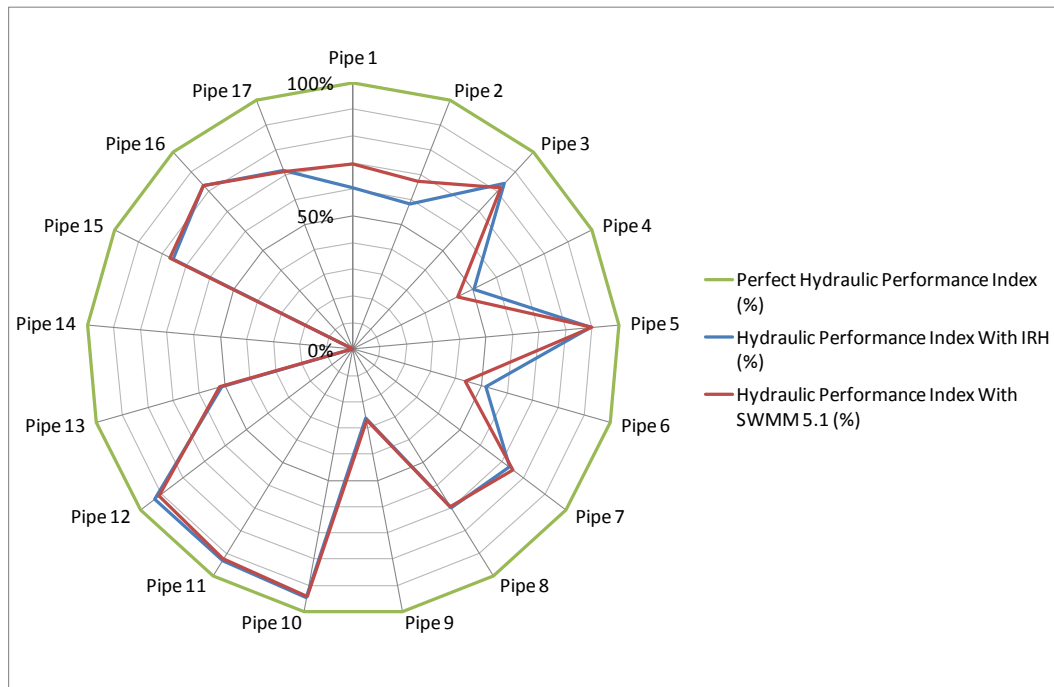


Figure 4.5: Sewer pipes HPI

As can be seen, the two models gave approximately the same estimations, with the difference not exceeding 5%.

Figure 4.5 shows that all pipes (17) are surcharged with a 10-year return period rainfall. In particular, pipe 14 overflows onto the street (HPI = 0%).

The following section highlights the optimization results achieved for two scenarios using a 10-year return period rainfall for the quantity control, and 25 mm rainfall for the quality control. The first scenario illustrates the watershed restructuration obtained through the optimization program in which the only objective was to ensure an HPI of 100 % for the whole network. The second scenario combines quantity control (surcharge elimination) and quality control (overflows elimination), meaning that the peak flow generated at the outlet of the watershed with a 25 mm rainfall must not exceed the interceptor capacity. The last part of this section will discuss the impact of the climate change and urbanization on the sewer network performances.

4.2.5.1 Quantity Control

The model presented in the previous section was coded in Lingo environment to obtain an optimal combination of BMPs, eliminating all surcharges over the entire sewer network (HPI = 100%). While the GA optimization require hours of computing time on a desktop computer, the linear programming solution was found nearly instantaneously using Lingo. The overall cost of intervention is estimated at \$1,106,000 CDN, of which 66% is allowed towards maintenance. Fig. 4.6 shows the percentage of the total available area used for BMPs intervention in each sub-basin.

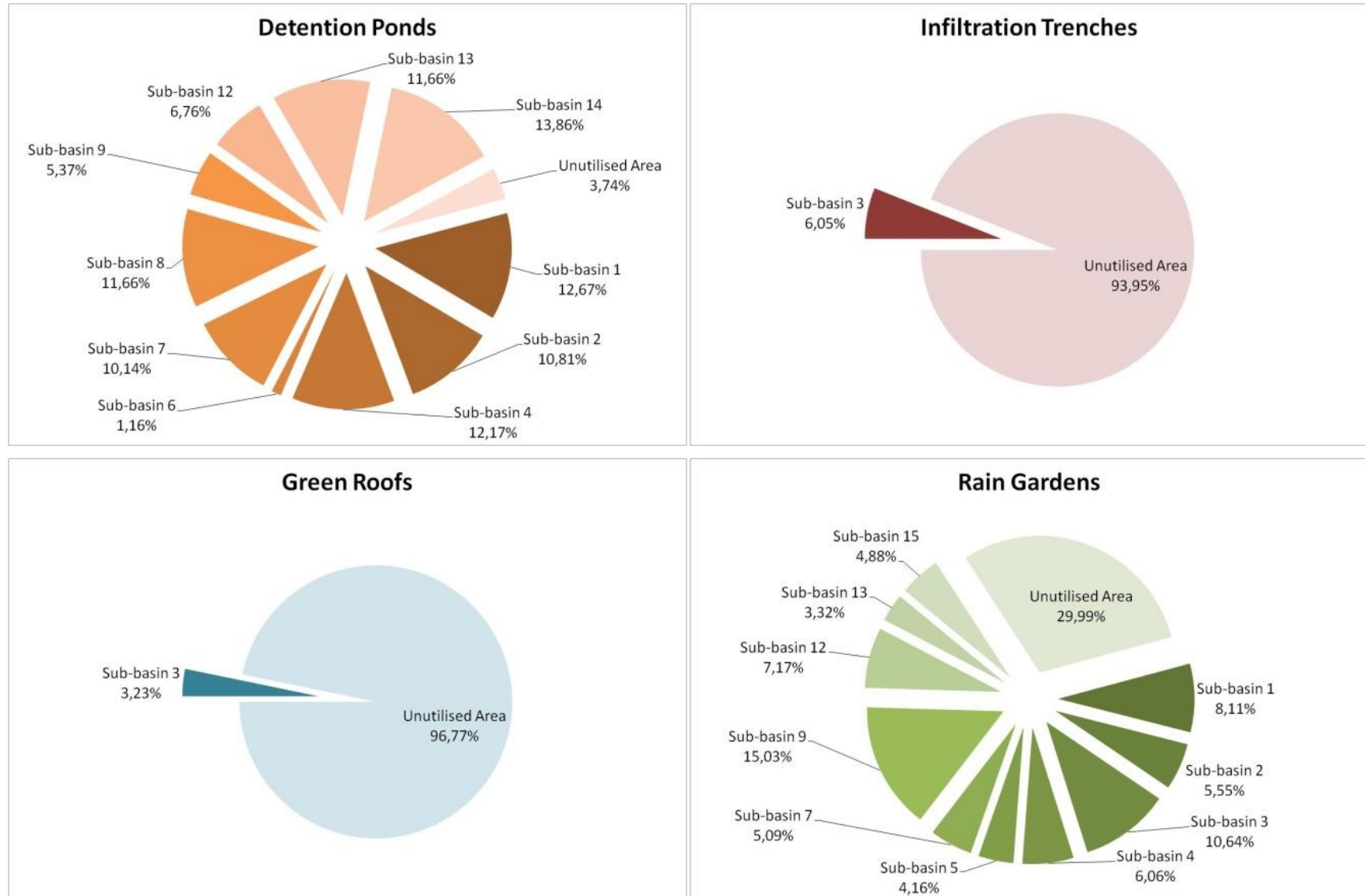


Figure 4.6: BMPs location for quantity control

Almost all available areas for detention ponds were used to eliminate sewer pipes surcharges. It further demonstrates the efficiency of detention ponds towards controlling water quantity from development areas. Of total rain gardens available area, only 30% was unutilized, which indicates that this type of BMP has a good response in peak and volume reduction. High construction and maintenance costs, combined with limited capacity of peak flow reduction, can explain the reasons why infiltration trenches and green roofs are not used. They were considered in sub-basin 3 because of the limited available space for the other BMPs.

Despite the flooding of pipe 14, only detention ponds were needed at this watershed, representing 2.86% (\$31,590 CDN) of the total intervention cost (Fig. 4.7). The model promotes BMPs in other basins where the cost is more affordable. This is the case of the basin drained by Pipe 3, which displays a good HPI (82%), and is assigned 58% of the total investment cost (\$647,000 CDN). This demonstrates once again the need for a new approach that can provide a global solution.

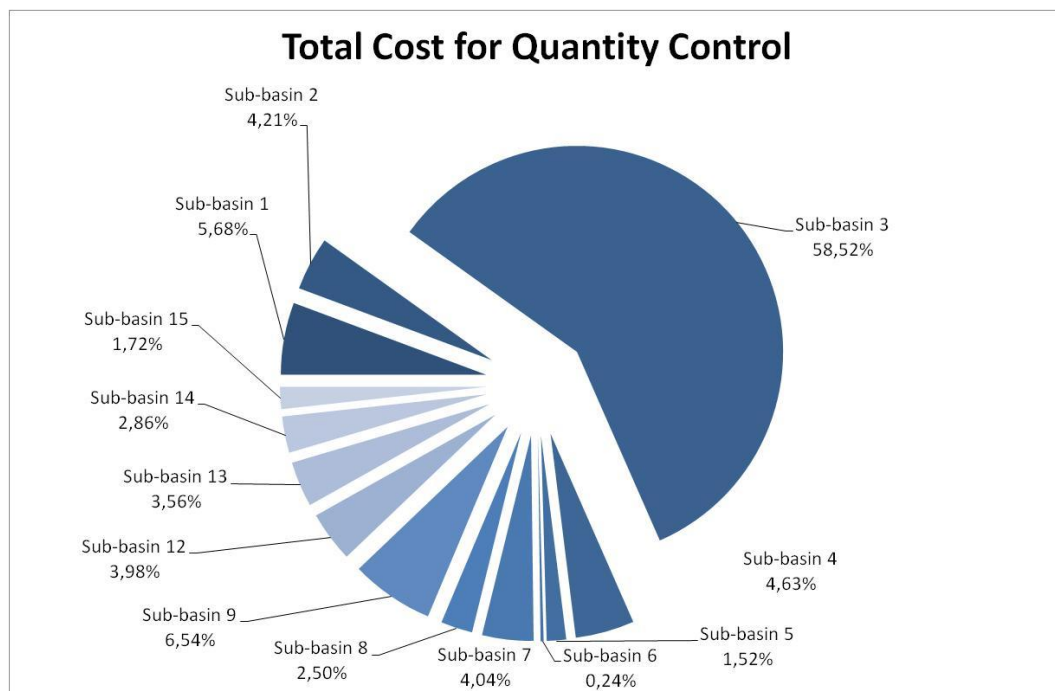


Figure 4.7: Total cost distribution for quantity control

If the constraint of ensuring a perfect HPI (100%) for sewer pipes is applied only to pipes with a burial depth of 2 meters or low, the total restructuring cost may see a dramatic decrease: in this

case study, the total cost was reduced by 75%. This compromise may be of interest to municipalities operating on a limited budget.

4.2.5.2 Quantity and Quality Control

For this scenario, the watershed was restructured to eliminate all surcharges for a 10-year rainfall return period, and to limit the peak flow generated with a 25 mm rainfall at the outlet of the watershed to $0.28 \text{ m}^3/\text{s}$.

The overall cost of interventions is estimated at \$1,517,000 CDN, of which 56% are maintenance costs. It is an increase of 27% compared to the first scenario, where only the quantity control was considered. Fig. 4.8 shows the percentage of the total restructuring cost which must be invested in each sub-basin.

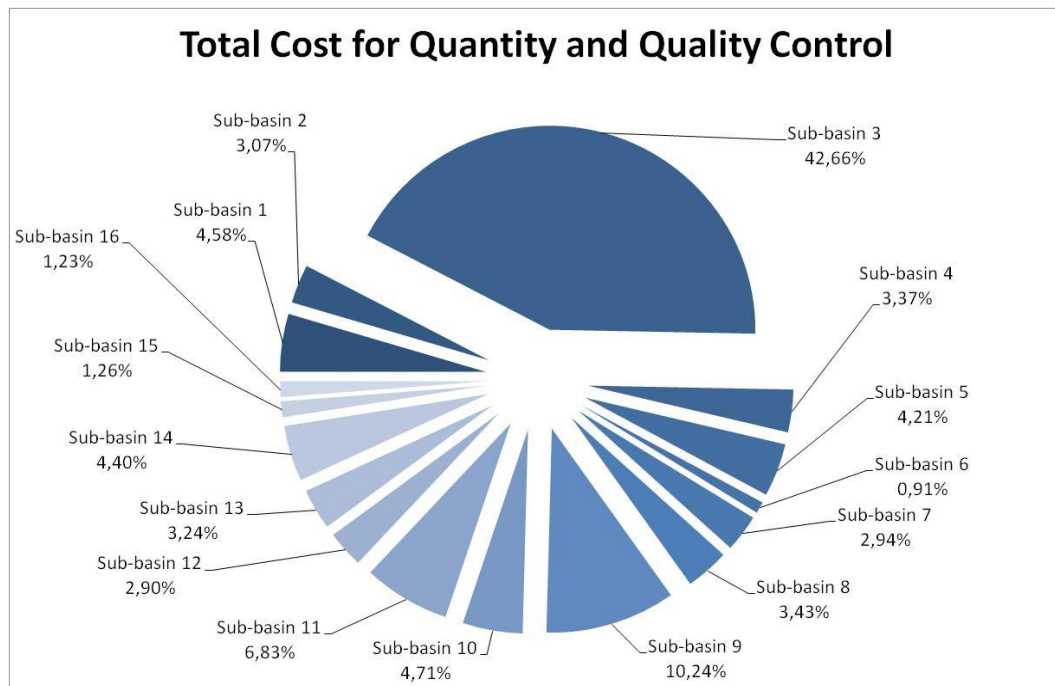


Figure 4.8: Total cost distribution for quantity and quality control

This cost factors in the cost of detention ponds and rain gardens applied to all sub-basins, where space was available for these types of BMPs. It also includes the cost of installing infiltration trenches at sub-basin 3, 5, 9, 10 and 11 and green roofs at sub-basins 3. Fig. 4.9 shows the percentage of total BMPs available area used for the intervention in each watershed.

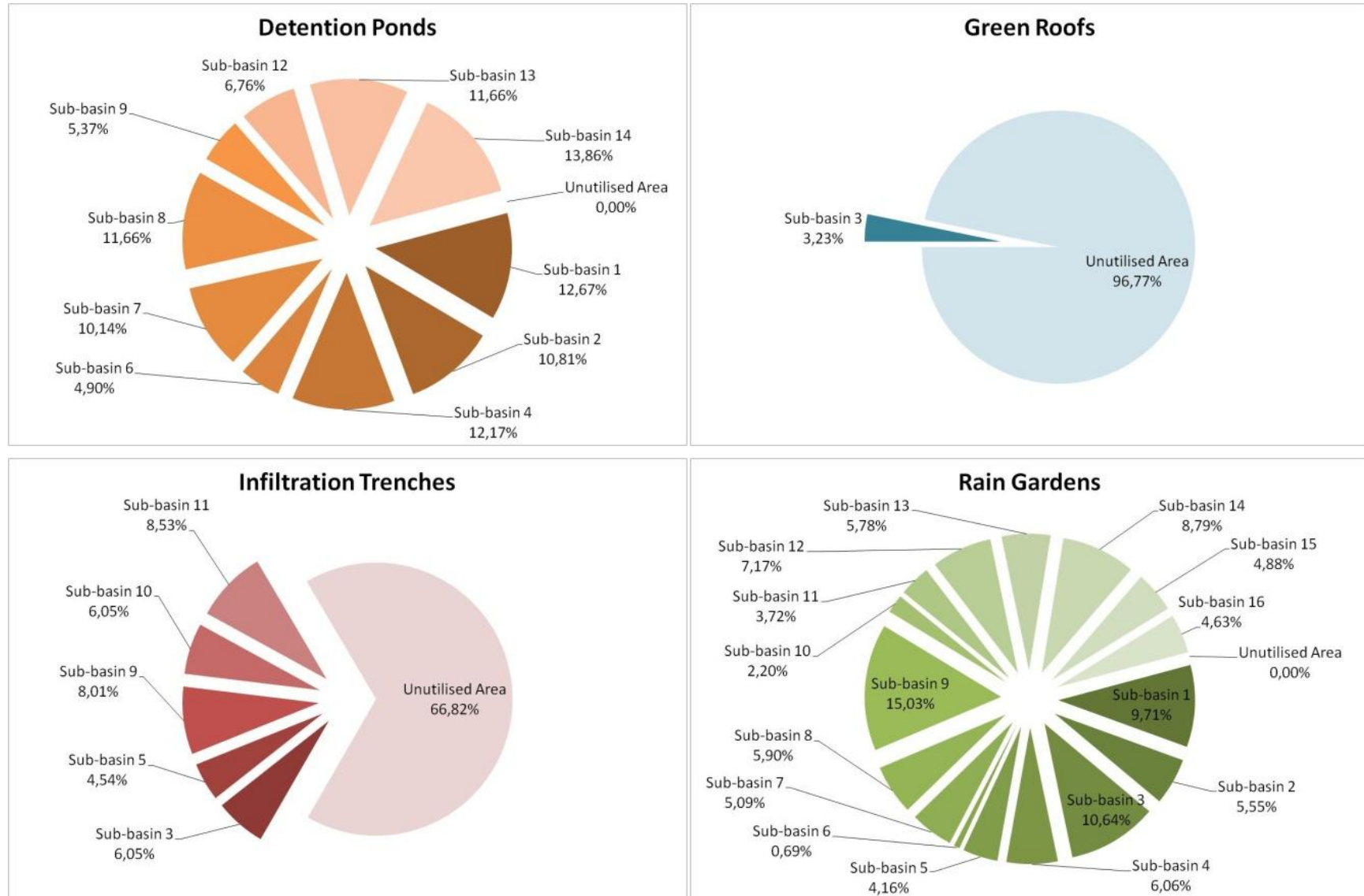


Figure 4.9: BMPs location for quantity and quality control

As can be seen, the combination and placement of the BMPs are noticeably similar to the first scenario. To achieve the required quality control constraint (not exceeding the capacity of the treatment plant), the unutilized rain gardens area in the first scenario is completely used and infiltration trenches are placed in four more sub-basins (5, 9, 10 and 11). These results demonstrate the advantage of applying BMPs simultaneously for both quantity and quality control rather than achieving each goal separately.

4.2.5.3 Sensitivity analysis

The overall cost of interventions may vary if the input data are adjusted. A sensitivity analysis was conducted to assess the changes by varying all input parameters. The most sensitive were: the capacity interception which represents the maximum flow that can be intercepted and treated in the water-treatment plant; the rain gardens available area which is the available space for rain gardens in each sub-basin; and the detention ponds available area which is the available space for detention ponds in each sub-basin. The three variations of the inputs parameters were modeled exclusively. The results of the sensitivity analysis are presented in Fig. 4.10.

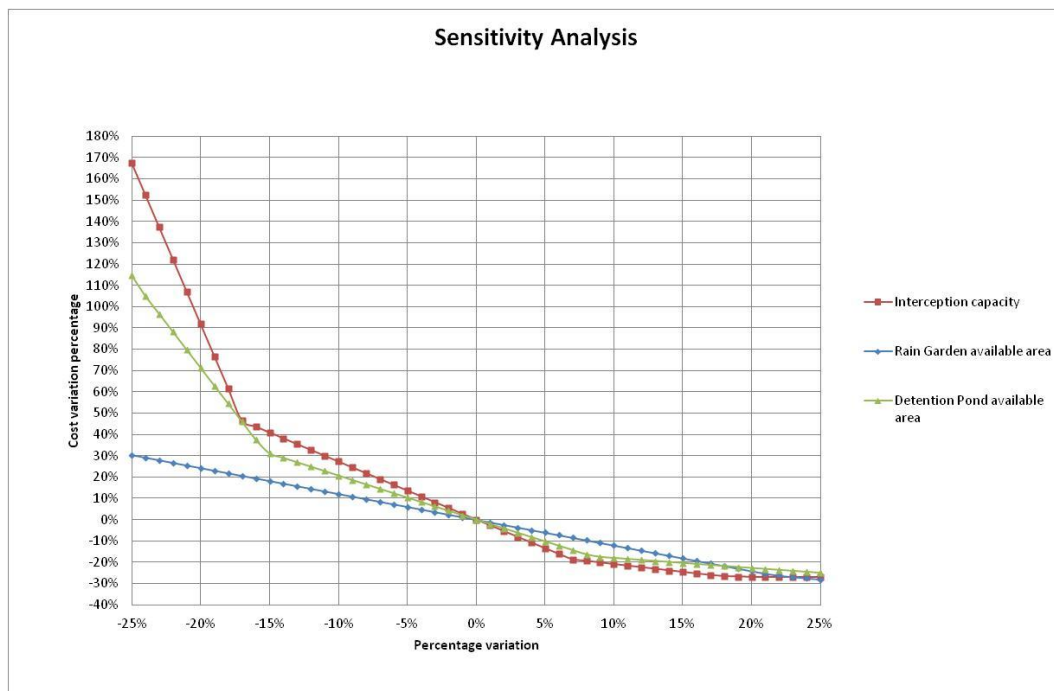


Figure 4.10: Sensitivity analysis

As shown in Fig. 4.10, the overall cost of interventions is increased when the interception capacity or the availability of BMPs space are reduced. It can increase by 168 % if the

interception capacity is reduced by 25 %, which may occur as example if the water-treatment plant is not well maintained. Conversely, the total cost is decreased when one of the three parameters is increased. However, the impact is less pronounced. The decrease of the total cost remains at around 25% despite an increase of 25 % of the input parameters. In fact, for all three parameters, the variations in cost are almost linear, with a clear breaking point around -15% for both detention ponds and interception capacity. This could be explained by the fact that, at this point, in order to satisfy the model's constraints, green roofs utilization must be increased, which is more expensive. Rain gardens, on the other hand, do not contribute as much to peak flow reductions, which makes them dispensable for satisfying the constraints. As such, reducing their total area has a smaller impact than reducing the interceptor capacity or the total area for detention ponds.

This sensitivity analysis shows that increasing one of the inputs data reduces the overall intervention cost and helps the decision-makers to evaluate the opportunity cost of the investment in the upgrading of the water-treatment plant or in the availability of BMP areas.

4.2.5.4 Impact of Climate Change on Network Performances

Climate change can increase rainfall intensity, which in turn increases the peak flow observed at the pipes inlet. To analyze the impact of Climate Change on the Hydraulic Performance Index (HPI) and on the percentage of the Interception Capacity Exceeding (ICE), the rainfall intensity parameter will be increased from 0% to 25%.

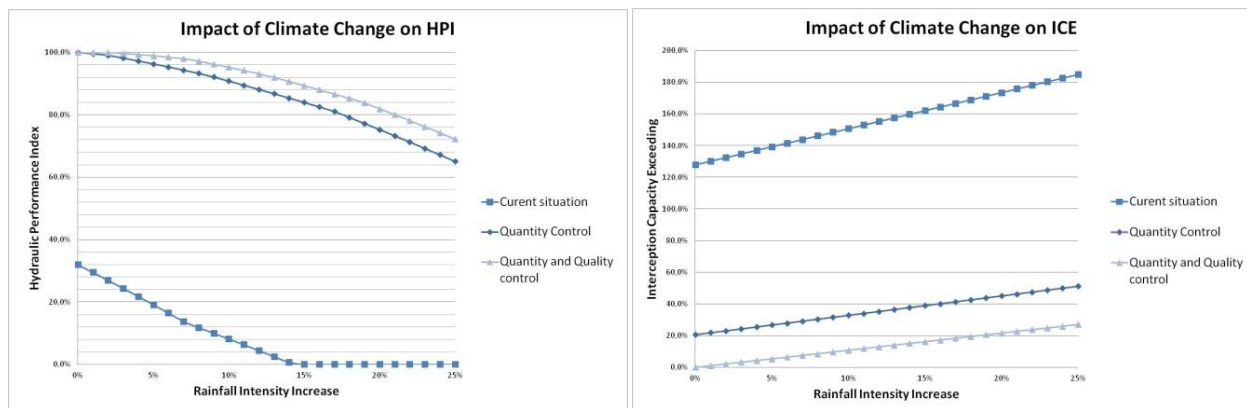


Figure 4.11: Impact of Climate Change on HPI and ICE

Fig. 4.11 represents the variation of the average HPI (left side) for 20% of sewer pipes network which are the most hydraulically deteriorated sewer pipes and variation of the percentage of the

ICE (right side). It shows that if the rainfall intensity increases by 15% and if no intervention is undertaken, 20% of sewer pipes have the possibility of flooding onto the streets, with the interception capacity exceeding by 162%. By adopting the solutions given by the optimization program presented in the previous section (Scenario 1 and scenario 2), the HPI will still above 65% and 72% respectively, and the ICE will still below 51% and 27% respectively, even if the rainfall intensity increases by 25%. These results confirm the significant importance of implementing BMPs in the context of climate change.

4.2.5.5 Impact of urbanization on the network performances

Urbanization increases the impervious cover index, which in turn increases the peak flow observed at the pipes inlet.

As in the case for Climate Change, in order to analyze the impact of Urbanization on the Hydraulic Performance Index (HPI) and on the percentage of the Interception Capacity Exceeding (ICE), the impervious cover parameter will be increased from 0% to 25%.

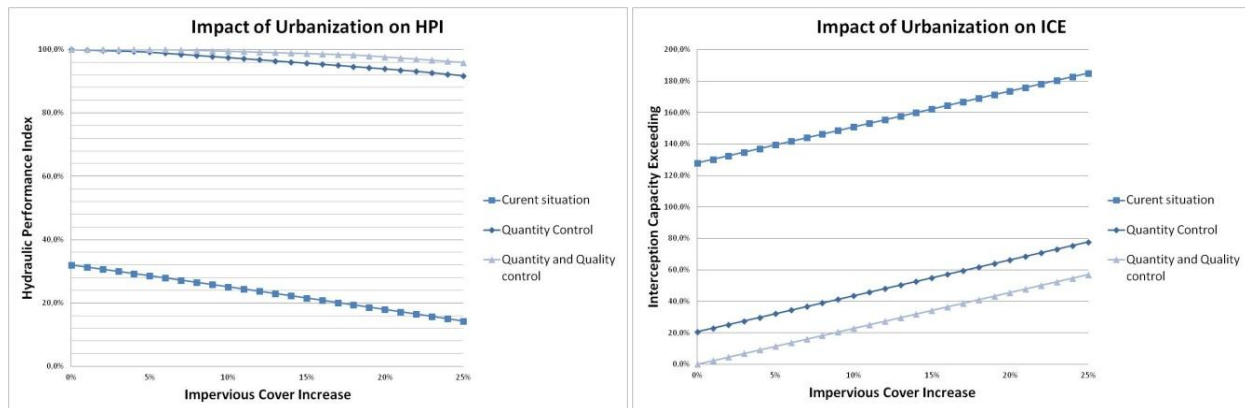


Figure 4.12: Impact of Urbanization on HPI and ICE

Fig. 4.12 represents the variation of the average HPI for 20% of networks that have the most hydraulically deteriorated sewer pipes (left side chart) and variation of the percentage of the ICE (right side chart).

As for the rainfall intensity, the increase of the impervious cover index reduces the HPI and increases the ICE; however, HPI is less sensitive to impervious cover index than to the rainfall intensity. Despite an increase of 25% in the impervious cover index, HPI stays above 14% when no intervention is taken, equals 91.7% when BMPs combination for the quantity control is

adopted, and equals to 95.9% when a BMPs combination for the quantity and the quality control is adopted.

The difference between the HPI response to an increase in both rain intensity and impervious cover index may be explained as follow: for heavy rainfall events (10 year-return period in this case), once the pervious surface infiltration capacity is exceeded, every extra millimeter of rain on the watershed flows completely and joins the sewer pipe, while the increase of impervious cover index only prevents a permeable surface portion of its infiltration capacity. Conversely, the impact of urbanization on the ICE is more pronounced than is the case for Climate Change, as the increase of the impervious cover index prevents a portion of the pervious area of its infiltration capacity, which is greater than the rain intensity produced by 25 mm during 3 hours.

4.2.6 Conclusion

The main objective of the work presented in this document was to propose an approach to improve sewer performances based on the use of best management practices (BMPs). This approach is an improvement to the one proposed by Sebti et al. (2014), which did not take into account the retention capacity of BMPs and underestimated the peak flow at the outlet of BMPs. It provides a lower-cost option for quantitative control of storm water, protecting against frequent discharges during the rainy season and for pollutants removal. A linear equations-based optimization program was implemented to identify the best BMPs combination. The objective function minimizes the total cost of watershed restructuration which is the sum of the costs associated with the various BMPs developed in different sub-basins. This function was subject to a set of constraints that ensure the elimination of surcharges, reduce the risk of discharges during short rainfalls, and consider the space available for BMP implementation.

This model was demonstrated on a failing sewer network located in the Greater Montreal region that faced numerous malfunctions. For 10-year rain-return periods and 25 mm rain, the program identified the best BMP combination consisting of retention ponds, infiltration trenches, rain gardens and green roofs that achieved the target performance based a case study that included two scenarios.

A comparison of the impact of climate change and urbanization on the sewer network performances was made and showed that the impact of urbanization on overflows is more

pronounced than is the case for climate change, while the impact of climate change on pipes surcharges is more marked than is the case for urbanization.

CHAPITRE 5 ARTICLE 3 : IMPROVING NON-LINEAR OPTIMIZATION ALGORITHMS FOR BMP IMPLEMENTATION IN A COMBINED SEWER SYSTEM

5.1 Présentation de l'article

Dans cette section, l'objectif de l'article, les originalités et les hypothèses seront présentés, ainsi qu'une conclusion sur ce travail dans le cadre de la thèse. Cet article présente une comparaison des résultats d'optimisation du modèle proposé dans l'article précédent avec ceux de deux modèles d'optimisation métaheuristiques utilisés largement dans la littérature.

5.1.1 Objectif

Le premier objectif de cet article est de comparer, dans un premier temps, les débits obtenus par le modèle linéaire proposé dans l'article précédent avec ceux obtenus par le modèle intégré dans SWMM et, dans un deuxième temps, comparer les résultats d'optimisation de chacun des modèles avec différents algorithmes. Le but de ces comparaisons est la validation de la faisabilité de la solution obtenue par le modèle proposé par un modèle plus complexe (SWMM) et l'évaluation du gain en termes de coûts et de temps de calcul.

Le deuxième objectif de l'article est d'intégrer la solution obtenue par le modèle proposé dans le processus d'optimisation de l'algorithme génétique et du recuit simulé pour réduire davantage les coûts de restructuration et pour minimiser le temps d'optimisation.

Pour une description détaillée du principe de fonctionnement de l'algorithme génétique et du recuit simulé, le lecteur peut consulter Siarry (2014).

5.1.2 Originalités

Les aspects originaux de cet article sont :

- Le schéma d'optimisation combinant les métaheuristiques avec les données d'entrée et de sortie du modèle SWMM.
- L'intégration de la solution du modèle linéaire dans le processus d'optimisation du modèle non linéaire.

5.1.3 Hypothèses

Les hypothèses de cet article sont similaires à ceux de l'article 1 et l'article 2, présentées dans la Section 3.1.3.

5.1.4 Conclusion

Les résultats de comparaisons ont montré que malgré que le modèle proposé soit basé sur des variables qui varient linéairement, les débits calculés avant et après optimisation sont semblables à ceux calculés avec le modèle intégré dans SWMM. De plus, le coût de restructuration obtenu, presque instantanément (moins d'une seconde), avec le modèle IRH est inférieur à celui obtenu par l'algorithme génétique (17.9%) et légèrement supérieur à celui obtenu par le recuit simulé (4.7%) qui nécessitent un temps d'optimisation de l'ordre de 18h.

L'intégration de la solution obtenue par le modèle proposé dans le processus d'optimisation de l'algorithme génétique et celui du recuit simulé réduit sensiblement le coût d'intervention et le temps d'optimisation.

Cet article est accepté au “ Journal of Water Resources Planning and Management”.

Sebti. A, Carvallo A. M., Musandji. F, Bennis. S (2015). «Improving non-linear optimization algorithms for BMP selection and placement in a combined sewer system» Journal of Water Resources Planning and Management.

5.2 Improving non-linear optimization algorithms for BMP implementation in a combined sewer system

Anas SEBTI, Ph.D. Candidate, M. Eng., Department of Civil, Geological and Mining Engineering, École Polytechnique de Montréal, P.O. Box 6079, Station CV, Montreal, Quebec, Canada, H3C 3A7. Email: anas.sebti@polymtl.ca

Mauricio CARVALLO ACEVES M. Eng. Candidate, Polytechnique Montreal, Dept. of civil, geological and mining eng., C.P. 6079, Succ. Centre-Ville, Montreal H3C 3A7, Email: mauricio.carvallo-aceves@polymtl.ca

Musandji FUAMBA, P.Eng. Ph.D., Professor, Department of Civil, Geological and Mining Engineering, École Polytechnique de Montréal, P.O. Box 6079, Station CV, Montreal, Quebec, Canada, H3C 3A7. Email: musandji.fuamba@polymtl.ca

Saad BENNIS, P. Eng., Ph.D., Professor, Department of Construction Engineering, École de technologie supérieure, Montréal, Québec, H3C 1K3. Email : saad.bennis@etsmtl.ca

5.2.1 Abstract

Implementing Best Management Practices (BMP) on watersheds could help mitigate the effects of urbanization and climate change on the hydrological cycle. Techniques such as retention ponds, rain gardens, infiltration trenches, and green roofs vary in technical performance, space requirements and cost. The trade-offs between these present a challenge towards BMP selection and placement, therefore requiring optimization. Three optimization methods were applied for BMP implementation on a combined sewer: Linear Programming (LP), Genetic Algorithm (GA), and Simulated Annealing (SA). LP served as a reference point. The SA solution was only marginally better, 4.7% cheaper, while GA's solution was 17.9% more expensive after computations froze at a local minimum; both methods required approximately 18 hours of computational time. A second round of optimization used the solution from LP as a starting point. This modification significantly increased the performance of GA, providing a new solution that was 14% cheaper than LP, with reduced computational times for both GA and SA. SA's solution, though still cheaper than that of LP, was 3.9% more expensive than the one previously obtained with SA.

Keywords: drainage network, overflow, hydraulic performance, detention, infiltration, BMPs, linear programming, simulated annealing, genetic algorithm.

5.2.2 Introduction

Rainwater management techniques have remained relatively unchanged for many years, where the main objective was to quickly evacuate and discharge runoff water volume directly into water bodies, often without treatment. Land use changes associated with urbanization can tamper with the natural hydrological cycle, disrupting processes like infiltration, interception, among others (Cahill 2012).

The implementation of Best Management Practices (BMPs) in watersheds helps mitigate some of the effects on the hydrological cycle caused by land use modifications and climate change. These measures can provide both quantitative and qualitative control for runoff (used either separately or in combination), resulting in a reduction in peak flows, runoff volumes, and pollutant concentrations before being discharged into the natural environment (Mailhot et al. 2008; Sebti et al. 2014).

The differences between the various BMPs present trade-offs in different criteria such as technical performance, space requirements and cost. This allows researchers to approach their selection and placement in different ways. Possible approaches include multi-criteria analysis, as performed by Fuamba et al. (2011) where the Analytic Hierarchy Process was used; or the development of performance indexes for the different BMP types (Jia et al. 2013). Another approach addressed the selection and placement optimization through the use of multiple objective constraints, as done by Rodriguez et al. (2011), Arabi et al. (2006), or Maringati et al. (2011).

The decision tools used for optimization need to be coupled and integrated with appropriate watershed models that are able to describe the different physical processes that occur, while being able to perform analyses and optimization at the same time. The Environmental Protection Agency (EPA) in the United States developed a support system to help in this process called SUSTAIN (System for Urban Stormwater Treatment and Analysis Integration), bringing together components of the geographical information systems, the watershed, the BMPs, and the optimization model (Lai et al. 2009). However, the required calibration and large number of input

parameters required for this software limits the use of this tool in BMP optimization applications, not to mention that SUSTAIN also requires an extensive amount of time to compute and obtain solutions.

Researchers have met these challenges using different approaches. Chen et al. (2015) presented a multiple objective model for BMP placement (primarily for quality control) optimized through the use of Non Dominated Sorting Genetic Algorithm (NSGA-II). Integrating Pareto preferences permitted the reduction of the number of eligible solutions, helping the researchers tackle the long computing times required by the NSGA-II optimization model. Other ways to reduce the computational requirements include the integration of an enhanced Nonlinearity Interval Mapping Scheme (NIMS), as shown by Zou et al. (2015), who recognize the need for additional input in order to reduce the computational time required by the Genetic Algorithm when modelling large-scale watersheds. In the studies mentioned, the objective function targets the total intervention capital costs, as financial resources can both be a flexibility or limiting factor for choosing a specific combination of BMPs.

Simulated Annealing (SA) models are another form of heuristic optimization, but they have been rarely used in the implementation of BMPs. Efta and Chung (2014) worked on a model for the selection of erosion control techniques on forest roads using SA, focusing on budget and maintenance constraints (including equipment availability). Even though they were able to obtain feasible solutions, the researchers recognized that the model relied heavily on the accuracy of their erosion predictions. On a topic related to BMPs, Fragoso et al. (2009) used SA to optimize BMP placement on wells to achieve adequate management of groundwater resources. Their research showed an interesting result towards how the solutions obtained from the model benefitted from the economies of scale.

Approaches based on Linear Programming (LP) provide an alternative to this problem, as they can provide much faster solutions. However, such optimization techniques have not been widely developed or applied. Alminagorta et al. (2012) used a simple linear optimization program to identify cost-effective BMPs, and managed to achieve a reduction on target objectives; however, their focus was limited only to phosphorous loadings. Limbrunner et al. (2007) analysed the possibility of coupling LP with non-linear optimization to obtain better solutions than those

found with LP, using a fraction of the computing time required by the non-linear optimization alone.

In seeking to improve the environmental and hydraulic performance of an existing urban drainage network, Sebt et al. (2014 and 2015) proposed the use of a linear model to minimize the cost of implementing four different types of BMPs. The use of LP allowed a global optimum to be obtained with little computational time. Despite this advantage, the overall benefits of the developed model still needed to be assessed in relation to solutions that were obtained through more complex optimization techniques. This study continues in the same line of work; first and foremost, in developing possible improvements to the solutions obtained through different optimization methods, while also aiming for reductions in computational time.

5.2.3 Problem definition

The problem to be addressed with regards to BMP placement and sizing lies in providing solutions that respect water quantity and quality constraints for the drainage network's performance, while requiring the least amount of capital investment possible. This means that the total intervention cost function needs to be minimized, as specified in Equations 5.1 and 5.2.

$$\text{Minimize } \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^m C_k S_{ki} \quad (5.1)$$

Where:

n and m are the total number of sub-basins in the watershed and of the possible number of BMPs on each sub-basin respectively,

S_{ki} is the area (ha) of BMP k on sub-basin i .

C_k represents the total intervention cost associated with BMP k (\$/m²), which is calculated as follows:

$$C_k = C_{k_0} + \sum_{t=1}^T \frac{C_{k_t}}{(1+r)^t} \quad (5.2)$$

Where:

C_{k_0} is the initial cost of BMP k (\$/m²),

C_{k_t} is the maintenance cost of BMP k for year t (\$/m²),

T is the lifespan of the structure (years), and

r is the real discount rate (%).

However, as mentioned before, apart from minimizing the cost function, there are also performance constraints both for the water quality and quantity control. The quantitative performance of the drainage system was measured with the Hydraulic Performance Index (HPI) proposed by Bennis et al. (2003), where values span from 0% to 100% to express the degree of pipe surcharge. Pipes showing adequate performance flowing below full capacity have a maximum HPI of 100%. On the other hand, the minimum value of 0% means that the pipe is already overflowing. The HPI can be obtained using Equation 5.3:

$$HPI = HPI_{max} + (HPI_{min} - HPI_{max}) \frac{H}{BD} \quad (5.3)$$

Where:

H is the height (m) of surcharge in the manhole upstream from the pipe, and

BD is the burial depth of the pipe (m), measured from the ground surface to the upstream crown of the pipe.

The maximum flow that can be evacuated by a certain pipe with a standard circular section is calculated using Manning's equation as follows:

$$Q_{max} = \frac{\pi}{4^{5/3}n} D^{8/3} \sqrt{\frac{BD(1 - HPI)}{L} + S_0} \quad (5.4)$$

Where:

Q_{max} is the maximum flow capacity of the pipe (m^3/s);

n is the Manning coefficient;

D is the pipe diameter (m);

L is the pipe length (m);

S_0 is the pipeline slope.

However, since all runoff should flow freely in all pipes, the surcharge height should ideally be equal to 0 (i.e. $H=0$).

The maximum flow can then be inputted as a constraint. The total flow from upstream pipes needs to be added and routed to the flow of sub-basin i . For all conduits, this flow needs to be smaller than the maximum flow that they can convey, which gives Expression 5 for the quantitative control constraint:

$$Q_i \leq Q_{max_i} \quad (5.5)$$

Water quality should also be controlled, and the constraint will ultimately depend on the type of network and the outfall. The proposed methodology addresses combined sewers with interceptors leading to treatment stations. Therefore, the water quality control objective was to have a peak flow lower than the capacity of the interceptor so that no excess flow would be discharged directly into a nearby river. The water quality constraint is then:

$$Q_T \leq Q_{Int} \quad (5.6)$$

Where:

Q_{Int} is the interceptor flow capacity (m^3/s), and

Q_T is the total flow from all basins entering the interceptor downstream.

Depending on the optimization method used, the equations used to calculate the different flows previously mentioned will vary, which will be addressed in the following sections.

Potential BMP placement requires the location of sites such as parking lots, sidewalks, flat rooftops, etc. The total area of these locations determines the maximal portion of impervious area that may be substituted by BMPs on a sub-basin, thus providing a third and final constraint for the optimization program:

$$S_{ki} \leq A_{M_{ki}} \quad \forall k, i \quad (5.7)$$

Where $A_{M_{ki}}$ is the maximum area available for BMP k on sub-basin i .

Should relevant stakeholders have particular views or preferences concerning which practices should be prioritized, the information can be included by modifying the maximal available area in that sub-basin for each of the BMPs.

5.2.4 Problem resolution

Given the objective function and the constraints established in the previous, the optimization process can then proceed. This section presents the different linear and non-linear approaches used to solve the problem. SWMM 5.1 software was used to model the watershed's response for both the Genetic Algorithm and Simulated Annealing optimization methods. The hydrological model presented in SWMM treats each subcatchment as a nonlinear reservoir, which can receive inflow from precipitation and other upstream subcatchments. Runoff is generated when the maximum surface storage is exceeded which can then be transported to another subcatchment or enter the conduit system. Different methods for hydraulic routing, including kinematic and dynamic wave models, are possible for the conveyance of water through the conduits (Rossman, 2010). In order to model the different BMPs with SWMM, each practice is considered as a separate subcatchment of the actual BMP area and the subcatchment area drained towards it.

The hydraulic model used by the software consists of Saint Venant's equations for the conservation of mass and momentum shown in Equations 5.8 and 5.9.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B(h) \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (5.8)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gAc_f \frac{QQ}{R_h A^2} = 0 \quad (5.9)$$

Where:

B is the water width of the cross section, (m)

h is the water elevation, (m)

x refers to a position axis in the direction of the flow, (m)

β is the coefficient for kinetic energy,

A is the area of the section perpendicular to the flow, (m²)

g is the acceleration due to gravity, (m/s²)

c_f is the resistance coefficient, and

R_h is the hydraulic ratio (m).

5.2.4.1 Genetic Algorithm

The development of this optimization method was inspired by Darwin's Theory of Evolution, relying on recombination and selection to generate new solutions. The information of a potential solution is encoded on a simple data structure resembling a chromosome. These "chromosomes" are then combined to create a new generation of solutions. Key factors for setting up a GA include the population size, the search space, the crossover process (referring to the way the combination of chromosomes occurs), possible mutations, and the ranking or selection of the solutions found (Whitley 1994).

The starting point involves deciding the initial parameters used to generate the first generation of solutions. For the BMP problem, this corresponds to using the maximum available area in each sub-basin, which will help verify if the problem is actually solvable. If it is determined that implementing the maximum amount of BMPs on a site cannot even provide a feasible solution, then there is no point in proceeding with the optimization process.

The algorithm then manipulates SWMM 5.1, extrapolating the BMP dimensions previously obtained, in order to evaluate the watershed's response to the given solution. Once the simulation is complete, the total capital cost of the required intervention is then calculated. At the final step, the optimization algorithm then evaluates the solution performance and generates new input values for the variables used at the beginning according to the combination and mutation process. The cycle is then repeated until the algorithm converges to an optimal solution.

It should be noted that the Genetic Algorithm is limited for dealing with constraints. The third constraint (related to the available area) can easily be addressed by restricting the possible values of the parameters. However, the algorithm may generate solutions that do not respect the water quantity and quality constraints, as these neither intervene in the recombination and mutation process nor are part of the objective function. It is particularly important to address this situation as these solutions will most likely be less expensive and the algorithm might mistakenly consider these solutions as optimal. As such, it is necessary to intervene in the cost calculation so that the algorithm can deem these solutions as inappropriate. The way to achieve this is to “penalize” the cost by significantly charging each meter of head surcharge (quantitative constraint) and each m^3/s of flow beyond the interceptor's capacity (water quality constraint). In this way, any solution that does not respect the constraints becomes relatively expensive and is not retained by the algorithm as an optimal solution.

5.2.4.2 Simulated Annealing

The Simulated Annealing process provides good performance for complicated objective functions. The idea behind this process rests on the analogy of how liquids are annealed in a metallurgical process, trying to reach a state of minimum energy. One advantage of this process is that it can address the issues of local optimums, being able to leap out of its search space area to look elsewhere, and then focus on improving the solutions obtained in the new area (Cai et al. 2008). A key part of the design for the algorithm should then be to define how to accept these sorts of leaps between possible solutions.

In order to estimate the flows needed for the constraints, the Simulated Annealing method uses the same base equations as the Genetic Algorithm: the process followed for the Simulated Annealing method is relatively similar to the cycle presented for the Genetic Algorithm. The difference lies in how the algorithm evaluates the solution performance and generates the next

input values, with the algorithm allowing large leaps in the search space while the temperature is high, which then become more and more restricted as the temperature cools down. The Simulated Annealing process is similarly affected by the limits of the Genetic Algorithm in regards to the problem's constraints, and the same cost penalizations are considered to address the situation.

5.2.4.3 Linear Programming

Optimization through linear programming is based on both objective functions and constraints modelled using linear equations, as used by Sebti et al. (2015) on previous work done for the same case study presented here. The subject has its roots in Fourier's work on linear inequalities. As the constraints determine the limits of the region of search space containing feasible solutions, the global optimum is the maximum point located at the limit of this area. Though the fitness of the solutions is somewhat limited by using a linear model, the problems of local optima are avoided, and computational requirements are significantly lower than those of non-linear models (Vanderbei 2001).

In this study, the LINGO software (developed by LINDO Systems Inc.) was used for developing and solving the optimization program. The software's language of mathematical modelling was conceived to allow the formulation of problems using various approaches for linear, non-linear, and integer programming (Linus 2015).

The optimization process is not cyclical as with previous methods presented due to the fact that a global optimum is obtained simply at the limits of the feasible solution space. The watershed model is inputted directly into the linear programming algorithm to obtain the optimal solution. Due to the fact that this method only accepts solutions that meet all the constraints, no cost penalization is needed.

However, since Linear Programming requires the use of linear equations, the continuity equations presented for the previous optimization methods are not applicable. Therefore, another model has to be used to estimate peak flow entering into sewer pipes after a specific BMP has been implemented. The hydrological model used was presented by Sebti et al. (2014), based on the Improved Rational Hydrograph method (IRH) proposed by Crobeddu et al. (2007). Different areas are classified as Impervious Surfaces Directly Drained (ISDD), Permeable Surfaces (PS) or Impervious Surfaces Indirectly Drained (ISID). The model provides a peak flow value for a specific basin, as shown in Equation 5.10:

$$Q = KIS^{IMP} + K(I - f)(A - S^{IMP}) \quad (5.10)$$

Where:

K is a conversion factor (equal to 1/360 in the International System),

S^{IMP} is the area of ISDD (ha),

A is the watershed area (ha),

I is the rainfall intensity (mm/h), and

f is the average infiltration rate (mm/h).

The runoff from ISDD (like pavement and other structures connected to the drainage system) is obtained from the first term of Equation 5.10, while the second one represents the runoff of PS and ISID (which, by definition, flow through PS). Peak flows can be reduced by replacing part of the ISDD with PS (representing the actual BMP). This replacement will also cause a fraction of the ISDD to flow into the PS, converting it into new ISID, as shown in Figure 5.1. The reduced peak flow is then calculated with Equation 5.11, where the third term represents the runoff generated by the BMP itself:

$$Q = KI(S^{IMP} - S^1 - S^2) + K(I - f)(A - S^{IMP}) + K \left(\left(\frac{S^1 + S^2}{S^1} \right) I - f' - \frac{h}{t_R} \right) S^1 \quad (5.11)$$

Where:

S^1 represents the area (ha) of the ISDD substituted by the BMP;

S^2 represents the ISDD now drained to ;

f' is the BMP infiltration rate (mm/h);

h is the retention depth of the BMP (mm);

t_R is the rain duration (h).

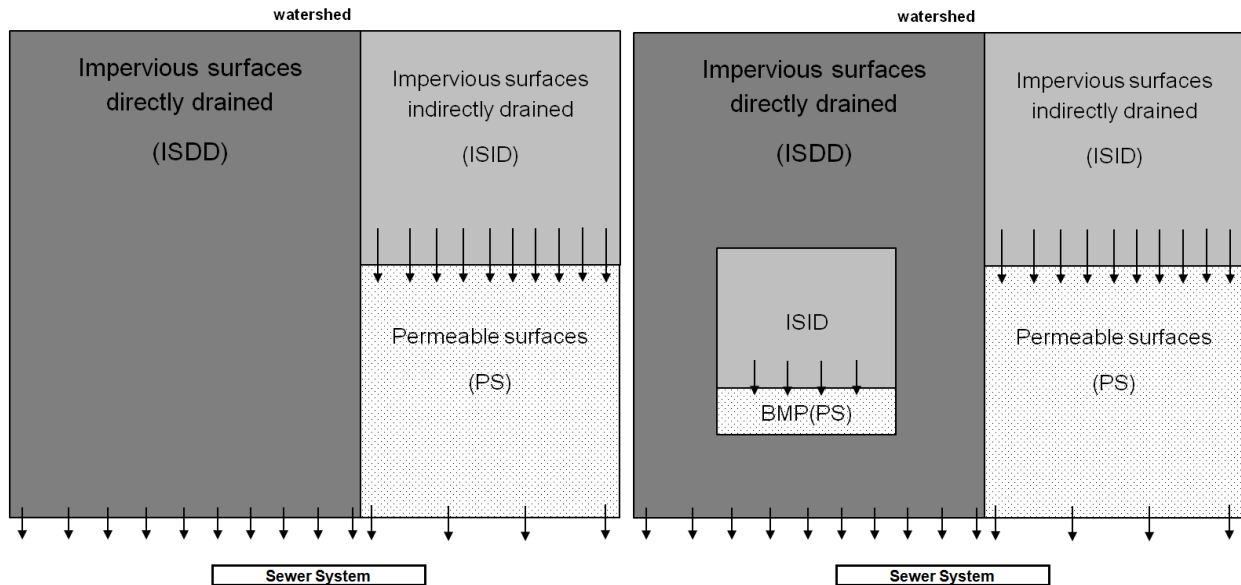


Figure 5.1: Watershed configuration without BMP (left) and with BMP (right)

The flows from each sub-basin were directly added. This overestimates the flow entering downstream pipes by neglecting the effect of hydraulic routing, ensuring the feasibility of the solutions found if evaluating them in a more complex model, such as SWMM.

5.2.5 Case study

5.2.5.1 Network description

The optimization model was applied to an existing urban drainage system in the Greater Montreal Region. The network shows limited hydraulic capacity, resulting in surcharging and flooding well beyond the admissible occurrence frequencies set by the Quebec Ministry of Sustainable Development, Environment and the Fight against Climate Change. As such, the rehabilitation of the network was sought through the implementation of BMPs. The watershed flowing into the drainage system is divided into 16 sub-basins, as shown in Figure 5.2. The main characteristics of the watershed are listed below:

Average Slope: 2%

Total ISDD: 27.3 ha

Total PS + ISID: 33 ha

Interceptor capacity: $0.28 \text{ m}^3/\text{s}$

The infiltration capacity of the watershed was taken from the literature according to the dominant soil type. Nevertheless, it remains an important variable that would need on-site verification (including a sensitivity analysis) in future applications of the methodology.

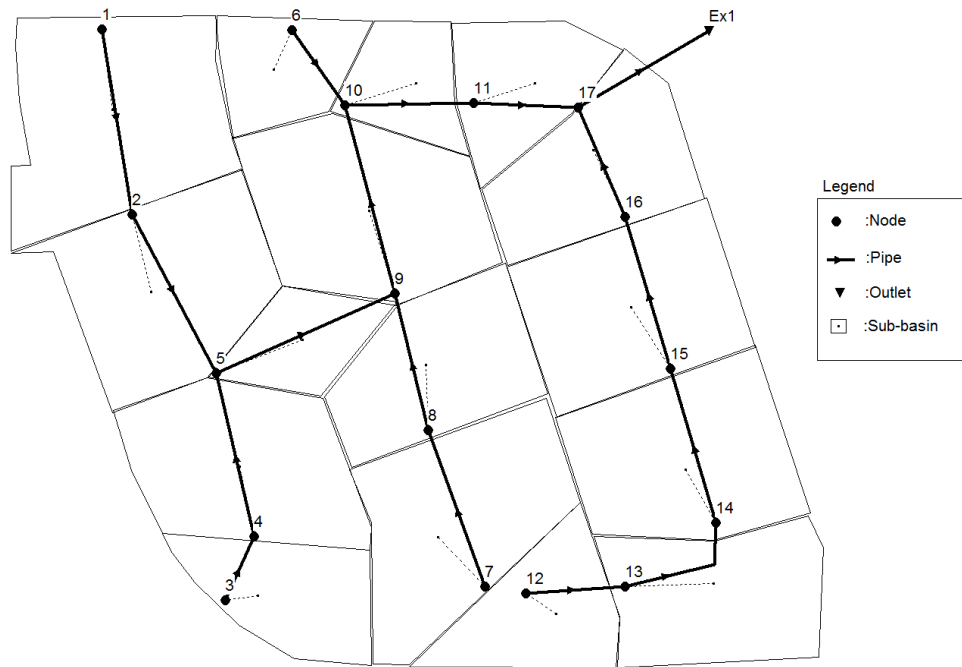


Figure 5.2: Schematic representation of an existing urban drainage system in the Greater Montreal Region

For the purpose of this study, rain gardens, green roofs, retention ponds, and infiltration trenches were the only types of BMPs considered. Concerning the maximum available area for each practice, different locations were selected. The house rooftops were considered as possible areas for green roofs, and the lawns for rain gardens. Infiltration trenches were considered all along the street borders, and retention ponds in some vacant municipal-owned lots. Each unit must also respect sizing constraints, which normally set a minimal size of the BMPs as a percentage of the subcatchment area drained towards the BMP.

The intervention costs and the hydraulic parameters for these four BMPs are summarized in Table 5.1, with values obtained from literature (Gibb et al. 1999; Mailhot et al. 2008; DEP 2006; MDDELCC 2011). The costs shown do not include indirect expenses such as land acquisition,

unforeseen contingencies, or engineering expenses. The lifespan of the four types of BMPs was set at 25 years, with a discount rate of 2%. Further validation of the values presented should be carried out in the future through a detailed study specific for the region.

Table 5-1: BMPs characteristics

BMPs	Initial infiltr. rate (mm/h)	Final infiltr. rate (mm/h)	Decay constant (1/hr)	% of drained area (-)	width (m)	depth (m)	Const. cost (\$/m²)	Annual maint. cost (\$/m²)
Infiltration trench	250	25	4	3%	0,6	1,5	100	20
Green roof	125	6	4	100%	(-)	0	100	1,5
Rain garden	200	12	4	10%	(-)	0,3	30	1,5
Detention pond	0	0	0	3%	(-)	2	40	0,5

The watershed itself was modelled using SWMM5.1, which also served to validate the IRH peak flows by comparing the HPI values from both models, shown in Figure 5.3 for a 10-year return period rainfall lasting 1 hour. The values from Figure 3 show that all pipes are surcharged, as none reach the 100% HPI value, with pipe 14 already overflowing (HPI = 0%). Additionally, it is possible to see that both models provide very similar results, with differences not exceeding 5%. It can be seen that the expected solutions, obtained through the optimization methods, respect the quantitative constraint and, as a result, would show a 100% HPI for the analysed rain event.

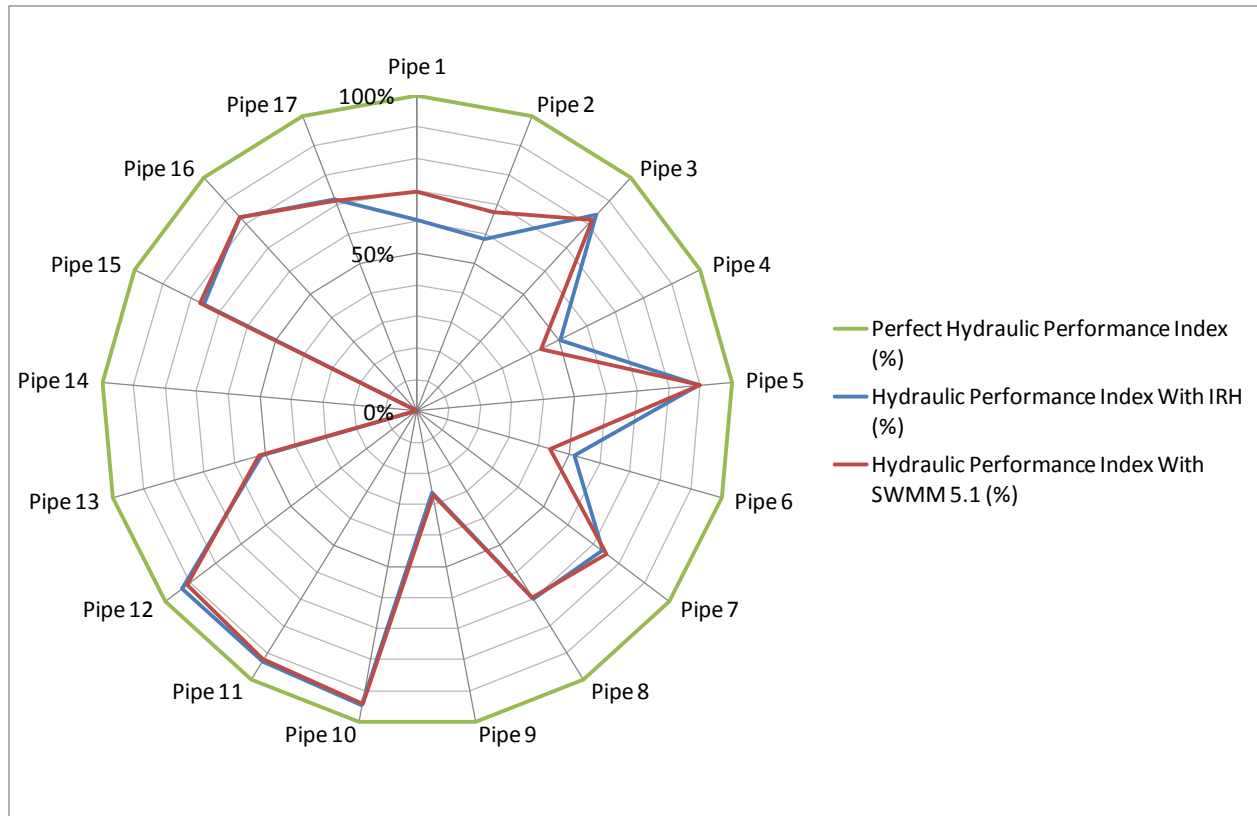


Figure 5.3: HPI values for all pipes (before interventions)

For the water quality control, a different scenario was set for an event of 25 mm over 3 hours, in which the optimization model must obtain a peak flow inferior to the capacity of the interceptor.

5.2.5.2 Optimization results

The three different optimization methods were run separately, with the results shown in Figure 5.4, plotting the evolution of the total intervention capital cost as the optimization algorithms progressed. As mentioned in the previous sections, different parameters for the algorithms are needed to specify how the solutions generated are compared, retained and redeveloped for the following iteration. A number of different setups were explored, observing how the algorithms performed in terms of computational time, final solution and possible obstacles that could make the algorithm freeze. The configurations shown in Table 5.2 yielded the best results.

Table 5-2: GA and SA parameters used

Genetic Algorithm Parameters	Simulated Annealing Parameters
Total number of generations: Unlimited	Initial temperature: 1500
Population size: 250	Annealing function: Fast annealing
Initial population: Upper bound (Maximum area for each BMP in all sub-basin)	Temperature update function: Linear temperature update
Scaling function: Proportional	Reannealing Interval: 100
Selection function: 4 player tournament	
Crossover fraction: 0.8	
Mutation fraction: Uniform (1.5%)	
Crossover function: Scattered	

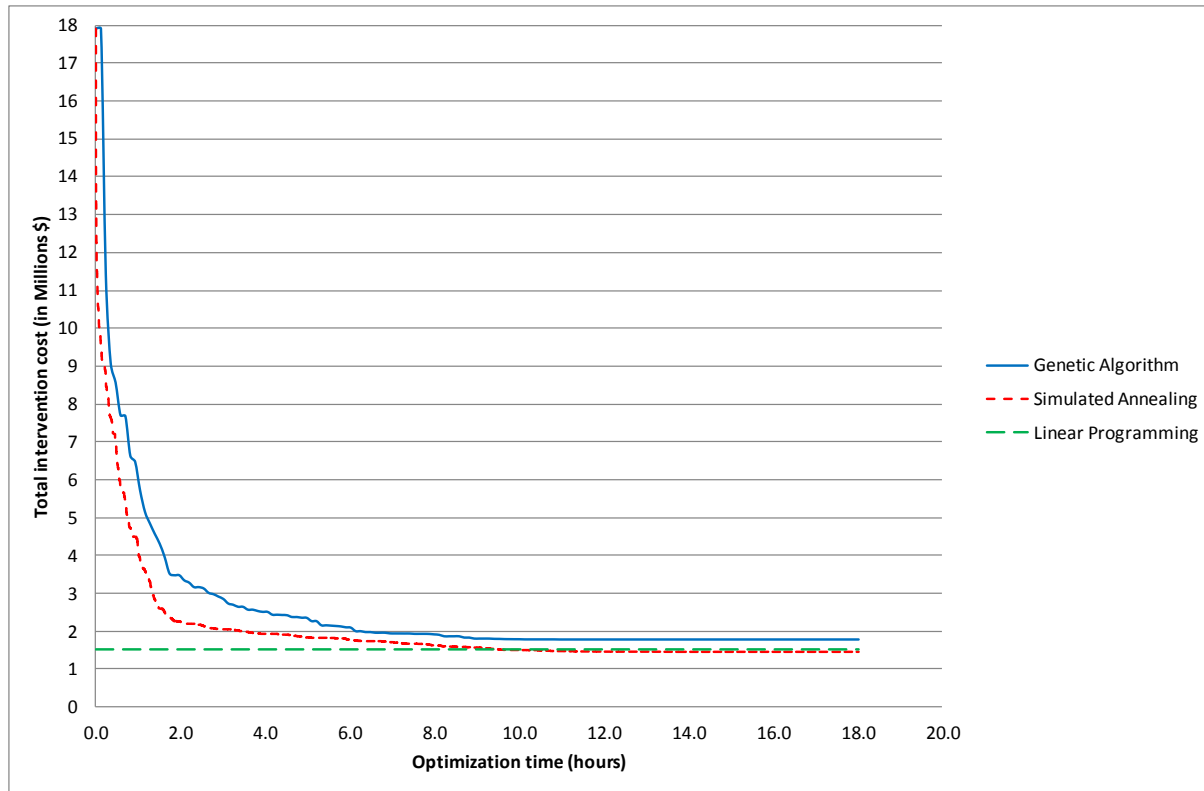


Figure 5.4: Optimization results of LP, SA and GA used independently

Comparing the optimization results, LP provided a global solution almost instantly, and served as a reference point for the other methods. For both SA and GA, it is possible to see how performance increased over time as the respective algorithms continued to improve on the solutions generated, converging to a final solution which respects all model constraints.

The total intervention capital costs were \$1,517,100 for LP, \$1,788,923 for GA, and \$1,445,771 for SA. It is important to point out that despite the fact that LP obtained a global optimum (while GA and SA calculations can freeze at a local optimum), the solution found with this method is not necessarily better than those found with other methods. This can be explained by the fact that LP is limited to using linear equations, which do not represent at best the physical processes being analysed in this case study. For this reason, GA and SA (using the Saint Venant equations in both methods) are able to more accurately represent the watershed's response. Interestingly, and despite the fact that it took 18 hours of computational time, the solution provided by GA was the most expensive one, costing 17.9% more than the one found using LP. This is due to the fact

that the search space was continuous and the solutions being generated by the algorithm were relatively similar between them, with only minor differences in BMP area. This eventually resulted in the algorithm freezing within a search space area, ultimately converging at a local optimum.

On the other hand, SA did provide a better solution than LP, but the improvement was not much significant (only 4.7% cheaper), and it took almost as long as GA, reaching its final solution after 17.18 h. This situation raises the question of the convenience of using a non-linear optimization method when considering the complexity of the models and the computational time required. However, for large-scale projects, a couple of percentage points in cost could mean millions of dollars. As such, it is important to improve the performance of the algorithms as much as possible, ideally obtaining global optimal solutions in the least amount of time.

It is possible to analyse the differences in each method's implementation of BMPs throughout the watershed. Figure 5.5 shows how much of the total area available in each of the sub-basins was used for BMP implementation. It can be seen that the available area for detention ponds was almost fully occupied in all optimization methods. This makes sense as the retention capacity of this BMP contributes greatly to reducing peak flows. A similar pattern can be seen for rain gardens as well, which also contribute to peak flow reduction, but to a lesser degree. Greater variation can be seen for infiltration trenches, which are more expensive despite their performance. On the other hand, green roofs are rarely used. This is to be expected as they present an expensive alternative with limited performance.

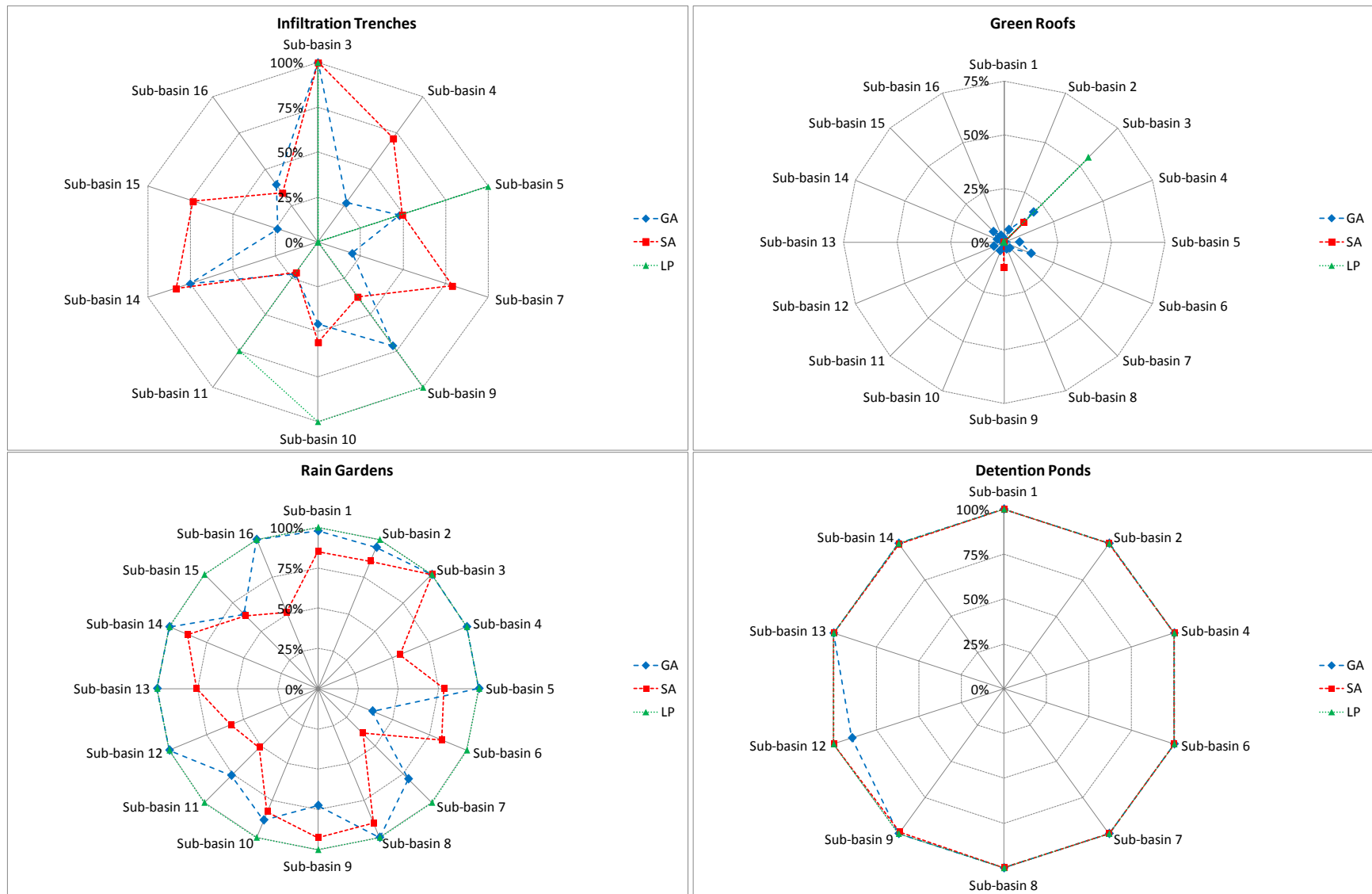


Figure 5.5: Optimization results of the four BMPs implementation throughout the watershed

To explore the idea of improving the solutions obtained with both SA and GA, a second round of optimization was carried out using the LP generated solution as the starting point for the other algorithms. This solution was modelled in SWMM, and the pipe peak flows were compared to those calculated with the IRH model. The values from Figure 5.6 show that both models (IRH and SWMM) provide very similar optimization results and prove the feasibility of the solution.

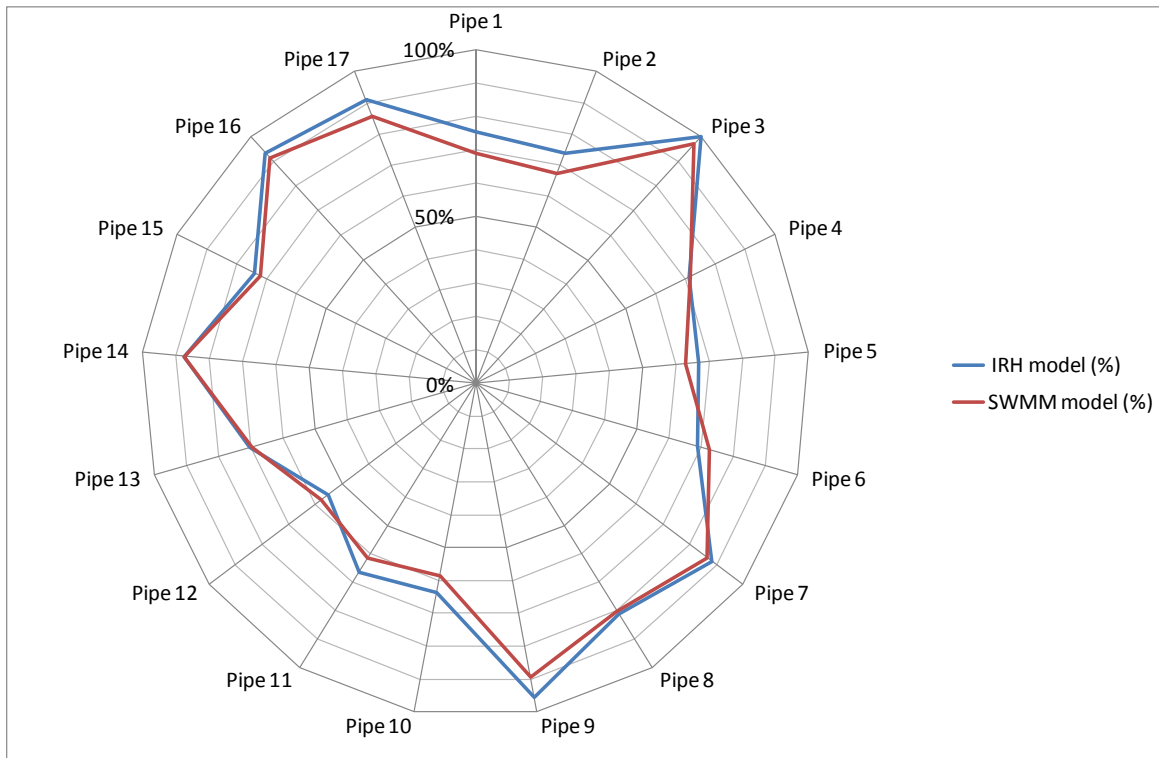


Figure 5.6: Peak flows as percentage of sewer pipe capacity from LP optimization results

The results are shown in Figure 5.7, with GA and SA now providing final solutions of \$1,303,755 and \$1,502,778 respectively. The results for GA showed considerable improvement, now providing a solution 14% cheaper than LP solution, and 27.1% cheaper than the original GA solution. Additionally, the computational time was reduced from 18 hours to slightly less than 10 hours. Actually, a close to final solution was obtained after just 2 hours, but further generations of solutions were needed to verify convergence. This demonstrates how sensitive GA is to the starting point values and the effect of encountering a local minimum.

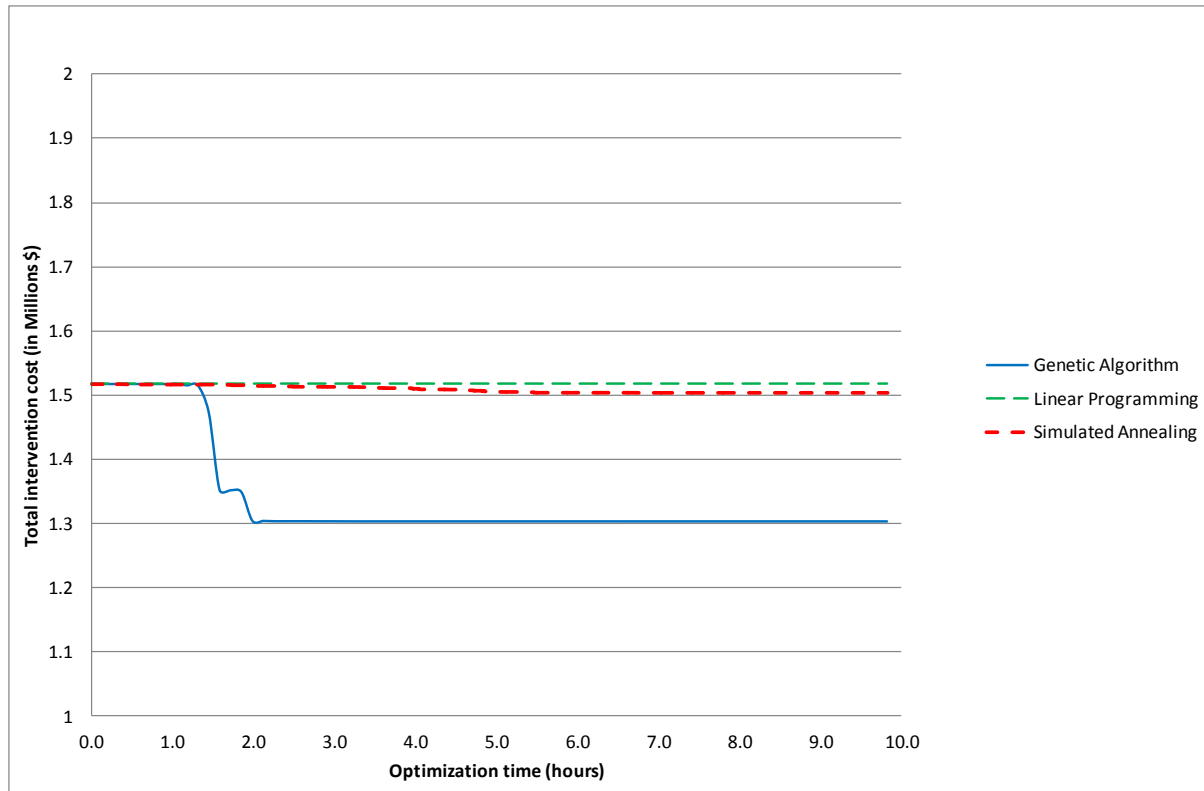


Figure 5.7: Optimization results using LP as the starting point for GA and SA

On the other hand, SA showed only a marginal improvement from the solution provided by LP, with economic savings of only 0.9%. This means that the original solution found with SA alone was actually better, with the new one being 3.9% more expensive. This can be due to the fact that SA is able to leap in and out of different areas of search space areas, making it is less sensitive to the starting point values. As such, the original response was already close to the best the algorithm could provide. However, computational time was also reduced, reaching the final solution in just 6h45min, which is only 40% of the time it took when the algorithm was used independently.

The differences in BMP implementation for the second round are shown in Figure 5.8. Results for GA showed that the new solution used rain gardens in more sub-basin areas, but compensated this increase by reducing the implementation of infiltration trenches and green roofs, which are relatively expensive. On the other hand, SA, though it also reduced infiltration trench area, increased usage of green roofs, which ultimately led to a more expensive solution than the one

previously found. The detention pond implementation, being already an inexpensive BMP that provided high quantitative control, was left relatively unchanged.

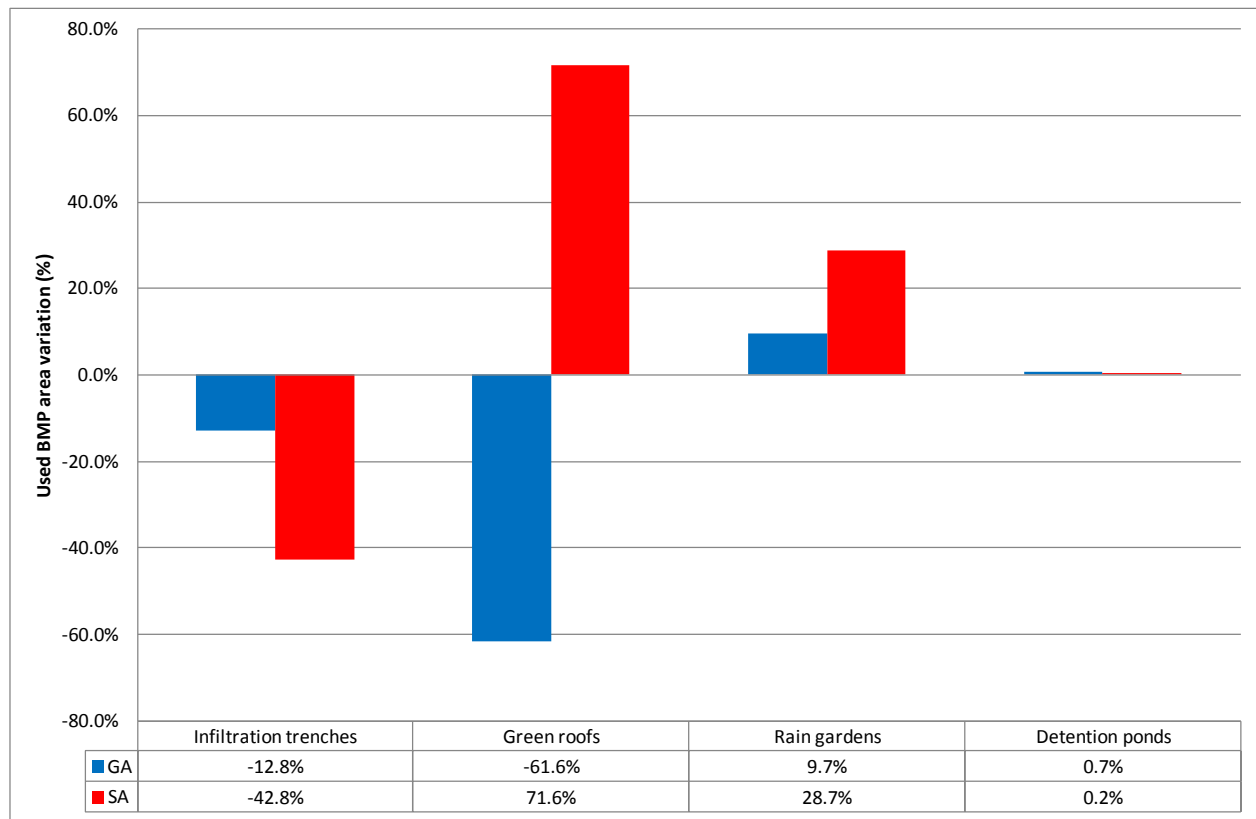


Figure 5.8: Effect on BMP implementation for GA and SA when using LP as starting point

5.2.6 Conclusions

Appropriate management of watersheds requires the optimization of BMP selection and placement. The optimization process seems to require a compromise between the quality of the solution found and the computational time required as a result of model complexity. This paper continued a previous research performed by the authors which analysed the implementation of four different types of BMPs through the use of LP, and expanding the study to include the use of the non-linear methods GA and SA. When starting with the maximum possible BMP area, the improvements of the solution obtained with SA were not significant when compared to the LP approach, while GA provided an even more expensive solution that required a much longer computational time. However, the solution was greatly improved when the results obtained with

LP were used as a starting point for the GA model, also reducing computational times by nearly half. On the other hand, SA showed a decrease in the performance of the solution. The results show that using LP to improve other optimization methods will depend on how sensitive the algorithm is to the starting point values and how easily will algorithmic computations freeze at a local minimum.

Due to the characteristics presented in the case study, both the water quantity and quality constraints were related to different peak-flow limits (pipe capacity and interceptor capacity). However, water quality constraints could also impose particular pollutant loads, for which the removal provided by the different BMPs would need to be considered as well, and could be the subject of further optimization and research opportunities.

Since hydraulic routing becomes more important in larger conduits and flows, the methodology is best suited for smaller basins where this phenomenon can be effectively neglected. Despite being limited to a preconception level, the results provide an interesting overview into the process of optimal BMP placement and dimensions. Further work for this case study should focus on validating the input parameters with as much site-specific information as possible, as well as formally evaluating the feasibility of the implementation of all BMPs considered in the solutions. However, since the method presented in this paper serves as a first approach, there is potential to adapt the model to address other constraints and case-specific requirements in order to provide adequate results.

5.2.7 Acknowledgments

Funding for this research was provided by the Fonds de recherche du Québec - Nature et technologies (FRQNT).

CHAPITRE 6 DISCUSSION GÉNÉRALE

La revue critique de la littérature a montré que l'intégration des pratiques de gestion optimale dans les plans de restructuration des sous-bassins versants permet d'améliorer la qualité des eaux rejetées au milieu récepteur, de réduire les volumes de ruissellement acheminés au réseau et de diminuer les débits de pointe. Appliqué à grande échelle, ce type d'aménagement pourra permettre, dans une certaine mesure, de rapprocher le régime hydrologique du cours d'eau récepteur à ce qu'il était avant urbanisation et, ainsi minimiser les impacts négatifs sur les écosystèmes.

L'optimisation de l'implantation de ces pratiques passe par des outils d'aide à la décision qui combinent des modèles hydrologiques et hydrauliques avec des algorithmes d'optimisation. La nature complexe des modèles utilisés impose le recours à des algorithmes d'optimisation métaheuristiques et évolutionnaires. Ces algorithmes nécessitent des temps de résolution considérables et ne garantissent pas des solutions optimales.

Les techniques d'optimisation classiques, comme la programmation linéaire, n'ont pas souvent été appliquées aux problèmes d'optimisation de l'implantation des PGO. Malgré qu'elles aient le potentiel pour surmonter la limitation imposée par la durée de la résolution, peu de chercheurs les ont utilisées comparativement aux algorithmes génétiques.

L'objectif général de cette thèse a été le développement d'une approche globale pouvant permettre la restructuration des sous-bassins versants dans un contexte d'urbanisation et des changements climatiques. Pour atteindre cet objectif, un modèle a été élaboré pour déterminer la combinaison optimale de PGO à aménager dans un sous-bassin versant pour que les eaux pluviales soient drainées, sans refoulement ni mise en charge, et traitées avant d'être restituées vers les milieux récepteurs.

Dans le chapitre 3 de la thèse (Article 1), une première version du modèle a été proposée. Quatre types de PGO structurales ont été envisagées (Bassin de rétention, les toits verts, des tranchées d'infiltration et les dépressions végétalisées). Cette approche a déterminé l'option à coût minimum pour les contrôles quantitatif et qualitatif (en termes de déversements des eaux polluées en temps de pluie). Un programme d'optimisation a été réalisé, dont la fonction objectif est le coût total de la restructuration des bassins versants. Ce coût est composé de la somme des coûts

totaux associés aux PGO aménagées dans les différents sous-bassins versants. Cette fonction a été soumise à un ensemble de contraintes qui assurent l'élimination des mises en charge, la réduction du risque de déversements pendant les pluies fréquentes et le respect des espaces disponibles pour les PGO.

Ce modèle a été appliqué à un réseau existant dans la grande région de Montréal qui fait face à de nombreux dysfonctionnements. Pour des pluies de conception de récurrence 5 ans et 3 mois, le programme a identifié la meilleure combinaison de bassins de rétention, des tranchées d'infiltration, des dépressions végétalisées et des toits verts pour atteindre les performances ciblées. La linéarité du modèle a assuré l'obtention d'un optimum global (coût minimum).

Dans le chapitre 4 (Article 2), une autre approche a été proposée pour améliorer les performances hydraulique et environnementale des réseaux de drainage combiné, basée sur l'aménagement des pratiques de gestion optimales (PGO). L'approche présentée dans ce chapitre est une amélioration de celle proposée dans la première contribution scientifique. Dans l'article 1, mis à part les bassins de rétention, aucune capacité de rétention n'a été considérée dans la modélisation PGO. L'infiltration est le seul processus qui a été considéré pour la réduction des débits et des volumes de ruissellement. De plus, le modèle hydrologique utilisé suppose, d'une part, que toute la surface tributaire d'une PGO possède les mêmes caractéristiques d'infiltration que la surface de la PGO et, d'autre part, que si un bassin de rétention devait être construit, il recevra tout le ruissellement généré dans le sous-bassin versant. La première hypothèse engendre une sous-estimation des débits par le fait qu'une quantité de pluie est infiltrée dans le sol alors que la capacité d'infiltration de celui-ci ne le permet pas. La deuxième hypothèse accentue cette sous-estimation du débit en considérant que celui-ci sera laminé à l'aide du volume disponible de rétention. L'article 2 propose une nouvelle formulation du modèle hydrologique utilisé pour l'estimation des débits de pointe en présence des PGO. Cette formulation prend en considération la capacité de rétention que pourraient avoir les différentes PGO tout en considérant les caractéristiques réelles de chaque type de surface.

La fonction objectif et les contraintes du modèle d'optimisation ont été adaptées au nouveau modèle hydrologique. Le modèle a été appliqué à un autre réseau dans la grande région de Montréal. Pour une pluie de récurrence 10 ans et une pluie de 25 mm, la résolution du programme d'optimisation a identifié la meilleure combinaison de PGO, constituée des bassins

de rétention, des tranchées d'infiltration, des jardins de pluie et des toits verts. Ces PGO ont permis d'atteindre les performances souhaitées selon deux scénarios. Une comparaison de l'impact des changements climatiques et de l'urbanisation sur les performances du réseau d'égouts a été élaborée. Elle a montré que l'impact de l'urbanisation est plus prononcé que celui des changements climatiques sur les déversements des eaux sans traitement, alors que le niveau d'impact s'inverse pour les mises en charge et les refoulements.

Le chapitre 5 (Article 3) a deux objectifs principaux. Le premier objectif est d'utiliser les méthodes d'optimisation des modèles non linéaires (Algorithme génétique et recuit simulé) pour résoudre le modèle proposé et de comparer leurs résultats avec ceux obtenus par la programmation linéaire. Le deuxième objectif consiste à intégrer la solution obtenue par la programmation linéaire dans le processus d'optimisation de l'algorithme génétique et du recuit simulé afin de réduire davantage le coût total de restructuration et la durée d'optimisation.

Quand toutes les superficies disponibles pour l'aménagement des PGO ont été utilisées comme solution de départ des deux algorithmes (GA et SA), le coût obtenu à la fin de l'optimisation par le recuit simulé est pratiquement égal à celui trouvé par la programmation linéaire alors que ces coûts sont largement inférieurs à celui obtenu par l'algorithme génétique. Il faut aussi noter que le temps de calcul nécessaire pour la résolution du modèle à l'aide de l'algorithme génétique et du recuit simulé est de l'ordre de 18 heures alors que celui de la programmation linéaire est de moins d'une seconde.

Quand la combinaison des PGO obtenue par la programmation linéaire est prise comme solution de départ de l'algorithme génétique et du recuit simulé, le coût obtenu après optimisation a été nettement réduit (27.1%). De plus, le temps de calcul est diminué de moitié.

CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

7.1 Conclusions générales

Les réseaux de drainage urbain manifestent des défaillances hydrauliques et environnementales reliées à leur incapacité de drainer les débits de conception sans refoulement et sans déversement des eaux polluées dans les milieux récepteurs. L'objectif général de cette thèse a été le développement d'une approche globale qui permet la restructuration des sous-bassins versants dans un contexte d'urbanisation et des changements climatiques. Pour atteindre cet objectif, nous avons élaboré un modèle qui permet de déterminer la combinaison optimale de PGO à aménager dans un sous-bassin versant pour que les eaux pluviales soient drainées sans refoulements ni mises en charge et soient traitées avant d'être restituées vers les milieux récepteurs. Les travaux réalisés ont permis de dégager les conclusions suivantes :

- La rétention améliore le comportement hydraulique de la conduite située directement en aval ainsi que de toutes les conduites qui suivent, mais contribue moins à l'élimination des charges polluantes, et n'affecte pas les volumes de ruissellement. En revanche, les PGO basées sur l'infiltration contribuent à la réduction des débits de pointe et les volumes de ruissellement, le traitement des eaux de ruissellement et la recharge des nappes souterraines. Ces résultats confirment l'intérêt de l'intégration de PGO dans les plans de restructuration des bassins versants pour une gestion des eaux pluviales quantitative et qualitative optimale. En outre, ils ont souligné la contribution de PGO comme mesures d'adaptation pour faire face aux effets négatifs de l'usure des réseaux, de l'urbanisation et des changements climatiques.
- La prise en compte simultanée des pluies de conception du contrôle quantitatif (récurrence 5 ou 10 ans) et du contrôle qualitatif (hauteur de 25 mm) dans le même modèle permet de trouver une solution globale à deux objectifs conflictuels.
- Une gestion intégrée des bassins versants nécessite des modèles d'optimisation capables de déterminer la nature et l'emplacement des PGO. Le processus d'optimisation itératif semble exiger un compromis entre la qualité de la solution trouvée et le temps de calcul nécessaire à l'optimisation.

- La programmation linéaire présente une excellente alternative aux algorithmes d'optimisations métaheuristiques et évolutionnaires pour déterminer la combinaison optimale des PGO à aménager, surtout dans les phases préliminaires de conception.
- L'intégration des solutions obtenues par la programmation linéaire dans le processus d'optimisation des autres algorithmes peut sensiblement améliorer la qualité des solutions et de réduire les temps de calcul, même dans les phases avancées de la conception.

7.2 Contributions scientifiques

7.2.1 Articles acceptés ou publiés dans des revues avec comité de lecture

- Sebti. A, Carvallo A. M., Fuamba. M, Bennis. S (2016). «Improving non-linear optimization algorithms for BMP selection and placement in a combined sewer system» Journal of Water Resources Planning and Management. (Accepté le 09 février 2016)
- Sebti. A, Fuamba. M, Bennis. S (2015). «Optimization model for BMP selection and placement in a combined sewer» Journal of Water Resources Planning and Management. (Accepté le 22 Septembre 2015)
- Sebti. A, Bennis. S, Fuamba. M (2014). «Optimization of the restructuring cost of an urban drainage network» Urban Water Journal DOI: 10.1080/1573062X.2014.9239 18
- *Sebti. A, Bennis. S, Fuamba. M (2013). «Cost Optimization of Hydraulic and Structural Rehabilitation of Urban Drainage Network» Journal of Infrastructure Systems 10.1061/(ASCE)IS.1943-555X.0000180

*N.B: Bien que l'article ne fasse pas partie de la thèse et contient en grande partie les travaux réalisés pendant ma maîtrise, il a contribué dans l'avancement de mes travaux doctoraux.

7.2.2 Autres contributions avec comité de lecture

- Sebti, A., Bennis. S, Fuamba. M (2014). Optimization model for BMP selection and placement in an urban drainage network. World Environmental & Water Resources Congress. Portland, Oregon, USA. 1-5 Juin

- Sebti, A., Bennis. S, Fuamba. M (2013). Optimisation des coûts d'implantation des Pratiques de gestion optimales (PGO). Colloque sur le drainage urbain et la gestion des eaux pluviales. Longueuil, Québec, Canada. 26 Septembre
- Sebti, A., Bennis. S., Fuamba. M (2013). Utilisation des PGO comme mesures d'adaptation aux changements climatiques. Colloque sur la recherche hydrologique au Québec. Québec, QC, Canada. 25-26 Avril

7.3 Recommandations

En raison des caractéristiques liées à l'étude de cas, les contraintes de qualité sont liées aux débits de pointe issus d'une pluie de 25 mm qui doivent respecter la capacité d'interception. Cependant, les contraintes de qualité de l'eau pourraient également imposer la réduction des charges de polluants particuliers et dès lors, utiliser la capacité d'enlèvement de polluants des différentes PGO. Il est dès lors possible d'adapter le modèle pour aborder d'autres contraintes et exigences spécifiques à chaque étude de cas, afin de fournir des résultats adéquats.

Du moment que le laminage hydraulique devient plus important dans des réseaux avec de longues et de grandes conduites, la méthodologie proposée est mieux adaptée pour des petits bassins où ce phénomène peut être négligé.

Malgré que la résolution du modèle proposé soit destinée au niveau de la préconception, les résultats donnent un aperçu global et réaliste sur la nature et l'emplacement des différentes PGO, à coût optimal, à l'échelle du bassin versant. Des mesures sur le terrain pour l'évaluation des paramètres d'entrée du modèle (hydrauliques et hydrologiques) et des analyses de sensibilité amélioreront grandement la qualité et la faisabilité des solutions.

L'intégration d'autres préoccupations relatives à l'abattement des concentrations de polluants, au contrôle de l'érosion des cours d'eau et au contrôle de la recharge de la nappe phréatique pour protéger les eaux souterraines et le soutien des débits d'étiage dans les modèles de gestion intégrée des eaux pluviales peut orienter les futures études.

BIBLIOGRAPHIE

Ackerman, D., Stein, E. D. (2008). Evaluating the effectiveness of best management practices using dynamic modeling. *Journal of Environmental Engineering*, 134, 628–639.

Alminagorta, O., Tesfatsion, B., Rosenberg, D., Neilson, B. (2013) Simple optimization method to determine best management practices to reduce phosphorus loading in echo reservoir, Utah. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 139(1), 122-125.

Arabi, M., Govindaraju, R. S., and Hantush, M. M. (2006). “Cost-effective allocation of watershed management practices using a genetic algorithm.” *Water Resour. Res.*, 42(10), W10429.

Artita, K.S., Kaini, P., Nicklow, J.W. 2013. Examining the Possibilities: Generating Alternative Watershed-Scale BMP Designs with Evolutionary Algorithms. *Water Resources Management*, 27(11), 3849-3863.

ASCE/WEF (1998). Urban Runoff Quality Management : Manual of Practice No. 23 Manual and Report on Engineering Practice No. 87. Alexandria et Reston, (Virginie).

Avellaneda, P., Ballestro, T., Roseen, R., Houle, J. (2010). Modeling urban storm-water quality treatment: model development and application to a surface sand filter. *Journal of Environmental Engineering*, 136, 68–77.

Ayadi, R., 2010. *Pratiques de gestion optimale (PGO) dans la gestion des eaux pluviales : Best management practices (BMP) in the stormwater management*. Thesis (M.Sc.). École de technologie supérieure.

Azeez, K., Zayed, T., Ammar, M. (2013). Fuzzy- versus simulation-based life-cycle cost for sewer rehabilitation alternatives. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 27(5), 656-665

Bean, E. Z., Hunt, W. F., and Bidelsbach, D. A. (2007). “Evaluation of four permeable pavement sites in eastern North Carolina for runoff reduction and water quality impacts.” *J. Irrig. Drain. Eng.*, 133(6), 583–592.

Bennis, S., 2007. *Hydraulique et hydrologie : Hydraulic and Hydrology*. 2de ed. Montreal: Presses de l'université du Québec.

Bennis, S., Bengassem, J. and Lamarre, P., 2003. Hydraulic performance index of a sewer network. *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(7), 504-510.

Boucher, I., 2010. *La gestion durable des eaux de pluie, Guide des bonnes pratiques sur la planification territoriale et le développement durable : Sustainable stormwater management, Good Practice Guide on territorial planning and sustainable development. The Ministry of Municipal Affairs, Regions and Land Occupancy*, coll. "Territorial planning and sustainable development".

Breyse, D., Vasconcelos, E., Schoefs, F. 2007. Management strategies and improvement of performance of sewernetworks, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 22(7), 462–77.

Cahill, T. H. (2012). *Low impact development and sustainable stormwater management*, Wiley, Hoboken, New Jersey.

Cai, W., Ewing, D. J., and Ma, L. (2008). “Application of simulated annealing for multispectral tomography.” *Comput Phys Commun*, 179(4), 250-255.

Caraco, D. and R. Claytor (1997). *Stormwater BMP Design Supplement of Cold Climates*, Ellicott City (Maryland), Center for Watershed Protection.

Centre d’expertise hydrique du Québec (CEHQ) (2015). *Atlas hydroclimatique du Québec méridional – Impact des changements climatiques sur les régimes de crue, d’étéage et d’hydraulicité à l’horizon 2050*. Québec, 81 p.

Chen, L., Qiu, J., Wei, G., and Shen, Z. (2015). “A preference-based multi-objective model for the optimization of best management practices.” *J. Hydrol.*, 520, 356-366.

Chocat, B., 1997. *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement : Urban hydrology and sanitation encyclopaedia*. Paris : Lavoisier.

- Chocat, B., 2008. État de l'art sur la gestion urbaine des eaux pluviales et leur valorisation : State of the art on urban stormwater management and recovery. Office International de l'Eau.
- Ciou, S., Kuo, J., Hsieh, P. and Yu, G., 2012. Optimization Model for BMP Placement in a Reservoir Watershed. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 138(8), 736–747.
- Crobeddu, E., Bennis, S. and Rhoulane, S., 2007. Improved rational hydrograph method. *Journal of Hydrology*, 338(1-2), 63-72.
- Curtis, H. (2005). Low impact development technical guidance manual for Puget Sound, puget sound action team, Washington state university pierce, County extension
- Damodaram, C. et Zechman, E. (2013). Simulation-Optimization Approach to Design Low Impact Development for Managing Peak Flow Alterations in Urbanizing Watersheds. *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 139(3), 290–298.
- Delleur, J. W. (1996). “Sewerage rehabilitation.”Proc., NATO Advanced Study Institute on Hydroinformatics in Planning, Design, Operation and Rehabilitation of Sewer Systems.
- DEP (Department of Environmental Protection). (2006). *Stormwater Best Management Practices Manual*, , Document 363-0300-002, Pennsylvania .
- Dion, Y. (2006). Restructuration hydraulique et environnementale des réseaux d'assainissement. Maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 143 p.
- Dridi, L., Parizeau, M., Mailhot, A., Villeneuve, J.-P. (2008), Using evolutionary optimization techniques for scheduling water pipe renewal considering a short planning horizon, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 23(8), 625–35.
- Efta, J. A., and Chung, W. (2014). “Planning Best Management Practices to Reduce Sediment Delivery from Forest Roads Using WEPP: Road Erosion Modeling and Simulated Annealing Optimization.” *Croat. J. For. Eng.*, 35(2), 167-178.
- Elliot, A. H., & Trowsdale, S. A. (2007). A review of models for low impact urban stormwater drainage. *Environmental Modeling and Software*, 22, 394–405.

Elliot, A. H., Trowsdale, S. A., & Wadhwa, S. (2009). Effect of aggregation on on-site storm-water control devices in an urban catchment model. *Journal of Hydrologic Engineering*, 14, 975–983.

FISRWG, Federal Interagency Stream Restoration Working Group. 1998. Stream corridor restoration: Principles, Processes, and Practices, 637 p.

Fragoso, T., da Conceição Cunha, M., and Lobo-Ferreira, J. P. (2009). “Optimal pumping from Palmela water supply wells (Portugal) using simulated annealing.” *Hydrogeol. J.*, 17(8), 1935–1948.

Fletcher TD, Shuster W, Hunt WF, et al (2014) SUDS, LID, BMPs, WSUD and more—the evolution and application of terminology surrounding urban drainage. *Urban Water J* 1–18. doi:10.1080/1573062X.2014.916314, <http://dx.doi.org/10.1080/1573062X.2014.916314>

Fuamba, M., Coulais, C., and Bertrand, H. (2011). An innovative method for selecting efficient Best Management Practices. *12th International Conference on Urban Drainage*, Porto Alegre, Brazil, 11-16 Sep 2011, 8p.

Fuamba, M., T. Walliser, et al. (2010). "Vers une gestion durable et intégrée des eaux pluviales: Application des propositions d'action publique au Québec." *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol : 37, n 2, p.p. 209-223.

Gao, J., Wang, R.S., Huang, J.L., Liu, M., 2015. Application of BMP to urban runoff control using SUSTAIN model: case study in an industrial area. *Ecol. Model.*, 318, 177-183.

Gibb, A., Kelly, H., Schueler, T., Horner, R., Simmler, J. and Knutson J., 1999. Best Management Practices Guide For Stormwater. *Greater Vancouver Sewerage and Drainage District*.

Gitau, M.W., Veith, T.L., Jarrett, A.R. 2006. Watershed level best management practice selection and placement in the Town Brook Watershed, New York. *Journal of the American Water Resources Association*, 42(6), 1565-1581.

Golroo, A., & Tighe, S. L. (2011). Alternative modeling framework for pervious concrete pavement condition analysis. *Construction and Building Materials*, 25, 4043–4051.

Gooré Bi, B. E. (2015). Caractérisation des rejets urbains de temps de pluie (RUTP) et impacts des changements climatiques. Thèse de doctorat en génie, Montréal, École de technologie supérieure, 251 p.

Granger, D., Caradot, N., Cherqui, F. and Chocat, B., 2010. Comment gérer durablement un système de gestion des eaux urbaines ?. *Conférences internationales sur les techniques et stratégies durables pour la gestion des eaux urbaines par temps de pluie*, 27 June – 1 July 2010 Lyon. Lyon : NOVATECH, 10 pages.

GVSDD (Greater Vancouver Sewerage and Drainage District), 1999. Best Management Practices Guide for Stormwater, Vancouver (C.-B.)

He, Z., & Davis, A. P. (2011). Process modeling of storm-water flow in a bioretention cell. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 137(3), 121–131.

InfraGuide, Guide national pour des infrastructures municipales durables (2003). Règle de l’art en matière d’eaux pluviales et eaux usées : Contrôles à la source et sur le terrain des réseaux de drainage municipaux. Un partenariat du Conseil national de recherches Canada et de la Fédération canadienne des municipalités, Ottawa, Ontario.

IPCC. (2014). Climate change 2014: Synthesis report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change (R.K. Pachauri & L.A. Meyer, eds.)

James, M. and Dymond, R., 2012. Bioretention hydrologic performance in an urban stormwater network. *Journal of Hydrologic Engineering*, 17(3), 431-436.

Jia, H., Lu, Y., Yu, S.L., Chen, Y., 2012. Planning of LID-BMPs for urban runoff control: The case of Beijing Olympic Village. *Separation and Purification Technology*, 9 January 2012. Amsterdam: Elsevier, 112-119.

Jia, Y., Culver, T. B. (2006). Robust optimization for total maximum daily load allocations. *Water Resour. Res.*, 42(2), W02412.

Jia, H., Yao, H., Tang, Y., Yu, S. L., Zhen, J. X., & Lu, Y. (2013). "Development of a multi-criteria index ranking system for urban runoff best management practices (BMPs) selection." *Environ. Monit. Assess.*, 185(9), 7915-7933.

Jing, J., Meng, L., and Xu, X. (2013). "The study on convergence and convergence rate of genetic algorithm based on an absorbing markov chain." *Appl. Mech. Mater., Trans Tech Publications*, Clausthal-Zellerfeld, 239-240

Kaini, P., Artita, K. and Nicklow, J.W., 2007. Evaluating optimal detention pond locations at a watershed scale. *2007 World Environmental and Water Resources Congress: Restoring Our Natural Habitat*, 15-19 May 2007 Tampa. Reston: ASCE, 8 pages.

Kaini, P., Artita, K. and Nicklow, J.W., 2008. Designing BMPs at a watershed-scale using SWAT and a genetic algorithm. *World Environmental and Water Resources Congress 2008: Ahupua'a*, 12-16 May 2008 Honolulu. Reston: ASCE.

Kaini, P. , Nicklow, J. and Schoof, J., 2010. Impact of climate change projections and best management practices on river flows and sediment load. *World Environmental and Water Resources Congress 2010: Challenges of Change*, 16-20 May 2010 Providence. Reston: ASCE, 2269-2277.

Keifer, C. J., Chu, H. H. (1957). Synthetic storm pattern for drainage design. *Journal of the Hydraulics Division*, 83(HY4), ASCE, paper 1332, pp 1-25.

Lai, F.H., Zhen, J., Riverson, J., Alvi, K., Shoemaker, L. 2009. Multiple watershed scales approach for placement of best management practices in SUSTAIN. *World Environmental and Water Resources Congress 2009: Great Rivers*, v 342, p 1400-1409

Lennon, K., and Gupton, E. (2014). "Tidal Back River Greening Projects: A Case Study in BMP Placement, Performance & Practice." *Water Without Borders - Proc. World Environ. Water Resour. Congr.*, ASCE , Reston, Va., 22-9.

Limbrunner, J.F., Vogel, R.M., Chapra, S.C, Kirshen, P. (2007). Comparison of linear and non-linear optimization models for storm water and non-point source pollution best management

practice decision support. Restoring Our Natural Habitat - Proceedings of the 2007 World Environmental and Water Resources Congress, 2007, Restoring Our Natural Habitat.

Limbrunner, J.F., Vogel, R., Chapra, S., and Kirshen, P. (2013). Classic Optimization Techniques Applied to Stormwater and Nonpoint Source Pollution Management at the Watershed Scale. *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 139(5), 486–491

Linus, S. (2015). *Optimization Modelling with LINGO*, LINDO Systems Inc. 3rd ed.

Mailhot, A., Bolduc, S., Duchesne, S. and Villeneuve, JP. 2008. *Adaptation aux changements climatiques (CC) en matière de drainage urbain au Québec : Revue de littérature et analyse critique des mesures de contrôle à la source : Adaptation to climate change (CC) on urban drainage in Quebec : Literature review and critical analysis of source control measures*. Institut national de la recherche scientifique, INRS-Eau, Terre et Environnement, Québec. R-972, 158 p.

Mailhot, A., Rivard, G., Duchesne, S., Villeneuve, J.-P. 2006. *Impacts et adaptations liés aux changements climatiques CC en matière de drainage urbain au Québec*. Institut national de la recherche scientifique INRS-Eau, Terre et Environnement, Quebec. Rapport N° R-874.

Mailhot, A., et Duchesne, S. 2010. Design Criteria of Urban Drainage Infrastructures under Climate Change. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 136(2), 201-208.

Mailhot, A., Bolduc, S., Talbot, G., Khedhaouiria, D. 2014. *Gestion des eaux pluviales et changements climatiques*. Institut national de la recherche scientifique INRS-Eau, Terre et Environnement, Quebec. Rapport N° R-1418.

Maringanti, C., Chaubey, I., Arabi, M., 2008. Development of a multi-objective optimization tool for the selection and placement of BMPs for pesticide control. *American Society of Agricultural and Biological Engineers Annual International Meeting 2008*. 29 June – 2 July 2008 Providence. Reston: ASCE, 617-636.

Maringanti, C., Chaubey, I., Arabi, M., & Engel, B. (2011). “Application of a multi-objective optimization method to provide least cost alternatives for NPS pollution control.” *Enviro. Manage.* 48(3), 448-461.

Mays, L.W., 2005. *Water resources engineering*. 2nd Revised edition. New York : John Wiley & Sons Ltd.

McGarity, A. (2012). Storm-Water Investment Strategy Evaluation Model for Impaired Urban Watersheds. *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 138(2), 111–124.

McGarity, A. (2013). Watershed Systems Analysis for Urban Storm-Water Management to Achieve Water Quality Goals. *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 139(5), 464–477.

MDDELCC (Ministère du Développement Durable, de l'Environnement et de la Lutte contre les Changements Climatiques), 2011. *Guide de gestion des eaux pluviales : Stormwater Management Guide*. Québec.

Muleta, M. K. et Nicklow, J. W. P.E., 2005. Decision Support for Watershed Management Using Evolutionary Algorithms. *Journal of Water Resources Planning and Management*. 131(1), 35-44.

MOECC, Ministère de l'environnement et des changements climatiques de l'Ontario. (2003). *Stormwater Management Planning and Design Manual*. Toronto (Ontario).

Najafi, M., Kim, K. O. (2004). Life-cycle-cost comparison of trenchless and conventional open-cut pipeline construction projects. Proc., ASCE Pipeline Division Specialty Congress—Pipeline Engineering and Construction, ASCE, Reston, VA, 635–640.

Palhegyi, G. E. (2010). Modeling and sizing bioretention using flow duration control. *Journal of Hydrologic Engineering*, 15(6), 417–425.

Panagopoulos, Y., Makropoulos, C., Kossida, M., and Mimikou, M. (2014). “Optimal Implementation of Irrigation Practices: Cost-Effective Desertification Action Plan for the Pinios Basin.” *J. Water Resour. Plan. Manag.*, 140(10), 05014005.

Pappas, E. and Huang, C., 2010. Runoff and infiltration dynamics on pervious paver surfaces, Watershed Manage. *Watershed Management Conference 2010: Innovations in Watershed Management under Land Use and Climate Change*. 23-27 Auguste 2010 Madison. Reston: ASCE, 767-773.

Peck, S. W., M. Kuhn, et al. (2001). Design guidelines for green roofs, Canada Mortgage et Housing Corporation, Ontario Association of Architects.

Pennsylvania (2006). *Pennsylvania Stormwater Best Management Practices Manual*, Department of Environmental Protection, Pennsylvania.

Perez-Pedini, C., Limbrunner, J. F., and Vogel, R. M. (2005). Optimal location of infiltration based best management practices for storm water management. *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 131(6), 441–449.

Rivard, G. (1995). Analyses statistiques pour le contrôle des eaux de ruissellement en milieu urbain, Vecteur Environnement, *revue technique de l'AQTE*, Montreal.

Rodriguez, H. G., Popp, J., Maringanti, C., & Chaubey, I. (2011). “Selection and placement of best management practices used to reduce water quality degradation in Lincoln Lake watershed.” *Water Resour. Res.*, 47(1).

Rossman, L. A. (2010). *Storm water management model user's manual, version 5.0: National Risk Management Research Laboratory*, Office of Research and Development., US Environmental Protection Agency.

Sample, D. J., Heaney, J. P., Wright, L. T., and Koustas, R. (2001). Geographic information systems, decision support systems, and urban storm-water management. *J. Water Resour. Plann. Manage.*, 127(3), 155–161.

Schleich, J., et White, D. (1997). Cost minimization of nutrient reduction in watershed management using linear programming. *J. Am. Water Resour. Assoc.*, 33(1), 135–142.

Schueler, T. R. (1987). Controlling urban runoff: a practical manual for planning and designing urban BMPs, Metropolitan Washington Council of Governments.

Sebti, A., 2011. *Optimisation de la réhabilitation hydraulique et structurale d'un réseau de drainage urbain*. Thesis (M.Sc.). École de technologie supérieure.

Sebti, A., et Bennis, S., 2012. Cost-optimization of hydraulic rehabilitation of an Urban drainage network. *Revue des Sciences de l'Eau*, 25(2), 121-137.

Sebti, A., Bennis, S. and Fuamba, M. (2013). “Cost Optimization of Hydraulic and Structural Rehabilitation of Urban Drainage Network.” *J. Infrastruct. Syst.*, 20(3), 04014009.

Sebti, A., Bennis, S., & Fuamba, M. (2014). “Optimization of the restructuring cost of an urban drainage network.” *Urban Water J*, DOI: 10.1080/1573062X.2014.923918.

Sebti, A., Fuamba, M., & Bennis, S. (2015). “Optimization model for BMP selection and placement in a combined sewer.” *J. Water Resour. Plann. Manage.*, . 10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000620 , 04015068.

Semadeni-Davies, A., Hernebring, C., Svensson, G., and Gustafsson, L.G. (2008) The impacts of climate change and urbanisation on drainage in Helsingborg, Sweden: Combined sewer systems. *J. Hydrol.*, 350, 100–113.

Siarry, P. (2014). *Métaheuristiques*. 1^{er}., Eyrolles. 516 p.

Taylor, A.C., and Fletcher, T.D., 2007. Nonstructural urban stormwater quality measures: Building a knowledge base to improve their use. *Environmental Management*, 39(5), 663-677.

Teghem, J. (2003). *Programmation linéaire*, Editions de l'Université de Bruxelles, Paris : Ellipses, 379 p.

TRCA/CVC (2010). *Low Impact Development Stormwater Management Planning and Design Guide*. Downsview and Mississauga: Toronto and Region Conservation Authority (TRCA) and Toronto and Region Conservation Authority (CVC).

UDFCD, Urban Drainage and Flood Control District (1992). *Urban Storm Drainage Criteria Manual, Volume 3 - Best Management Practices*, Drainage and Flood Control District, Denver (Colorado).

USEPA (US Environmental Protection Agency). (2009). *SUSTAIN. A framework for placement of best management practices in urban watersheds to protect water quality*. Office of Research

and Development National Risk Management Research Laboratory-Water Supply and Water Resources Division. EPA-600-R-09-095

USEPA (US Environmental Protection Agency). (2004). The Use of Best Management Practices (BMPs) in Urban Watersheds. Washington, DC: USEPA.

Vanderbei, R. J. (2001). *Linear programming. Foundations and extensions*, International Series in Operations Research & Management Science, 37.

Veith, T.L., Wolfe, M.L., Heatwole, C.D. 2003. Optimization procedure for cost effective BMP placement at a watershed scale. *Journal of the American Water Resources Association*, 39(6), 1331-1343

Villarreal, EL., Semadeni-Davies, A. and Bengtsson, L., 2004. Inner city stormwater control using a combination of best management practices. *Ecological Engineering*, 22(4-5), 279-298.

Weiss, P.T., J.S. Gulliver, et al. (2005). The cost and effectiveness of stormwater management practices, Minnesota Department of Transportation, Research Services Section

Wild, T. B., & Davis, A. P. (2009). Simulation of the performance of a storm-water BMP. *Journal of Environmental Engineering*, 135(12), 1257–1267.

Whitley, D. (1994). “A genetic algorithm tutorial”. *Stat. Comput. (UK)*, 4(2), 65-85.

Zou, R., Riverson, J., Liu, Y., Murphy, R., & Sim, Y. (2015). “Enhanced nonlinearity interval mapping scheme for high-performance simulation-optimization of watershed-scale BMP placement.” *Water Resour. Res. (USA)*, 51(3), 1831-1845.

ANNEXE A – PRATIQUES DE GESTION OPTIMALES

Définition

Dans le domaine du drainage urbain, les pratiques de gestion optimales sont des techniques qui consistent à retenir ou infiltrer les eaux de ruissellement pour atténuer les impacts environnementaux sur le milieu récepteur et réduire l'ampleur des inondations. Ces pratiques de gestion optimales peuvent être structurales ou non structurales. Elles peuvent être appliquées à la source, sur les terrains privés ou publics ou dans le réseau.

Aspects généraux de conception

Pour être efficaces, les PGO doivent être conçues adéquatement en fonction des débits et des charges polluantes. Certains aspects peuvent s'appliquer à plusieurs PGO comme exposé dans les paragraphes suivants.

1.2.1 Prétraitement

La mise en place de mesures de prétraitement en amont des PGO offre de nombreux avantages même si elle est souvent négligée. En effet, le prétraitement permet non seulement la réduction des besoins et des activités de maintenance et d'entretien, mais il contribue considérablement à l'augmentation de la longévité des différents ouvrages (MDDELCC 2011). Un prétraitement est souvent suggéré si le niveau de qualité des eaux pluviales est tel qu'il risque de causer l'obstruction du réseau ou la détérioration de la nappe souterraine (Ayadi 2010). Plusieurs types d'ouvrages peuvent être utilisés pour assurer un prétraitement efficace. Ils peuvent s'utiliser seuls ou en combinaison pour créer une synergie entre les différents types de traitement. En particulier pour des PGO dont l'un des mécanismes essentiels est l'infiltration, il deviendra obligatoire de prévoir des ouvrages de prétraitement. Le tableau 2.1 présente les principales PGO ou certaines de leurs composantes pouvant servir de prétraitement.

Tableau A-1 Composantes pouvant servir de prétraitement
Adapté du MDDELCC (2011)

Composante pour prétraitement	Description
Bandes filtrantes	Bandes de gazon ou de végétation sur lesquelles le ruissellement peut s'écouler lentement avant d'atteindre la PGO.
Fossé engazonné	Canaux engazonnés où les eaux peuvent être traitées avec de faibles vitesses.
Trappe à sédiments	Structure qui maintient une retenue permanente d'eau, réduit les vitesses et décante les particules de plus grandes dimensions.
Séparateurs à vortex	Structures favorisant la décantation ainsi que la collecte des sédiments et de certains polluants.
Systèmes de filtration commerciaux	Systèmes qui filtrent les eaux de ruissellement à travers divers matériaux.
Systèmes de captation dans les puisards	Systèmes insérés dans les puisards qui aident à enlever les sédiments, les débris et les huiles provenant du ruissellement des rues.
Séparateurs d'huile et de sédiments	Systèmes appliqués aux zones où des produits associés aux hydrocarbures sont présents (stations-services, aires de stationnement, aéroports, etc.).

1.2.2 Structure d'entrée et de sortie

Toutes les PGO ont une structure d'entrée et une structure de sortie combinées souvent avec une structure de contrôle pour permettre la limitation des débits de rejet.

Il est important d'envisager, autant pour l'entrée que pour la sortie, la protection contre les débris et le colmatage possible des ouvrages. Des grilles peuvent être utilisées, mais elles nécessitent un suivi adéquat et un nettoyage régulier pour éviter tout problème susceptible de nuire au

fonctionnement de l'ouvrage. Les principales raisons pour utiliser une grille sont (MDDELCC 2011) :

- à l'entrée, pour limiter l'arrivée de débris qui devraient alors être récupérés dans le bassin;
- à la sortie, pour empêcher que des débris viennent bloquer la conduite de sortie ;
- pour prévenir un accès non autorisé et potentiellement dangereux aux conduites d'entrée et de sortie.

1.2.3 Adaptation au climat froid

Avant de mettre en place une PGO, il faut prendre en considération plusieurs éléments qui peuvent aider à adapter la pratique au climat froid. Une étude menée par (Caraco and Claytor 1997) a démontré que les points suivants doivent avoir une attention particulière des concepteurs :

- un surdimensionnement de l'ouvrage de stockage pour tenir compte des effets de la glace et d'une fonte des neiges prolongée avec la pluie ;
- un dimensionnement et un positionnement adéquats des ouvrages d'entrée et de sortie pour éviter l'obstruction ou l'endommagement par la glace ;
- une vidange partielle des bassins au printemps pour éviter des débits hautement chargés en chlorures et autres contaminants ;
- la pente et le diamètre des conduites à l'entrée comme à la sortie doivent au moins être égaux à 1 % et 450 mm respectivement ;
- les entrées submergées ou partiellement submergées devraient être évitées autant que possible.

Contrôle à la source

Le contrôle à la source avec des approches non structurales est un moyen économique qui peut considérablement réduire les impacts des eaux de ruissellement urbain (InfraGuide 2003; MDDELCC 2011). D'une manière générale, ce contrôle est basé sur trois composantes principales (ASCE/WEF 1998) :

- minimiser des impacts négatifs lors de la planification, la conception et la construction des sites ;
- entretenir adéquatement les surfaces imperméables et perméables afin de minimiser l'exposition et la relâche de polluants ;
- éduquer et former les citoyens pour promouvoir une prise de conscience des problèmes potentiels associés au ruissellement urbain et des PGO disponibles pour aider à résoudre ou minimiser ces problèmes.

Parmi les différentes pratiques qui peuvent s'effectuer à la source (InfraGuide 2003) :

- programme d'éducation du public;
- planification de l'aménagement du territoire;
- règlements relatifs aux égouts;
- pratiques de maintenance;
- contrôle des chantiers de construction.

Pratiques optimales au niveau du terrain

1.4.1 Réduction de la pente du terrain

Cette pratique consiste à réduire la pente du terrain de manière à favoriser la rétention de l'eau dans les dépressions du sol et l'infiltration naturelle. Les (MOECC 2003; MDDELCC 2011) recommandent de maintenir une pente d'au moins 2 % à une distance comprise entre deux et quatre mètres du bâtiment, et la niveler à 0,5 % au-delà de cette distance comme schématisé sur la figure A.1.

Il faut cependant noter que ce type d'aménagement n'est pas convenable pour les sols argileux en raison de leur faible taux d'infiltration, qui peut restreindre l'usage du terrain si l'eau reste en surface durant une période prolongée.

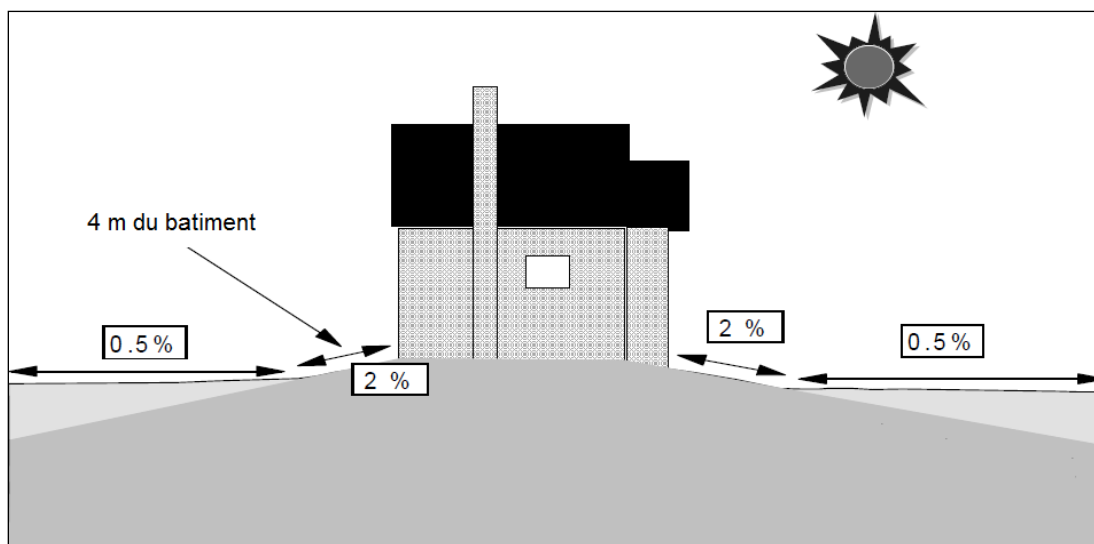


Figure A.1 Pentes des terrains
Adaptée du MOECC (2003)

1.4.2 Stockages sur le toit, en surface ou souterrains

Les toits des bâtiments plats peuvent être utilisés pour stocker les eaux de ruissellement afin de réduire les débits de pointe. Cette technique demande peu de frais supplémentaires lors de la construction, mais ne peut être appliquée que pour les bâtiments industriels et commerciaux ayant des grands toits plats (MOECC 2003). Ces toits peuvent stocker de 50 à 80 mm d'eau selon leur capacité portante pour un temps de rétention variant de 12 à 24 heures. La profondeur maximale avant que l'eau ne s'écoule par les sorties prévues est limitée à 10 mm (MOECC 2003).

L'emmagasinement sur les aires de stationnement est une pratique économique malgré qu'elle nécessite un coût légèrement plus élevé lors de la construction. Elle est généralement utilisée pour des terrains commerciaux assez éloignés des bâtiments. La pente minimale de ces zones ne doit pas être en dessous de 0,5 % et les profondeurs d'accumulation d'eau ne doivent pas dépasser 150 mm pour une durée supérieure à une (1) heure. Pour des aires de stationnement réservées aux chargements et déchargements, cette hauteur peut atteindre 450 mm (Ville de Montréal 2013).

L'emmagasinement dans les conduites de grand diamètre enfouies dans le sol est une autre technique qui permet la réduction du débit de pointe (figure A.2). Elle est généralement plus coûteuse que l'emmagasinement en surface et habituellement utilisée dans les zones où l'espace

est restreint. Le diamètre et la longueur des conduites sont dimensionnés selon le volume nécessaire pour le contrôle des débits de rejet. Le (MDDELCC 2011) recommande une pente d'au moins 0,5 % pour faciliter le drainage. Les conduites doivent être munies de points d'accès pour faciliter l'entretien et des mécanismes de débordement en cas d'urgence.

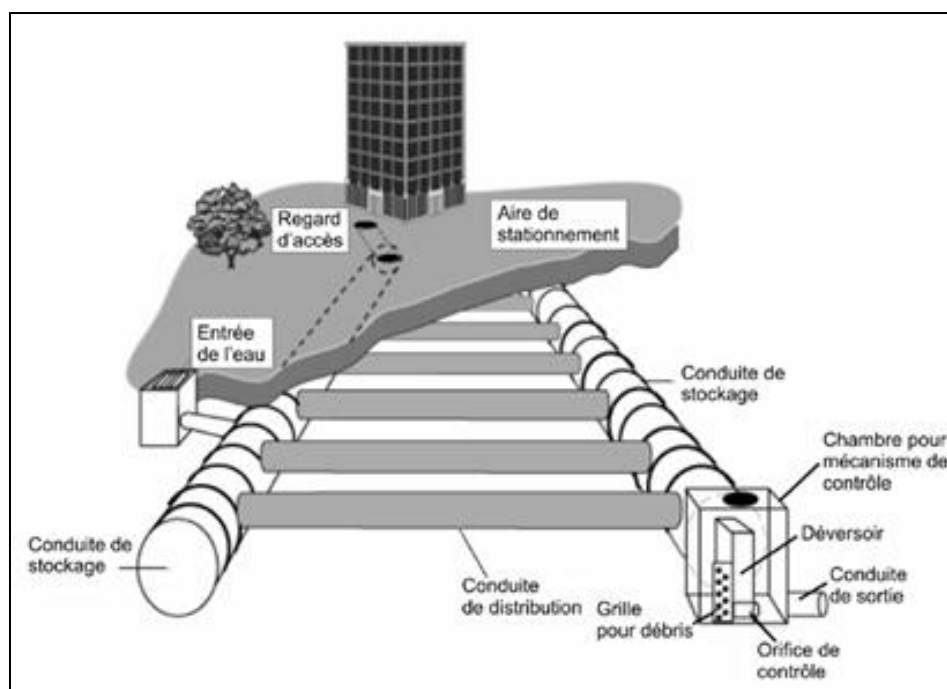


Figure A.2 Exemple schématique d'une rétention avec conduites de grandes dimensions
Tirée du MDDELCC (2011)

1.4.3 Puits d'infiltration sur le terrain

Les puits d'infiltration ont pour objectif l'évacuation directe des eaux pluviales dans le sol. Ils drainent des bassins versants relativement petits comprenant surtout des habitations unifamiliales (Chocat 1997). Cette technique a l'avantage d'être appliquée sur des bassins qui ont subi une forte urbanisation, mais qui ont des capacités importantes d'infiltration dans les couches profondes.

1.4.4 Débranchement des gouttières

Le débranchement des gouttières est une technique assez simple et efficace en plus d'être très économique. Elle consiste à détacher les gouttières du réseau et les diriger vers des surfaces perméables ou des puits d'infiltration.

1.4.5 Réutilisation de l'eau de pluie

La récupération de l'eau de ruissellement provenant des toits peut avoir un effet considérable sur les volumes de ruissellement et les débits générés par les petites pluies. De plus, l'eau récupérée dans des barils (figure A.3) ou des citernes peut être utilisée pour l'irrigation ou l'arrosage des jardins. À titre indicatif, 25 mm de pluie sur un toit de 100 m² peut générer 2,3 m³ de ruissellement (MDDELCC 2011).



Figure A.3 Baril pour le stockage
Tirée du MDDELCC (2011)

1.4.6 Bande de végétation filtrante

Les bandes filtrantes sont des zones à pente douce et avec végétation, qui reçoivent les débits de façon diffuse et avec un écoulement en nappe. Elles sont généralement conçues pour contrôler les

eaux provenant des routes et des petites aires de stationnement (inférieures à 2 ha). L'objectif de la bande est de retarder l'écoulement, de permettre une certaine infiltration et l'enlèvement de sédiments.

1.4.7 Biorétention ou Jardin de pluie

La biorétention est une pratique intégrée de gestion qui utilise les propriétés chimiques, biologiques et physiques des plantes et des sols pour effectuer un contrôle quantitatif et qualitatif (MDDELCC 2011). Elle est généralement appliquée dans le but de reproduire le plus fidèlement possible les conditions hydrologiques naturelles en utilisant l'infiltration, le stockage et la relâche lente des eaux de ruissellement.

Les aires de biorétention (aussi appelées jardins de pluie) sont des dépressions peu profondes avec un aménagement paysager et un mélange de sols et de plantations adaptés aux conditions climatiques pour recevoir les eaux pluviales. Elles sont parfaitement adaptées pour les secteurs très imperméabilisés comme les aires de stationnement, toutefois leur coût de construction est relativement plus élevé que pour d'autres pratiques de gestion optimales.

1.4.8 Toits verts

L'utilisation des toits verts est une vieille pratique utilisée dans plusieurs pays. Les pays froids comme l'Islande et la Scandinavie utilisaient cette technique pour conserver la chaleur des bâtiments alors que pour les pays chauds comme la Tanzanie l'utilisaient pour refroidir leurs foyers (Peck et al. 2001). Toutefois cette technique constitue une innovation relativement récente dans le domaine de la gestion des eaux pluviales, y compris l'amélioration de la qualité de l'eau.

Le toit vert peut se définir comme un espace vert que l'on crée en installant plusieurs couches de substrat de croissance et des plantes sur une couverture traditionnelle. Il ne faut pas confondre cette technologie avec les jardins installés à des endroits accessibles d'un toit-terrasse ou d'une terrasse par l'ajout de pots à fleurs et de jardinières déplaçables. Il existe deux principaux types de toitures vertes (Peck et al. 2001) :

- la toiture verte extensive qui se caractérise par son faible poids, son faible coût d'immobilisation, la faible diversité de végétation et le peu d'entretien;

- la toiture verte intensive, qui est souvent accessible, est dotée quant à elle d'une plus forte épaisseur de terre et d'une plus grande quantité et diversité de végétaux qui demandent davantage d'entretien.

Le tableau A.2 contient les différents avantages et inconvénients des deux types de toitures.

Tableau A-2 Comparaison des systèmes de toits verts
Tiré du MDDELCC (2011)

Toit vert extensif	Toit vert intensif
• substrat mince, peu ou pas d'irrigation; • conditions difficiles pour les plantes; • faible diversité dans le choix de plantes.	• sol profond; • système d'irrigation; • conditions faciles pour les plantes; • grande diversité de plantes; • souvent accessible.

Tableau A-2 Comparaison des systèmes de toits verts
Tiré du MDDELCC (2011) *suite*

Avantages • léger; renforcement de la structure du toit rarement nécessaire; • idéal pour les grandes surfaces; • convient aux toits de 0 à 30 degrés de pente; • faible entretien et longue durée; • systèmes d'irrigation et de drainage spécialisés rarement nécessaires; • expertise technique moins cruciale; • s'intègre bien à des travaux de rénovation; permet une végétation spontanée; • peu onéreux; • apparence plus naturelle; • le service municipal d'urbanisme peut plus facilement l'exiger comme condition à l'autorisation de construire. Inconvénients • efficacité énergétique et rétention des eaux pluviales moindres; • choix plus restreint de plantes; • rarement accessible pour des loisirs ou d'autres fonctions; • peu esthétique, surtout l'hiver.	Avantages • plus grande diversité de plantes et habitats; • bonnes propriétés isolantes; • peut simuler un jardin naturel au sol; • peut être très esthétique; • souvent accessible et permet des fonctions variées : loisirs, espace vert, etc.; • efficacité énergétique et rétention des eaux pluviales supérieures; • durée supérieure de la membrane. Inconvénients • charge supérieure sur le toit; • nécessité de systèmes d'irrigation et de drainage, d'où consommation d'énergie, d'eau et de matériaux; • coûts d'immobilisation et d'entretien supérieurs; • systèmes et expertise plus complexes.
--	---

1.4.9 Blocs ou revêtements perméables

Les revêtements perméables permettent l'infiltration dans des surfaces ayant normalement un coefficient de ruissellement élevé. L'eau peut être interceptée par des drains perforés pour s'acheminer vers un réseau de drainage ou s'infiltrer si les caractéristiques du sol le permettent. Il faut toutefois s'assurer lors de la conception de ces revêtements que leur capacité structurale est adéquate (MDDELCC 2011).

Les sites les plus appropriés pour l'application de cette technique sont les zones à faible circulation.

1.4.10 Séparateurs d'huiles et de sédiments

Les séparateurs d'huile et de sédiments sont une variante du décanteur classique, dont le rôle est de capter les sédiments et de retenir les huiles contenues dans les eaux de ruissellement. C'est un ouvrage de rétention souterrain posé à la place d'un regard traditionnel dans le réseau d'égouts pluviaux (InfraGuide 2003). Ils n'apportent aucun contrôle sur le volume de ruissellement ou la réduction de débit, mais ils sont efficaces pour la réhabilitation environnementale des petits sites urbains où la mise en place de PGO de plus grandes dimensions à la surface du sol n'est pas possible (MDDELCC 2011).

Pratiques de gestion optimales pour le transport des eaux pluviales

1.5.1 Fossé et noue engazonnés (sec)

Les fossés et les noues engazonnés secs sont des fossés conçus pour le transport des débits de conception et le traitement des eaux pluviales. Ils permettent non seulement un certain contrôle des débits de pointe en réduisant les vitesses d'écoulement, mais ils favorisent aussi la recharge de la nappe à travers l'infiltration qu'ils peuvent offrir. Ils nécessitent cependant un entretien régulier pour maintenir leur efficacité de traitement.

1.5.2 Noue avec retenue permanente

Contrairement aux noues sèches, les noues avec retenue permanente n'ont pas de lit filtrant et sont plus larges. Elles sont parfaitement adaptées pour les autoroutes.

1.5.3 Noue avec biorétention

La noue avec biorétention est une noue à laquelle on ajoute des éléments de biorétention pour améliorer la performance du contrôle qualitatif. Elle contient des plantations qui lui permettent une intégration parfaite aux secteurs résidentiels. Toutefois il faut prévoir un système pour l'évacuation des débits plus importants que le débit pour le contrôle de la qualité (MOECC 2003).

1.5.4 Système de conduites perforées

Les conduites perforées sont des systèmes qui permettent l'exfiltration de l'eau tout en la transportant vers l'aval. Ce système permet une réduction assez importante du volume qui peut atteindre 60% (MDDELCC 2011) et réduire les problèmes de mise en charge en aval. Toutefois il faut s'assurer que le sol où seront installées ces conduites est suffisamment perméable. Le guide du Québec considère que les sols ayant un taux d'infiltration supérieur à 15mm/h sont adéquats pour ce type de conduites.

Pratiques de gestion optimale en fin de réseau

1.6.1 Bassin de rétention sans retenue permanente (sec)

Le bassin de rétention sans retenue permanente est un ouvrage d'assainissement destiné au stockage temporaire des eaux urbaines dans le but d'écarter les débits observés lors des fortes pluies (Chocat 1997). Par ailleurs, ce type de bassin contrôle essentiellement les aspects quantitatifs, avec un impact limité sur l'enlèvement des sédiments et des divers polluants.

L'une des principales caractéristiques des bassins de rétention est leur adaptation à tous les types de climats. Il faut toutefois s'assurer que la superficie du sous-bassin tributaire du bassin de rétention est supérieure à environ 5 ha, ce qui permet de ne pas avoir des dimensions trop petites pour les ouvrages de contrôle.

1.6.2 Bassin de rétention avec retenue permanente

Le bassin avec retenue permanente présente un plan d'eau permanent, même lors de périodes sèches de longue durée (Chocat 1997). Il se caractérise par sa grande capacité d'enlèvement des polluants associé au ruissellement urbain. De plus, il peut être agréablement intégré au paysage urbain en rehaussant la valeur esthétique du site où il est instauré.

Le principal inconvénient de ce type d'ouvrage est qu'il nécessite un entretien régulier pour éviter la dégradation de la qualité de l'eau.

1.6.3 Bassin d'infiltration

Le bassin d'infiltration est un type particulier de bassin de rétention qui permet le stockage temporaire des eaux et qui assure l'infiltration dans le sol. Il est généralement placé à l'exutoire du réseau d'assainissement ou disposé en parallèle au réseau où il sera alimenté par des événements pluviaux produisant des débits trop importants pour être évacués par le réseau (Chocat 1997; Ayadi 2010).

Ce type d'ouvrage est semblable au bassin de rétention dans la conception et l'apparence, mais il est adéquat pour les zones dépourvues d'exutoire naturel du moment où il ne nécessite pas de collecteurs en aval. Le coût d'investissement de ces ouvrages, ainsi que les coûts d'exploitation et d'entretien sont faibles par rapport aux autres types d'ouvrages (Ayadi 2010).

1.6.4 Marais artificiels

Les marais artificiels sont des zones de faible profondeur qui offrent des conditions favorables à la croissance de plantes spécifiques. Ces systèmes sont conçus pour maximiser l'enlèvement des polluants afin d'améliorer la qualité des eaux en aval. Ils apportent une touche esthétique à l'environnement où ils sont implémentés sauf qu'ils nécessitent une surface plus grande que d'autres types de PGO et demandent un entretien assez fréquent pour maintenir la végétation face aux différentes fluctuations de débits.

1.6.5 Filtre à sable

Les filtres à sable (sous terre ou en surface) sont des dispositifs de traitement à la sortie de l'émissaire. La filtration consiste à éliminer les particules contenues dans l'eau en la faisant passer à travers un milieu poreux ou perméable (Figure A.4) (MOECC 2003).

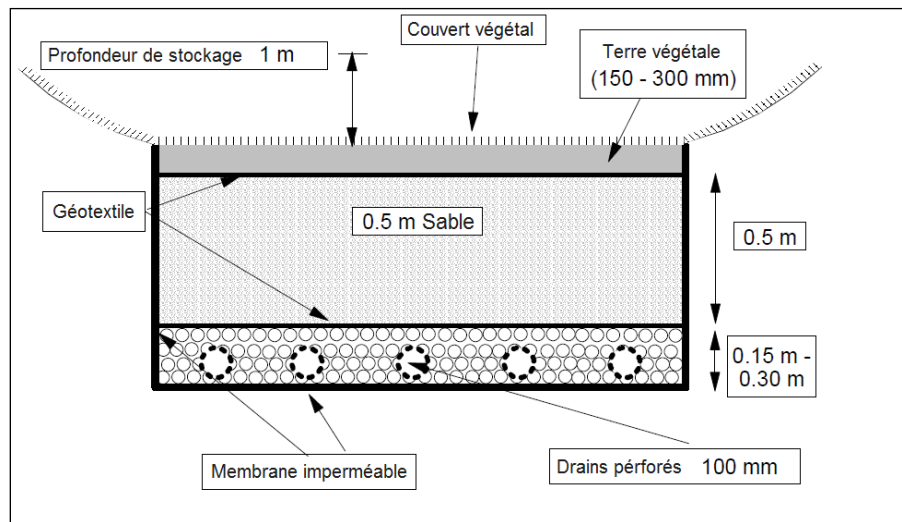


Figure A.4 Filtre à sable de surface
Adaptée du MOECC (2003)

1.6.6 Coûts de construction et d'entretien

L'estimation des coûts de construction et d'entretien des PGO non structurales est très difficile. Pour les PGO structurales, le guide de gestion des eaux pluviales de la Colombie-Britannique présente un exemple d'estimation des coûts de planification, de conception et de construction pour une municipalité de 10.000 ha avec une population de 150.000 habitants. Il estime les coûts de conception et d'élaboration du programme entre \$ 75.000 et \$ 150.000 et les coûts de construction et d'opérations entre 100,000 \$ et 135,000 \$ par année ce qui est relativement peu coûteux par rapport à la mise en œuvre à grande échelle.

1.6.7 Coûts d'acquisition des terrains

Le coût d'acquisition du terrain dépend principalement de la nature de la PGO. À titre d'exemple, un filtre à sable placé en dessous d'un parc de stationnement ne nécessite aucune superficie alors qu'un marrais artificiel conçu pour traiter le même volume de ruissellement exigerait une importante superficie supplémentaire. Le coût dépend aussi de l'emplacement du terrain. Plus on s'éloigne des zones urbaines, plus le coût d'acquisition devient modéré (Weiss et al. 2005).

Compte tenu de la variabilité des coûts des terrains et la variété de PGO qui pourraient être utilisées, l'évaluation du coût se fait selon le cas.

1.6.8 Coût de construction et d'entretien

Le coût de construction inclut généralement l'excavation de masse, les remblais et déblais, le nivellement, les structures, les coûts de matériaux ainsi que les contrôles à mettre en place lors de la construction pour l'érosion et la sédimentation (MDDELCC 2011). Les coûts unitaires relatifs à chaque élément dépendent de la PGO et de la main-d'œuvre locale. Les coûts d'exploitation et d'entretien durant la durée de vie des ouvrages peuvent avoir un impact important sur le choix des PGO. En général, le coût annuel de l'entretien est exprimé en pourcentage du coût de construction. Ce pourcentage peut, pour certains types de PGO, atteindre 180 % (Weiss et al. 2005).

Les tableaux A.2 et A.3 présentent un exemple d'estimation des coûts de construction et de l'entretien de quelques PGO.

Tableau A-3 Coûts de construction et de maintenance des PGO structurales pour un quartier résidentiel de 15 ha
Adapté du GVSDD (1999)

PGO	Equation du coût de construction	Coût de construction	Coût total de construction ¹	Coût annuel de maintenance
Bassin de rétention temporaire avec extension	$11,65(35,31V_t)^{0,78}$	\$ 112 000,00	\$ 151 000,00	\$ 1 100,00
Bassin permanent de rétention	$28,90(35,31V_t)^{0,70}$	\$ 108 000,00	\$ 146 000,00	\$ 4 900,00
Marais aménagé	$34,70(35,31V_t)^{0,70}$	\$ 130 000,00	\$ 176 000,00	\$ 5 900,00
Bassin d'infiltration	$44V_{wq}$	\$ 90 200,00	\$ 122 000,00	\$ 4 500,00
Dépression gazonnée	2000 m linéaire à 50 \$/m linéaire	\$ 100 000,00	\$ 135 000,00	\$ 6 000,00
¹ Coût de construction plus 35% pour les coûts d'ingénierie, contingence, contrôle de sédiments, etc. ² V_{wq} = volume pour la qualité = 2050 m ³ V_t = volume total (V_{wq} + stockage pour le contrôle d'inondation) = 3610 m ³				

Tableau A-4 Coûts de construction et de maintenance des PGO structurales pour un complexe municipal de 2 ha

Adapté du GVSDD (1999)

PGO	Equation du coût de construction	Coût de construction	Coût total de construction ¹	Coûts annuel de maintenance
Système de collecte des eaux de toitures	$132V_{wq} * 0,5$	\$ 27 000,00	\$ 36 500,00	\$ 3 200,00
Biorétention	$8,80(35,31V_{wq})^{0,99}$	\$ 115 800,00	\$ 156 300,00	\$ 7 000,00
Filtre à sable	$280V_{wq}$	\$ 114 800,00	\$ 155 000,00	\$ 13 800,00
Bassin de rétention avec retenue permanente	$28,9(35,31V_t)^{0,70}$	\$ 34 400,00	\$ 46 400,00	\$ 1 500,00
¹ Coût de construction plus 35% pour les coûts d'ingénierie, contingence, contrôle de sédiments, etc. ² V_{wq} = volume pour la qualité = 410 m ³ V_t = volume total (V_{wq} + stockage pour le contrôle d'inondation) = 700 m ³				

ANNEXE B – PLUIE DE CHICAGO

Cette annexe est tirée du guide de gestion des eaux pluviales, publiée en 2011 par le MDDELCC.

Dans la littérature, les types de pluies de projet peuvent être divisés selon deux catégories générales (Rivard 1995) : (1) les pluies obtenues à partir des courbes IDF (intensité-durée-fréquence), avec une distribution temporelle plus ou moins arbitraire; (2) les pluies dont la distribution temporelle est dérivée à partir d'analyses sur des événements pluvieux réels. On retrouve dans la première catégorie la pluie de Chicago (Keifer et Chu, 1957), qui est largement utilisée en Amérique du Nord dans sa forme originale et avec certaines modifications. Dans la deuxième catégorie, qui regroupe entre autres les efforts les plus récents dans ce domaine, on retrouve notamment la pluie SAE du Service Atmosphérique d'Environnement Canada et les pluies du NRCS (anciennement SCS (Soil Conservation Service des États-Unis)).

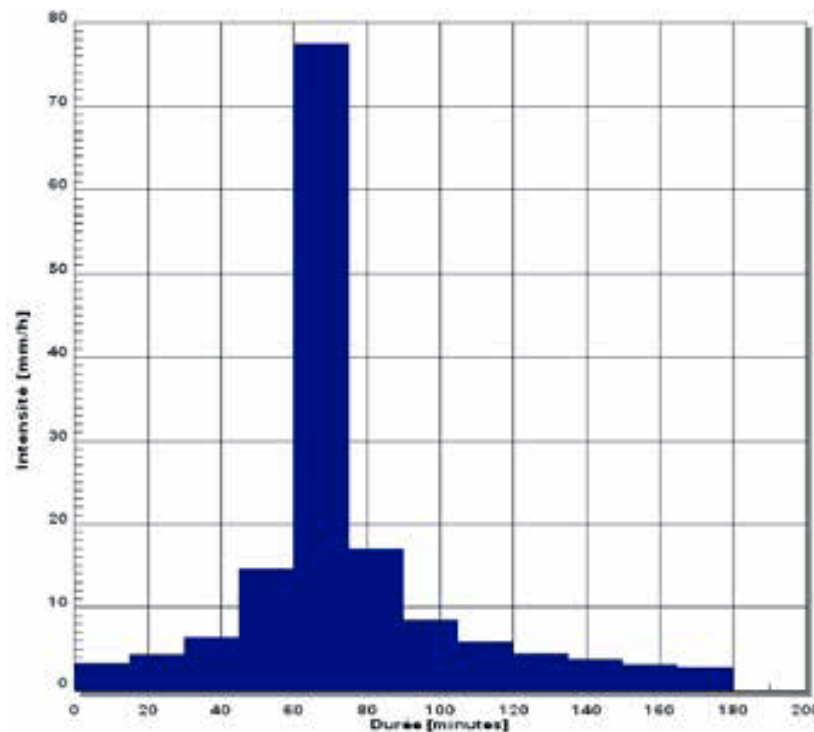


Figure B.1 Exemple de pluie de type Chicago
Tiré du MDDELCC (2011)

L'hypothèse de base pour la dérivation des pluies de Chicago est que chaque point de l'hyétoGramme synthétique est associé à la même période de retour que la pluie totale.

Si une fonction continue est disponible pour représenter une courbe IDF et qu'on intègre sous la fonction pour une durée donnée, on obtient la quantité de pluie totale pour cette durée. Cette quantité de pluie divisée par la durée donne l'intensité moyenne qui est décrite par la fonction représentant la courbe IDF. On doit par ailleurs définir un ratio r qui exprimera le rapport entre la durée avant d'atteindre la pointe et la durée totale ($r = t_{av}/t$). Ce paramètre r est normalement estimé en analysant des pluies réelles.

Au moins deux méthodes ont été proposées pour ce faire (Bandyopadhyay, 1972). Au Canada, on peut se référer aux analyses de Watt et al. (1986) pour des valeurs spécifiques aux différentes régions; pour les régions de Montréal (Dorval) et de Québec, ces auteurs donnent pour des pluies de 60 minutes des durées avant la pointe de 27 et 23 minutes respectivement (soit une valeur de r de 0,45 et 0,38).

La figure B.1 montre la forme typique de l'hyétoGramme ainsi dérivé. L'application des pluies de Chicago discrétisées avec des pas de temps de 5 minutes donne des débits de pointe trop élevés et on utilise plutôt des pas de temps de 10 minutes, ce qui donne des débits de pointe plus réalistes.

La dérivation d'un hyétoGramme de Chicago peut se faire selon les étapes suivantes :

1. Sélection d'une durée pour la pluie de conception;
2. Sélection d'un pas de temps. La pluie de Chicago est reconnue pour donner des pointes élevées si le pas de temps sélectionné est trop petit. On recommande habituellement d'utiliser un pas de temps de 10 minutes (MOE, 1987), bien que cet aspect doive être vérifié en considérant des pluies réelles;
3. Établissement du paramètre r et des constantes de régression a , b et c pour la fonction continue représentant la courbe IDF;
4. Les intensités de pluie sont finalement calculées à l'aide de l'équation exprimant la fonction continue qui aura été utilisée pour reproduire la courbe IDF.

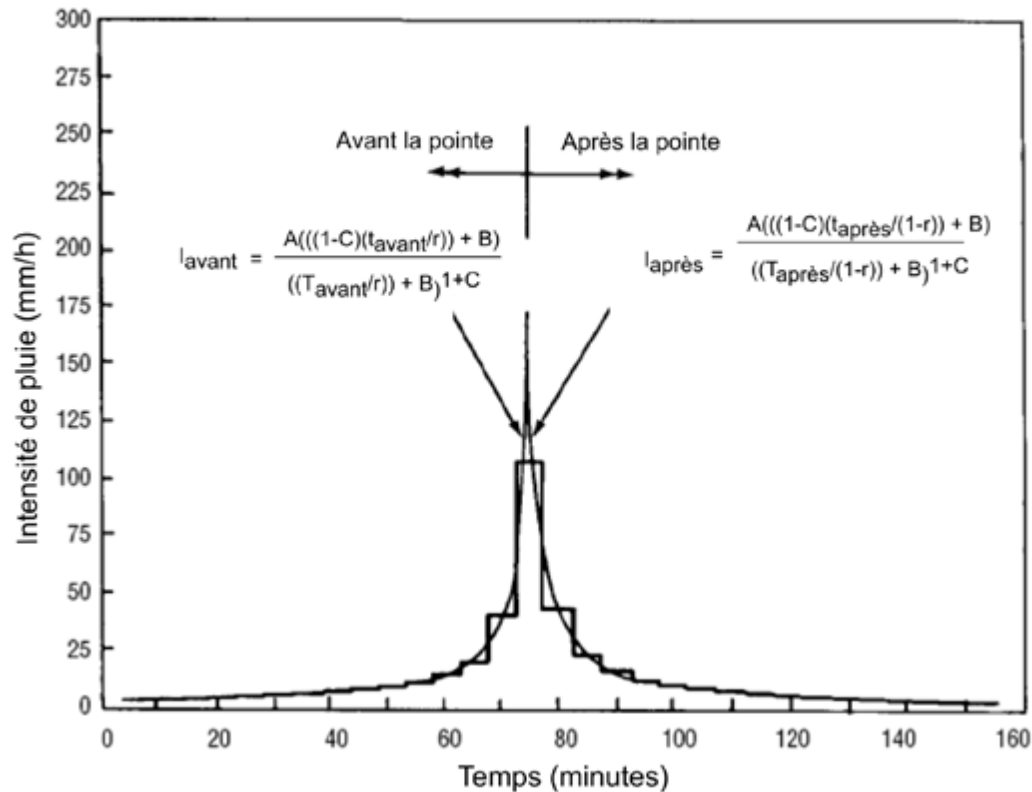


Figure B.2 Distribution temporelle pour la pluie de type Chicago
Tiré du MDDELCC (2011)

L'intensité de pluie pour la pointe de l'hyétoqramme est quant à elle calculée directement à partir de l'équation définissant la courbe IDF (par exemple, avec un pas de temps de 10 minutes, l'intensité maximale pour l'hyétoqramme est celle provenant de la courbe IDF pour une durée de 10 minutes).

Une fois établie l'intensité maximale de l'hyétoqramme, on pourra déterminer les intensités avant et après la pointe, en se référant aux équations présentées à la figure B.2.