UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

# CONCEPTION D'UN JARDIN DE PLUIE : THÉORIE ET ÉTUDE DE CAS

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

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
DÉCEMBRE 2010

© Marie Dugué, 2010.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

**CONCEPTION D'UN JARDIN DE PLUIE : THÉORIE ET CAS PRATIQUE**

présenté par : DUGUÉ Marie
en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées
a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LECLERC Guy, Ph.D., président
M. FUAMBA Musandji, Ph.D., membre et directeur de recherche
Mme DAGENAIS Danielle, Ph.D., membre

# REMERCIEMENTS

Je remercie les différents intervenants sans qui le projet pilote n'aurait pu avoir lieu incluant le client Corin Flood représentant de Mountain Equipment Coop, l'architecte Vouli Mamfredis de Studio MMA, l'ingénieur mécanique Roland Charneux de PMA et l'entrepreneur Michael Sciotto de Broccolini.

Je remercie aussi les compagnies Mueller et HG Environnement qui nous ont supportées en donnant les vannes et le substrat pour l'étude de cas.

Ensuite, l'École Polytechnique qui a mandaté un technicien pour le suivi expérimental. Le manque de financement ne nous a pas permis Puis la société québécoise de phytotechnologie, l'association des ressources hydriques et l'ordre des ingénieurs – division plein sud qui nous ont permis de présenter l'étude de cas lors de conférences.

Finalement, je dois souligner particulièrement le support constant et indéfectible de ma compagnie et employeur VINCI CONSULTANTS, qui m'a fourni ressources, énergie, temps, support moral et m'a donné toute sa confiance tout au long de cette aventure. Sans eux ce projet de maîtrise n'aurait pas ce petit côté pratique, et combien réaliste, puisqu'il a débouché sur la construction de plusieurs projets de stationnements verts au Québec et créé une sensibilisation de plusieurs milieux au rôle essentiel de l'ingénieur civil pour la mise en place adéquate de meilleures pratiques de gestion des eaux pluviales au Québec. L'eau est une ressource essentielle, nous devons en prendre soin.

# RÉSUMÉ

La gestion des eaux pluviales en milieu urbain peut entrainer des dégradations sur l'environnement. L'infiltration de la pluie vers la nappe phréatique est limitée par les surfaces imperméables, par conséquent les volumes de ruissellement augmentent fortement à l'exutoire. En parallèle, le parc automobile entraine une pollution des eaux de ruissellement. Autant des huiles et des graisses que des métaux lourds et des sels de déglaçage lors de l'entretien hivernal sont présents dans les eaux de ruissellement.

Ce mémoire se concentre sur la gestion des eaux pluviales à la source. Ce domaine a rapidement évolué au cours des dernières années. Au Québec, des mesures de rétention à la source sont mises en place par la réglementation municipale. Aux États-Unis, des pratiques de gestion optimale (Best Management Practices) sont utilisées pour réduire les débits de pointe, réalimenter la nappe phréatique et traiter les polluants. La biorétention est un ouvrage végétalisé implantée en contrebas d'une surface pavée et qui par filtration verticale permet de répondre à ces trois objectifs.

Le Québec compte peu ou pas d'exemples de biorétention pour la gestion des eaux de ruissellement à la source. Les articles publiés en Norvège semblent néanmoins montrer que la biorétention pourrait s'adapter à un climat froid.

En premier lieu, les stratégies de drainage et rétention décrites dans la réglementation de Saint-Hubert sont résumées sous forme de procédure de dimensionnement. Un exemple est réalisé sur un site. Le drainage est réalisé avec des puisards et des conduites souterraines, tandis que la rétention est réalisée avec une accumulation sur le pavage par-dessus les puisards, dans un bassin de rétention sec et dans des conduites surdimensionnées. En parallèle, les procédures de dimensionnement décrites dans le manuel de Prince Georges University sont détaillées et un exemple est réalisé sur le même site.

Les deux pratiques : conventionnel et biorétention sont par la suite comparées. Le coût d'investissement de la biorétention est environ 2,5 fois moins cher que le système conventionnel. En contrepartie, les coûts d'entretien de la biorétention sont plus importants. On peut prévoir que la biorétention va réduire les volumes de pluie annuels à l'exutoire et traiter les polluants.

Finalement, un suivi expérimental serait requis sur le projet pilote pour confirmer si la biorétention répond aux objectifs visés et pour analyser sa longévité. Un protocole d'essai est décrit dans le dernier chapitre.

# ABSTRACT

Management of stormwater in an urban environment can have harmful effects on the environment. The infiltration of rainfall towards groundwater is limited by impermeable surfaces, leading to increased volumes of runoff water discharged into lakes and streams. In parallel, car traffic causes pollution of city surfaces which in turn adds to the pollutant load of stormwater. Oils, grease and ice-melting salts are highly concentrated in urban stormwater flows.

This thesis focuses on the management of stormwater at the source. This field of study has evolved rapidly over the last few years. In Quebec, techniques of source retention of stormwater are mandated by municipal regulations. In the United States, Best Management Practices are used to reduce the peak outflows, recharge groundwater and treat pollutants. Bioretention areas are vegetated trenches established to receive the stormwater runoff of a paved surface. These structures make it possible to meet these three aims (retention, infiltration, and treatment) by a system of vertical filtration and infiltration. Quebec boasts very few examples of bioretention use for the management of stormwater at the source. Articles published in Norway seem nevertheless to show that bioretention can perform well in a cold climate.

Strategies for drainage and retention described in the regulation of Saint-Hubert are summarized in the form of dimensioning procedures. An example is carried out on a sample site. The project's drainage is carried out with catch basins and underground conduits, while retention is provided through the accumulation of water on the pavement over the catch basins, a dry retention tank and oversized conduits. In parallel, the dimensioning procedures described in the Prince Georges University handbook are detailed and an example is carried out on the same site.

Two practices: conventional and biorétention, are compared thereafter. The capital cost of the bioretention network is approximately 2,5 times less expensive than the conventional system. On the other hand, the maintenance costs of the bioretention installation are more significant. One can predict that the bioretention installation will reduce annual volumes of rain to the discharge system and treat pollutants.

Experimental monitoring would be necessary on the pilot project to confirm if the bioretention fulfills its intended functions and to analyze its longevity. A testing protocol is described in the final chapter.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS ..... iii

RÉSUMÉ ..... iv

ABSTRACT ..... v

LISTE DES TABLEAUX ..... ix

LISTE DES FIGURES ..... xi

LISTE DES ANNEXES ..... xii

LISTE DES SIGLES ET ABBRÉVIATIONS ..... xiii

INTRODUCTION ..... 1

CHAPITRE 1 – IMPACT DE L'URBANISATION SUR LES EAUX DE RUISSELLEMENT ..... 3

1.1 Échelle de bassin versant ..... 3

1.2. Contrôle quantitatif ..... 4

1.3. Contrôle qualitatif ..... 5

1.4. Recharge de la nappe phréatique ..... 7

CHAPITRE 2 – GESTION DES EAUX PLUVIALES À LA SOURCE – CONCEPTION TRADITIONNELLE AU QUÉBEC ..... 12

2.1. Procédure de dimensionnement et exemple ..... 12

2.1.1. Étape 1 – Mesurer la superficie totale des travaux et par type de surface ..... 14

2.1.2. Étape 2 – Définir le coefficient de ruissellement par type de surface ..... 15

2.1.3. Étape 3 – Calculer le coefficient de ruissellement moyen ..... 18

2.1.4. Étape 4 – Définir le nombre de puisard requis ..... 19

2.1.5. Étape 5 – Dessiner le réseau ..... 19

2.1.6. Étape 6 – Calculer le diamètre des conduites ..... 20

2.1.7. Étape 7 - Prévoir un trop plein sécuritaire ..... 22

2.1.8. Étape 8 - Valider le domaine d'application des critères de rétention municipaux ..... 22

2.1.9. Étape 9 - Connaitre le modèle utilisé pour l'intensité de pluie et la fréquence ..... 22

2.1.10. Étape 10 - Connaitre le débit admissible à l'égout municipal pour le bassin versant ..... 24

2.1.11. Étape 11 – Calculer l'intensité de pluie ..... 24

2.1.12. Étape 12 – Calculer le débit de pluie ruisselé ..... 26

2.1.13. Étape 13 – Calculer le volume de pluie ruisselé sur le site ..... 26
2.1.14. Étape 14 – Calculer le volume rejeté à l'égout..... 29
2.1.15. Étape 15 – Calculer le volume de rétention requis ..... 29
2.1.16. Étape 16 - Connaitre les ouvrages de rétention permis..... 31
2.1.17. Étape 17 – Calculer les volumes de rétention disponibles..... 32
2.1.18. Étape 18 - Définir le niveau d'eau maximum ..... 32
2.3. Estimation des coûts de travaux ..... 33

CHAPITRE 3 – PRATIQUES DE GESTION OPTIMALES : DÉFINITION ET OBJECTIFS ..... 38

3.1. Objectifs visés par les PGO ..... 38
3.2. Les différentes pratiques de gestion optimale..... 38

CHAPITRE 4 – L'EFFICACITÉ DE LA BIORÉTENTION ET L'IMPACT D'UN CLIMAT NORDIQUE..... 42

4.1. Efficacité de la biorétention en période tempérée..... 42
4.2. Efficacité en climat froid..... 48

CHAPITRE 5 – CONCEPTION DU PROJET PILOTE: BIORÉTENTION ..... 54

5.1. Étapes de dimensionnement et exemple..... 55
5.1.1. Étape 1 – Mesurer la superficie du bassin versant..... 56
5.1.2. Étape 2 – Calculer le coefficient de ruissellement moyen ..... 56
5.1.3. Étape 3 – Choisir le type de biorétention à utiliser ..... 56
5.1.4. Étape 4 – Choisir un modèle et une fréquence de pluie ..... 56
5.1.5. Étape 6 Étape 5 – Choisir un débit admissible ..... 57
5.1.6. – Calculer le volume de rétention requis ..... 57
5.1.7. Étape 7 – Faire des hypothèses sur les caractéristiques de la biorétention ..... 57
5.1.8. Étape 8 – Choisir un temps de vidange ..... 58
5.1.9. Étape 9 – Calculer le coefficient de perméabilité du substrat ..... 59
5.1.10. Étape 10 – Vérifier les volumes de rétention disponibles..... 61
5.1.11. Étape 11 – Choisir un substrat..... 62
5.2. Analyse de la conception..... 63
5.2.1. Trop plein ..... 63
5.2.2. Drain perforé ..... 64
5.2.3. Géotextile ..... 64
5.2.4. Prétraitement ..... 65

5.2.5. Zone d'accumulation et de traitement ..... 66
5.2.6. Le substrat ..... 66
5.2.7. Choix des végétaux ..... 66
5.3. Estimation ..... 68
CHAPITRE 6 – RÉSULTATS ATTENDUS ET DISCUSSION ..... 73
6.1. Résultats attendus pour la biorétention ..... 73
6.1.1. Réduction des volumes de ruissellement ..... 73
6.1.2. Réduction des nitrates ..... 74
6.1.3. Réduction du phosphore ..... 74
6.1.4. Réduction des sels de déglaçage. ..... 74
6.2. Comparaison de l'efficacité ..... 74
6.3. Comparaison budgétaire ..... 75
6.3.1. Coût de construction ..... 75
6.3.2. Coûts d'entretien ..... 75
6.3.3. Entretien pendant la période d'établissement ..... 76
6.3.4. Entretien régulier ..... 76
6.3.5. Coûts d'entretien ..... 77
CHAPITRE 7 – SUIVI EXPÉRIMENTAL ET PROTOCOLE D'ÉCHANTILLONNAGE ..... 79
7.1. Objectifs du suivi expérimental ..... 79
7.2. Éléments à analyser ..... 80
7.2.1. Analyse du substrat ..... 80
7.2.2. Analyse volumétrique ..... 80
7.2.3. Analyse de l'eau ..... 80
7.2.4. Analyse sur le substrat, paillis et les végétaux ..... 80
7.2.5. Analyse du trop plein ..... 82
7.2.6. Analyse de l'entretien ..... 82
7.3. Protocole d'échantillonnage ..... 82
7.4. Paramètres à tester dans de futurs projets ..... 85
CONCLUSION ..... 87
RÉFÉRENCES ..... 89
ANNEXES ..... 92

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. 1: Cycle hydrologique en fonction de l'utilisation du sol adapté de (Prince Georges's County 1999)..... 5
Tableau 1. 2: Concentration moyenne des polluants dans les eaux de ruissellement urbaines (EPA 2003) 9

Tableau 2. 1: Étapes de travail pour évaluer la rétention requise..... 13
Tableau 2. 2: Superficie du bassin versant par type de surface..... 15
Tableau 2. 3: Coefficient de ruissellement (Ville de Saint-Hubert 2001)..... 18
Tableau 2. 4: Calcul du coefficient de ruissellement moyen du site..... 19
Tableau 2. 5: Intensité de pluie pour des pas de temps de 5 minutes et une durée de 30 minutes (pluie de l'aéroport de St-Hubert, fréquence de 100 ans)..... 25
Tableau 2. 6: Intensité de pluie pour des pas de temps de 5 minutes et une durée de 180 minutes (pluie de l'aéroport de St-Hubert, fréquence de 100 ans)..... 25
Tableau 2. 7: Calcul des débits de ruissellement pour un site (pluie de fréquence 100 ans, Aéroport de St-Hubert)..... 26
Tableau 2. 8: Calcul des volumes de ruissellement pour un site (pluies de fréquence 100 ans, Aéroport de St-Hubert)..... 28
Tableau 2. 9: Calcul des volumes admissibles pour un site..... 29
Tableau 2. 10: Calcul du volume de rétention requis (pluie de fréquence 100 ans, aéroport de St-Hubert)..... 30
Tableau 2. 11: Répertoire des coûts unitaires d'achat et d'installation pour un concept traditionnel..... 35
Tableau 2. 12.: Coût de construction pour le drainage et la rétention du site..... 37

Tableau 4. 1 : Caractéristiques du substrat de trois cellules de biorétention (W. F. Hunt, A.R. Jarrett et al. 2006)..... 44
Tableau 4. 2 : Conditions du substrat pour trois cellules de biorétention (Dietz and Clausen 2005)..... 45
Tableau 4. 3: Performance moyenne de la biorétention (Dietz and Clausen 2005; Hsieh and Davis 2005; W. F. Hunt, A.R. Jarrett et al. 2006; A. P. Davis 2008)..... 48
Tableau 4. 4: Taux d'enlèvement des polluants et réduction du volume de ruissellement en hiver (Muthanna, Viklander et al. 2007)..... 51
Tableau 4. 5: Distribution des métaux dégradés dans la biorétention (Muthanna, Viklander et al. 2007) 51

Tableau 5. 1: procédure de dimensionnement - Drainage et rétention conformément à la réglementation municipale québécoise ..... 55
Tableau 5. 2: Superficie du site par type de surface ..... 56
Tableau 5. 3: Conditions d'implantation de la biorétention (PGCo 2009) ..... 57
Tableau 5. 4. : Caractéristiques du substrat utilisé pour le projet pilote ..... 63
Tableau 5. 5: liste des arbustes implantés pour le projet pilote ..... 67
Tableau 5. 6: Liste des vivaces choisies pout le projet pilote ..... 68
Tableau 5. 7: Répertoire des coûts unitaire d'achat et d'installation pour la biorétention ..... 69
Tableau 5. 8.: Estimation du coût des travaux de la biorétention ..... 71

Tableau 6. 1 : Estimation des coûts de construction pour un projet conventionnel et un projet de biorétention ..... 75
Tableau 6. 2.: Prévision des coûts d'entretien de l'étude de cas (EPA 2003) ..... 77

Tableau 7. 1. : Liste des analyses sur le substrat (Dietz and Clausen 2005; W. F. Hunt, A.R. Jarrett et al. 2006; A. P. Davis 2008) ..... 81
Tableau 7. 2.: Éléments à analyser dans l'eau de ruissellement et traitée ..... 81
Tableau 7. 3. : Comparaison des résultats qualitatifs obtenus sur le projet pilote et les résultats de 5 études scientifiques ((Dietz and Clausen 2005; Hsieh and Davis 2005; W. F. Hunt, A.R. Jarrett et al. 2006; Muthanna, Viklander et al. 2007; A. P. Davis 2008) ..... 85

LISTE DES FIGURES

Figure 1. 1: Comportement quantitatif des eaux de ruissellement selon 4 scénarios de gestion..... 10
Figure 1. 2: Comportement qualitatif des eaux de ruissellement selon 4 scénarios de gestion ..... 10
Figure 1. 3: Recharge de la nappe phréatique selon 4 scénarios de gestion ..... 11

Figure 2. 1 : Vue aérienne du site pilote dans ces conditions existantes..... 14
Figure 2. 2: Séparation des bassins versants sur le site ..... 16
Figure 2. 3: Superficie des bassins versants sur le site..... 17
Figure 2. 4: Réseau de drainage conventionnel pour le site ..... 21
Figure 2. 5: Équation de l'intensité de pluie d'après une pluie de l'aéroport de Saint-Hubert (Ville de Saint-Hubert 2001) ..... 23
Figure 2. 6.: Courbes d'intensité-durée-fréquence, Aéroport de Dorval (Arrondissement de St-Laurent 1993)..... 23
Figure 2. 7b: Position des volumes de rétention retenus sur le site (en coupe)..... 35
Figure 2. 8: Numérotation des éléments du concept traditionnel ..... 36

Figure 3. 1: Croquis de la biorétention (ABT 2003) ..... 40

Figure 5. 1a: Vue en coupe et en plan du projet pilote (coupe) ..... 59
Figure 5. 2b: Vue en coupe et en plan du projet pilote (plan) ..... 60
Figure 5. 3. : Schéma de biorétention pour la loi de Darcy..... 61
Figure 5. 4: Volume de rétention disponible – Étude de cas ..... 62
Figure 5. 5. Bordure arasée – coupe transversale..... 65
Figure 5. 6: Schéma de la biorétention pour fin d'estimation ..... 70

Figure 6. 1: Investissement à long terme biorétention vs. Traditionnel ..... 78

Figure 7. 1.: regard d'échantillonnage des eaux traitées..... 83
Figure 7. 2 : Zone d'échantillonnage ..... 85

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1: Réglementation de la ville de St-Hubert ..... 92

# LISTE DES SIGLES ET ABBRÉVIATIONS

| | |
|---|---|
| DBO | Demande biologique en oxygène |
| DCO | Demande chimique en oxygène |
| MDDEP | Ministère du Développement Durable, de l'Environnement et des Parcs |
| MES | Matières en suspension |
| PEHD | Polyéthylène Haute Densité |
| PGO | Pratiques de gestion optimale |
| TKN | Total Kjeldahl Nitrogen |

# INTRODUCTION

Des ''pratiques de gestion optimales (PGO)'' (FCM and CNRC 2005) sont utilisées pour améliorer la gestion des eaux de ruissellement en milieu urbain. Une de ces pratiques, la biorétention, permet le ralentissement, la filtration et parfois l'infiltration des eaux pluviales. Elle a commencée à être utilisée et documentée dans les années 1980 aux États-Unis (PGCo 2009) (Minnesota 2005). Par contre, peu de pays ont des climats aussi rigoureux que le Québec, les références sont donc limitées. Parmi elles, le plus actif est Muthanna et son équipe de l'université de Throndeim, Norvège. Ses études incluent des recherches sur le comportement hydraulique de la biorétention en climat froid (gestion des pluies sur accumulation de neige) (Muthanna and Thorolfsson 2005; Muthanna 2007) et sur le rabattement des polluants hivernaux, plus nombreux et concentrés qu'en été (Muthanna, Viklander et al. 2007; Muthanna, Viklander et al. 2007). Des études plus générales, sur la percolation d'un substrat gelé peuvent être utilisées pour comprendre l'impact du coefficient de perméabilité d'un substrat sur l'infiltration hivernale (Z.M. Al-Houri, M.E. Barber et al. 2009). Parmi les normes reconnues, The Minnesota Stormwater Manual, 2005 comprend un chapitre sur l'impact des climats froids pour la gestion des eaux de ruissellement. La biorétention est donc un sujet d'actualité mais où il manque encore de résultats pour l'adaptation au Québec.

L'objectif principal de ce mémoire consiste à démontrer que la biorétention est applicable et concurrentielle en milieu urbain québécois par rapport aux pratiques incluant de la rétention uniquement. Dans un second temps, un suivi expérimental sera requis pour analyser et documenter l'atteinte des résultats espérés.

Pour répondre à l'objectif principal, le mémoire devra répondre aux questions suivantes :

- Quels sont les objectifs visés par une gestion idéale des eaux pluviales ? Où en est le Québec ? (chapitre 1)
- Quelles sont les pratiques utilisées au Québec (chapitre 2) ?
- Qu'est ce qu'une pratique de gestion optimale (Chapitre 3)?
- Quels sont les résultats espérés pour la biorétention (Chapitre 4) ?
- Est-ce que la biorétention peut s'appliquer à un climat québécois (Chapitre 4) ?
- Est-ce que la biorétention peut répondre aux exigences réglementaires municipales (débit relâché, temps de rétention en surface) (Chapitre 5);
- Quels sont les résultats quantitatifs et qualitatifs espérés (Chapitre 6)?

- Est-ce que la biorétention est une pratique économique ? À cout terme ? À long terme (Chapitre 6 et 7)?
- Quel est le suivi expérimental requis pour confirmer l'atteinte des objectifs à long terme (Chapitre 7)?

Le premier chapitre explique les différentes échelles de gestion (macroscopique versus microscopique). Le présent mémoire se concentre sur la gestion à la source. Le comportement des eaux de ruissellement en fonction du mode de gestion est comparé. Le second chapitre établit une procédure de dimensionnement pour la gestion des eaux de ruissellement au Québec, d'après une réglementation municipale demandant de la rétention (St-Hubert). Une estimation des coûts d'un exemple est évaluée. Les résultats obtenus permettront une étude comparative avec la biorétention. Le troisième chapitre définit les pratiques de gestion optimales incluant la biorétention et les objectifs visés avec leur intégration. Le quatrième chapitre est une revue de la littérature pour définir le fonctionnement de la biorétention, particulièrement en climat froid. Le cinquième chapitre détaille une procédure de dimensionnement pour la biorétention. L'exemple présenté dans le chapitre 2 est maintenant révisé pour intégrer la biorétention. Une estimation des coûts est réalisée. Le sixième chapitre pose les résultats espérés pour la biorétention d'un point de vue quantitatif et qualitatif en fonction de la revue bibliographique. Par la suite, les deux pratiques: traditionnelle et biorétention sont comparées en fonction des résultats espérés, des coûts de construction et d'opération. Le septième chapitre dresse les procédures de suivi expérimental requises pour évaluer l'atteinte des résultats espérés.

# CHAPITRE 1 – IMPACT DE L'URBANISATION SUR LES EAUX DE RUISSELLEMENT

Le premier chapitre décrit les différentes échelles de gestion des eaux pluviales. Par la suite, il définit quels sont les objectifs idéaux pour une gestion à la source puis analyse comment le Québec atteint ces objectifs par rapport à d'autres références américaines.

## 1.1 Échelle de bassin versant

La planification de la gestion des eaux pluviales est complexe et est gérée par plusieurs entités. Au Québec, on compte les acteurs fédéraux (Pêches et Océans Canada), provinciaux (MDDEP) et les acteurs municipaux. Quatre échelles de planification sont définies :

- La planification à l'échelle du bassin versant : Cette planification est macroscopique. Elle permet d'étudier les comportements hydrologiques du bassin versant et ses impacts sur les cours d'eau. À l'échelle de ces grands bassins versants, le drainage est principalement forestier et agricole et quelque peu urbain. Cette planification doit prendre en considération les niveaux d'eau permettant d'éviter les inondations et de protéger l'environnement. Le MDDEP encadre la juridiction de ces bassins versants
- La planification à l'échelle d'un sous-bassin versant : Cette planification s'apparente à celle du bassin versant mise à part que la juridiction est municipale
- La planification à l'échelle du bassin de drainage : Cette planification municipale consiste à réaliser un plan directeur permettant de définir la nature et la capacité des infrastructures en place
- La planification à l'échelle d'un site – gestion à la source : Cette planification est microscopique et permet de définir pour chaque site quelles sont les méthodes de drainage disponibles pour réduire les impacts sur les bassins versants. Elle est régit par la municipalité et mise en pratique par les ingénieurs concepteurs (MDDEP 2010).

L'étude réalisée ici se concentre sur le niveau microscopique, la gestion à la source. La pratique a évolué rapidement depuis les années 1980. Après s'être concentrées sur l'évacuation rapide du ruissellement des surfaces imperméabilisées, les autorités ont imposé un contrôle à la source pour limiter les problèmes d'inondation. Au Québec, la gestion quantitative des eaux pluviales des sites privés est gérée par les municipalités. La majorité d'entre-elles ont défini grâce à la planification à l'échelle du bassin versant, des débits maximaux à rejeter à l'égout créant ainsi des volumes de rétention à retenir

temporairement à la source (Arrondissement de St-Laurent 1993), (Ville de Montréal 2001), (Ville de Laval 1997; Ville de Saint-Hubert 2001).

En parallèle, une campagne de mesures de grande ampleur a été mise en place aux États-Unis pour mettre en évidence les quantités importantes de polluants associés aux eaux de ruissellement (EPA 1983). Des pratiques de gestion optimales (Best Management Practices) (FCM and CNRC 2005) ont alors été élaborées aux États-Unis et en Europe pour répondre à trois objectifs principaux (PGCo 2009) soit :

- Le contrôle quantitatif
- Le contrôle qualitatif
- La recharge de la nappe phréatique

Quatre conditions d'un site sont évaluées pour comparer l'impact sur les eaux de ruissellement :

- Le site avant développement
- Le site après développement. Ce modèle était utilisé dans les années 1980 au Québec pour mettre en perspective pourquoi la rétention des eaux pluviales était requise (Arrondissement de St-Laurent 1993; Brière 2000)
- Le site développé avec rétention à la source. Ce scénario représente le comportement sur un site québécois contraint par la rétention des eaux pluviales. Toutes les municipalités n'ont pas encore des restrictions sur les rejets pluviaux privés, néanmoins, ce scénario est considéré comme représentant le modèle traditionnel québécois
- Le site développé avec PGO. Ce scénario représente l'idéal pour la gestion à la source. Il encourage la rétention, le traitement et le retour à la nappe phréatique. Le modèle est développé par rapport aux précédents américains (Prince Georges's County 1999)

## 1.2. Contrôle quantitatif

Le tableau 1.1 montre les valeurs moyennes de ruissellement, d'infiltration et d'évapotranspiration suivant le type d'utilisation du sol. Lorsqu'un terrain est à son état naturel, la majorité du volume de pluie s'infiltre et s'évapore tandis que lorsque le terrain est urbanisé, la majorité des pluies ruisselle en surface. Dans un milieu urbain, les surfaces sont imperméabilisées et les coefficients de ruissellement augmentent indépendamment du type de sol.

Une stratégie de rétention a été adoptée il y a une vingtaine d'années, par plusieurs municipalités québécoises, afin de limiter les débordements excessifs des réseaux municipaux lors de pluies exceptionnelles. L'objectif visé était de diminuer le débit de pointe à la source permettant de satisfaire les restrictions possibles des conduites municipales.

Lorsque le débit à l'exutoire du site est limité, une accumulation se crée en amont de l'exutoire. Elle doit être stockée dans un réservoir situé sur le site. Ces réservoirs peuvent se présenter sous la forme de bassins de surface, de bassins souterrains, de conduites surdimensionnées, d'accumulations d'eau sur le pavage ou sur le toit des bâtiments, de tranchées drainantes, ou de fossés. Ce volume de rétention peut devenir très important suivant les dimensions du bassin versant et l'imperméabilité du site (Brière 2000).

Les nouvelles pratiques proposent d'infiltrer et d'évaporer une partie du volume de rétention pour réduire les volumes retournés aux infrastructures municipales.

Tableau 1. 1: Cycle hydrologique en fonction de l'utilisation du sol adapté de (Prince Georges's County 1999)

| | Couvert végétal naturel | Surface imperméable à 10-20% | Surface imperméable à 35-50% | Surface imperméable à 75-100% |
|---|---|---|---|---|
| Évapotranspiration | 40% | 35% | 35% | 30% |
| Infiltration | 50% | 45% | 35% | 15% |
| Ruissellement | 10% | 20% | 30% | 55% |

## 1.3. Contrôle qualitatif

La division de l'analyse et de l'ingénierie de l'EPA, agence de protection de l'environnement américaine, a réalisé une série d'études préliminaires sur les eaux pluviales entre les années 1997 et 1998. Une de ces études rapporte la qualité des eaux de ruissellement. Elle est basée sur 208 études réalisées à travers le pays. Les principaux polluants contenus dans les eaux de ruissellement sont décrits ci-dessous et les concentrations moyennes sont détaillées dans le tableau 1.1.

Les sédiments (MES : matières en suspension): présents dans les eaux de ruissellement autant dans les zones urbaines que naturelles. Ils se trouvent dans la gamme de 1 à 50 µm et peuvent être enlevés par

filtration (Wong, Fletcher et al. 2006). En milieu urbain, ils proviennent de différentes sources telles que l'érosion des surfaces perméables, la poussière, les déchets et autres particules présentes sur les surfaces imperméables provenant des activités humaines et de l'atmosphère. L'érosion des rives et des sites en construction est une des sources majeures de sédiments. Les sédiments se déposent au fond des cours d'eau et affectent les habitats et lieux de reproduction des poissons et autres organismes aquatiques. Ils limitent les capacités d'écoulement et de navigation. Ils augmentent la turbidité de l'eau, réduisent la pénétration de la lumière, limitent la croissance des plantes aquatiques et le traitement biologique des eaux. Finalement, ils augmentent la pollution en servant de support temporaire aux polluants tels que les nutriments et les métaux qui s'y attachent. Les eaux de ruissellement issues des milieux non développés ont un taux de sédiments plus élevé mais ils sont moins dévastateurs pour l'environnement car ils ne contiennent que très peu de polluants associés (métaux lourds) (EPA 2003).

<u>Azotes (TKN, Nitrate-Nitrite, Ammoniaque) et phosphores (totaux et solubles)</u> Les nutriments peuvent provenir de différentes sources en milieu urbain : la décomposition d'organismes morts, les engrais, les défections animales.

La dégradation de l'azote comprend deux étapes : la nitrification et la dénitrification. La nitrification transforme dans un milieu aérobique de l'ammoniac (NH3) en nitrite ($NO_2^-$) puis en nitrate ($NO_3^-$). La dénitrification s'opère en milieu anoxique et transforme les nitrates ($NO_3^-$) en diazote ($N_2$). Le TKN, total Kjeldahl Nitrogen, comprend la somme de l'azote organique, de l'ammoniac (NH3) et de l'ammonium (NH4+).

Le cycle du phosphore ne comprend pas de composante gazeuse. Le phosphore se retrouve dans les milieux urbains souvent sous forme de phosphates, forme sous laquelle les engrais sont appliqués. La déphosphatation se fait soit par l'ajout de réactif, soit par adsorption. Lorsque la concentration en nutriment augmente, le milieu récepteur peut se saturer et des algues vont se développer en quantité importante. Suivant le volume d'eau rejeté et la situation du milieu récepteur, l'eutrophisation (ou une prolifération d'algues) peut être irréversible rendant le développement des écosystèmes difficile. Par exemple, les milieux naturels et les PGO à niveau d'eau permanent (marais, bassin à retenue permanente) où l'eau n'est que peu renouvelée (temps de rétention supérieur à 2 semaines) risquent de présenter des algues en surface et de fortes odeurs. On note que l'augmentation de phosphore soluble dans les zones urbaines est 2.5 fois plus importantes que pour un site non développé tandis qu'il y a 50% de TKN supplémentaire (EPA 2003).

Métaux : La présence des automobiles sur les surfaces imperméables entraine une augmentation des concentrations de plomb de l'ordre de 300%. Ces polluants peuvent avoir une toxicité élevée pour les organismes aquatiques (Urban Drainage and Flood Control District 1999). Les 208 sites étudiés ont permis de définir des concentrations typiques pour les différents polluants tel que montré dans le tableau 1.2.

Sels de déglaçage : Ces polluants sont spécifiques au climat froid. Tout le sel qui est utilisé pour l'entretien des routes se retrouve dans l'environnement. Il a été utilisé pendant l'hiver 97-98 plus de 60 000 tonnes de sel à Montréal. Au fur et à mesure, les concentrations de chlorure augmentent autant dans les cours d'eau que dans les sols où il y a de l'infiltration. Aucun traitement, mis à part l'osmose inversée, n'est disponible à ce jour. Les sels de déglaçage pourront contaminer le sol et la nappe phréatique autour d'une pratique avec infiltration (Environnement Canada and Santé Canada 2001).

Aucune mention sur la qualité des eaux de ruissellement rejetée n'est faite dans les règlements municipaux québécois, sauf pour quelques très rares exceptions.
Les nouvelles pratiques de gestion optimales utilisent plusieurs mécanismes pour réaliser un traitement sur les eaux pluviales. Ils comprennent la filtration, la sorption, la décomposition.

## 1.4. Recharge de la nappe phréatique

Le tableau 1.1 indique qu'en moyenne un site non développé permet l'infiltration d'environ 50% du volume de pluie, tandis que lorsqu'un site est imperméabilisé, seulement 15 à 25% peut s'infiltrer.
Les règlements concernant la rétention des eaux pluviales imposée au Québec ne fait aucune mention de la percolation. La plupart des réservoirs autorisés sont imperméables et ne permettent pas un retour des eaux à la nappe.

Pour reproduire le cycle hydrologique naturel, il est encouragé de recharger la nappe en infiltrant les premiers millimètres de pluie à la nappe phréatique sans aucun retour à l'égout municipal dans le but de reproduire les conditions avant développement du site (Ontario 2003). Le débit de pluie percolé à la nappe phréatique doit être évalué pour chaque site en fonction de l'imperméabilité du sol naturel. Les normes américaines définissent des groupes hydrologiques de sol.

Le groupe A a :

- un faible taux de ruissellement à l'état naturel ;
- constitués de 90% de sable ou gravier et 10% d'argile ;
- Leur coefficient de perméabilité à l'état saturé doit être supérieur à 5,67'/h ;
- Les sols qui entrent dans cette catégorie sont les sables et graviers.

Le groupe B a :

- un taux faible à moyen de ruissellement à l'état naturel ;
- Constitués de 10% à 20% d'argile et 50 à 90% de sable ;
- Leur coefficient de perméabilité est entre 1,42'/h et 5.67'/h
- Les sols qui entrent dans cette catégorie sont les sables silteux et les silts sablonneux.

Le groupe C a :

- un taux moyen à élevé de ruissellement à l'état naturel ;
- Constitués de 20% à 40% d'argile et moins de 50% de sable ;
- Leur coefficient de perméabilité est entre 0,14'/h et 1,42'/h ;
- Les sols qui entrent dans cette catégorie sont les sables limoneux, les limons sablonneux et parfois les limons, les limons silteux, les silts et les argiles limo-sablonneux.

Le groupe D a :

- un taux élevé de ruissellement à l'état naturel ;
- Constitués de plus de 40% d'argile et moins de 50% de sable ;
- Leur coefficient de perméabilité est moins de 0,14'/h;
- Les sols qui entrent dans cette catégorie sont les textures argileuses.

Les trois figures 1.1 à 1.3 résument les tendances du comportement des eaux de ruissellement. La figure 1.1 montre une forte augmentation du débit de pointe pour un site urbanisé (courbe 2) qui peut être contrôlé par des mesures de rétention (courbe 3) (Brière 2000). Les PGO, surtout celles comprenant des végétaux, peut réduire le volume de pluie annuel par évapotranspiration ou percolation (courbe 4) (A. P. Davis 2008). La figure 1.2 montre que la qualité des eaux de ruissellement se détériore (courbes 2 et 3) si aucune PGO n'est mise en place (courbe 4). La figure 1.3 montre que la réalimentation de la nappe est

fortement réduite (courbes 2 et 3) avec l'imperméabilisation des surfaces mais peut être améliorée avec des PGO (courbe 4) (EPA 1999).

Tableau 1. 2: Concentration moyenne des polluants dans les eaux de ruissellement urbaines (EPA 2003)

| | Concentration moyenne dans les eaux de ruissellement (zone commerciale) | Coefficient de variation (écart type / moyenne) | Concentration dans un site non développé | Coefficient de variation (écart type / moyenne) | Surplus de pollution |
|---|---|---|---|---|---|
| TSS (mg/l) | 69 | 0,85 | 70 | 2,92 | -1,4% |
| Plomb (µg/l) | 104 | 0,68 | 30 | 1,52 | 346% |
| Cuivre (µg/l) | 29 | 0,81 | - | - | - |
| Zinc (µg/l) | 226 | 1,07 | 195 | 0,66 | 116% |
| TKN (µg/l) | 1179 | 0,43 | 965 | 1,00 | 122% |
| Nitrate-Nitrite (µg/l) | 572 | 0,48 | 543 | 0,91 | 105% |
| TP (µg/l) | 201 | 0,67 | 121 | 1,66 | 166% |
| Phosphore soluble (µg/l) | 80 | 0,71 | 26 | 2,11 | 307% |

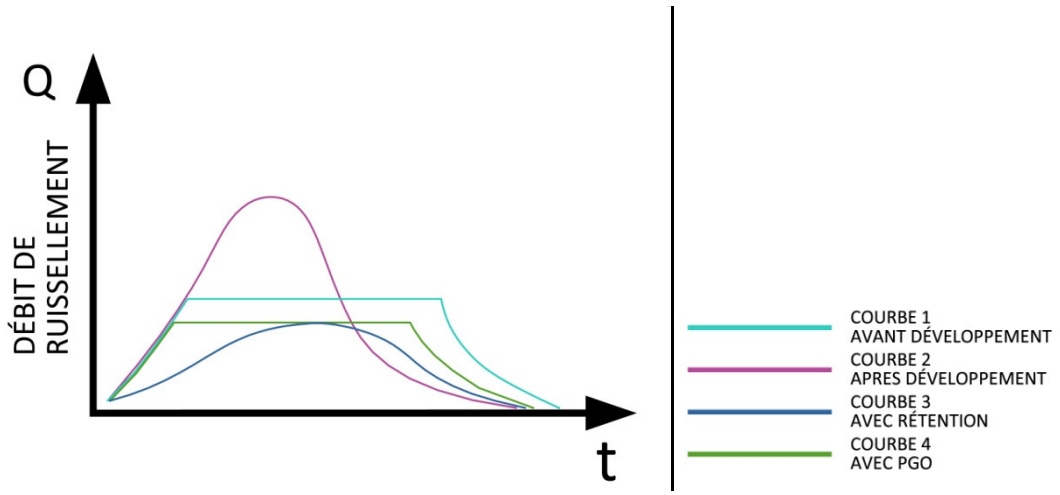



Figure 1. 1: Comportement quantitatif des eaux de ruissellement selon 4 scénarios de gestion

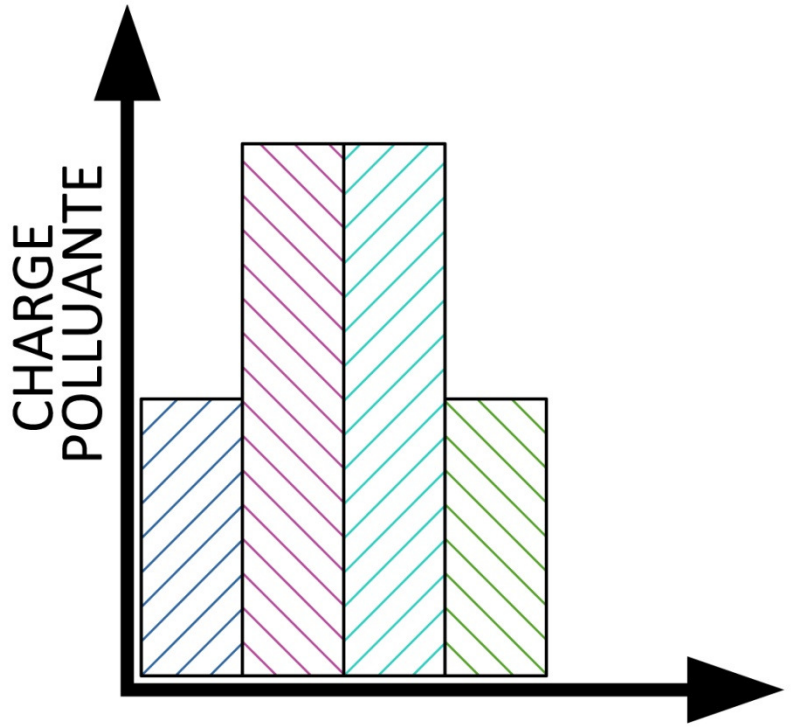



Figure 1. 2: Comportement qualitatif des eaux de ruissellement selon 4 scénarios de gestion

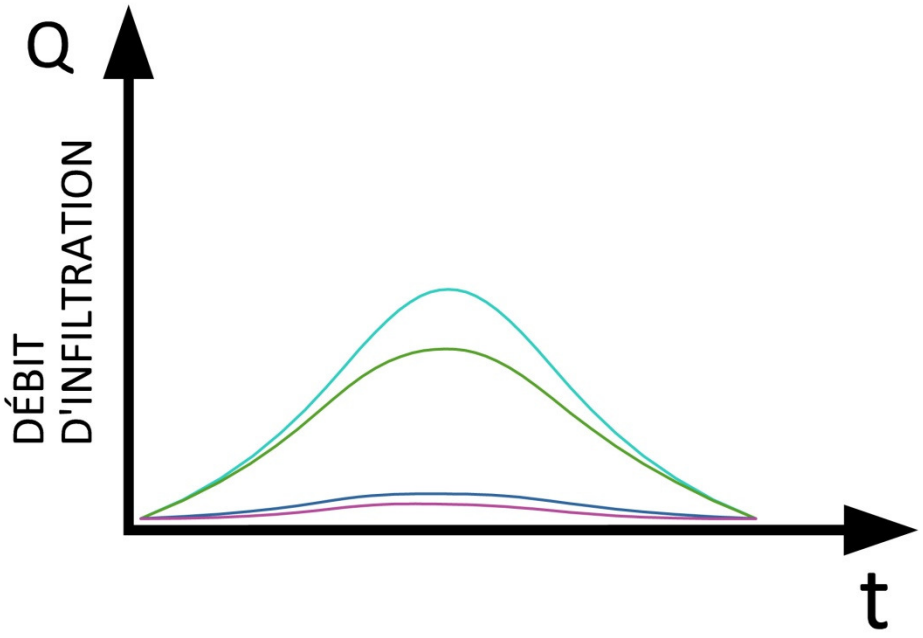



Figure 1. 3: Recharge de la nappe phréatique selon 4 scénarios de gestion

Le chapitre 1 répertorie les différentes échelles de bassin versant qui sont utilisées pour la gestion des eaux pluviales. Le mémoire se concentre sur la gestion à la source pour un site. Les objectifs idéaux qui sont décrits dans les ouvrages de référence américains pour la gestion des eaux de ruissellement comprennent l'aspect quantitatif, qualitatif et la réalimentation de la nappe phréatique. Une majorité des municipalités dans la région montréalaise impose une rétention des eaux pluviales à la source. Les résultats du drainage au Québec en fonction des objectifs définis sont donc limités à l'aspect quantitatif.

# CHAPITRE 2 – GESTION DES EAUX PLUVIALES À LA SOURCE – CONCEPTION TRADITIONNELLE AU QUÉBEC

Le premier chapitre montre comment le comportement des eaux de ruissellement d'un site se modifie lorsque la surface est imperméabilisée, lorsque de la rétention est réalisée et lorsque des PGO sont appliquées. Le second chapitre présente en détail quels sont les méthodes actuelles disponibles au Québec pour y répondre. Ces méthodes sont régies par la réglementation des eaux pluviales de la municipalité. Un exemple de conception est utilisé pour mettre en pratique les exigences réglementaires.

Le mémoire se concentre sur la gestion des eaux de ruissellement à la source. Un site privé a donc été choisi. Il se trouve dans une zone urbaine, commerciale, déjà développé et imperméable. Le développement prévu est un magasin avec un stationnement de 96 places.

## 2.1. Procédure de dimensionnement et exemple

Les étapes de travail à réaliser pour faire le drainage et la rétention d'un site sont montrées dans le tableau 2.1.

Ces étapes sont expliquées par rapport à un site à St-Hubert. La réglementation municipale sur la gestion à la source des eaux pluviales se trouve en annexe.

Le site à l'étude montré sur la figure 2.1 est un terrain d'environ 5 000m$^2$ localisé dans la zone commerciale de Longueuil/Greenfield Park aux coins des rues Taschereau et Auguste. Le centre de la photo aérienne montre une zone avec un coefficient de ruissellement évalué entre 70 à 95%. Les zones est et ouest sont résidentielles et ont un coefficient de ruissellement qui peut être évalué à environ 50%.

Tableau 2. 1: Étapes de travail pour évaluer la rétention requise

| | |
|---|---|
| DRAINAGE | |
| 1. | Mesurer la superficie totale des travaux et par type de surface (pavage/béton/toit/gazon) |
| 2. | Connaitre le coefficient de ruissellement par type de surface (pavage/béton/toit/gazon) |
| 3. | Calculer le coefficient de ruissellement moyen |
| 4. | Déterminer le nombre de puisard minimal |
| 5. | Dessiner le réseau |
| 6. | Calculer le diamètre des conduites |
| 7. | Prévoir un trop plein sécuritaire |
| RÉTENTION | |
| 8. | Valider le domaine d'application des critères municipaux de rétention |
| 9. | Connaitre le modèle et la fréquence utilisés pour l'intensité de pluie |
| 10. | Connaitre le débit admissible à l'égout municipal pour le bassin versant |
| 11. | Calculer l'intensité de plioe |
| 12. | Calculer le débit de pluie ruisselé |
| 13. | Calculer le volume de pluie ruisselé sur le site |
| 14. | Calculer le volume rejeté à l'égout |
| 15. | Calculer le volume de rétention requis |
| OUVRAGES DE RÉTENTION | |
| 16. | Connaitre les ouvrages de rétention permis |
| 17. | Calculer la rétention disponible |
| 18. | Définir le niveau d'eau maximum |

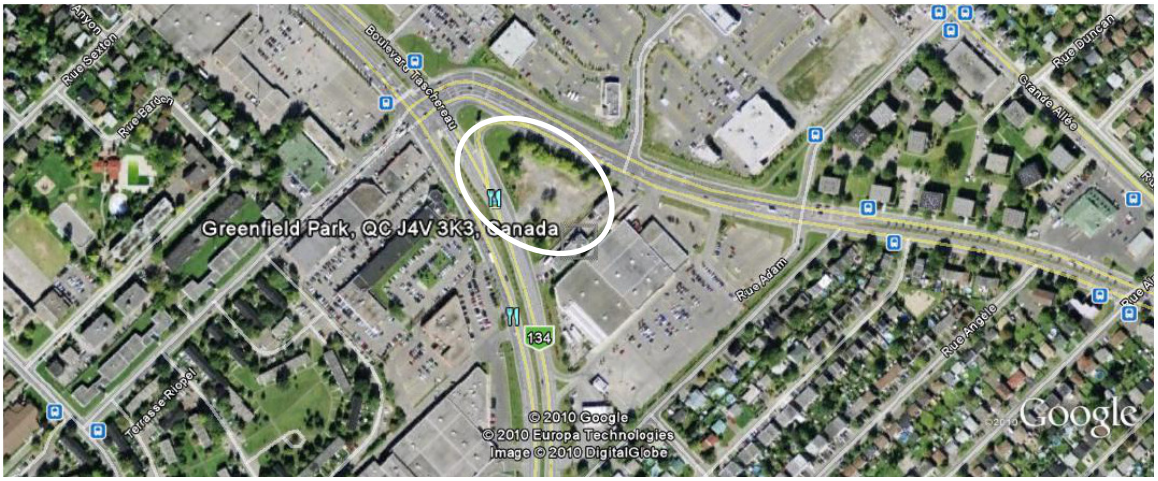



Figure 2. 1 : Vue aérienne du site pilote dans ces conditions existantes

Avant le redéveloppement proposé, le site abritait un hôtel et comprenait trois bâtiments, une piscine et un stationnement d'environ 40 voitures. Le coefficient du ruissellement du site est estimé à 75%.

Le réaménagement proposé est déposé par le détaillant Mountain Equipment Coop, magasin de plein air. Son magasin d'une superficie de 1 500m$^2$ est accompagné d'un stationnement de 96 places.

La superficie du bassin versant du système de drainage au sol est de 0,389 hectares et est composé de gazon et pavage pour un coefficient de ruissellement moyen de 76%.

### 2.1.1. Étape 1 – Mesurer la superficie totale des travaux et par type de surface

*Théorie*

Le bassin versant correspond à la zone des travaux qui peut parfois inclure toute la superficie du site. Si le site à l'étude a une topographie accidentée ou est de grande échelle, il pourra être séparé en plusieurs sous-bassins versants.

En premier lieu, la topographie du terrain naturel est importante à connaitre particulièrement si le terrain est en pente. L'ouvrage de drainage ne pourra servir qu'aux surfaces qui se trouvent en amont si un drainage gravitaire est désiré. Lorsque possible, une station de pompage doit être évitée car elle augmente les coûts de construction et requiert un entretien régulier Moduler les niveaux de terrain d'une façon importante pour modifier le drainage naturel a un impact significatif sur les coûts de construction. La configuration du plan d'implantation guide aussi la configuration des bassins versants.

*Cas pratique*

Dans le cas pratique, le terrain est majoritairement plat. Sachant que les gouttières du bâtiment étaient dirigées à l'opposé du stationnement, le site est séparé en deux sous-bassins (figure 2.2). L'exemple est réalisé pour le drainage du stationnement uniquement. Les surfaces dessinées sur la figure 2.3 sont montrées dans le tableau 2.2.

Tableau 2. 2: Superficie du bassin versant par type de surface

| Type | Superficie $m^2$ | Superficie (ha) |
|---|---|---|
| Pavage | 3048 | 0,3048 |
| Béton | 100 | 0,01 |
| Gazon | 742 | 0,0742 |
| Total | 3890 | 0,389 |

### 2.1.2. Étape 2 – Définir le coefficient de ruissellement par type de surface

*Théorie*

Le coefficient de ruissellement R est défini comme étant le pourcentage de pluie qui ruisselle plutôt que de s'infiltrer dans le sol. Ainsi, une zone gazonnée horizontale générera un plus petit débit à capter à son exutoire qu'une zone asphaltée et en pente.

Les coefficients de ruissellement sont parfois imposés dans la réglementation. Sinon, elles peuvent être consultées dans différents ouvrages (Ministère de l'Environnement 1989; Brière 2000; Conseil du bâtiment durable du Canada 2003).

Figure 2. 2: Séparation des bassins versants sur le site

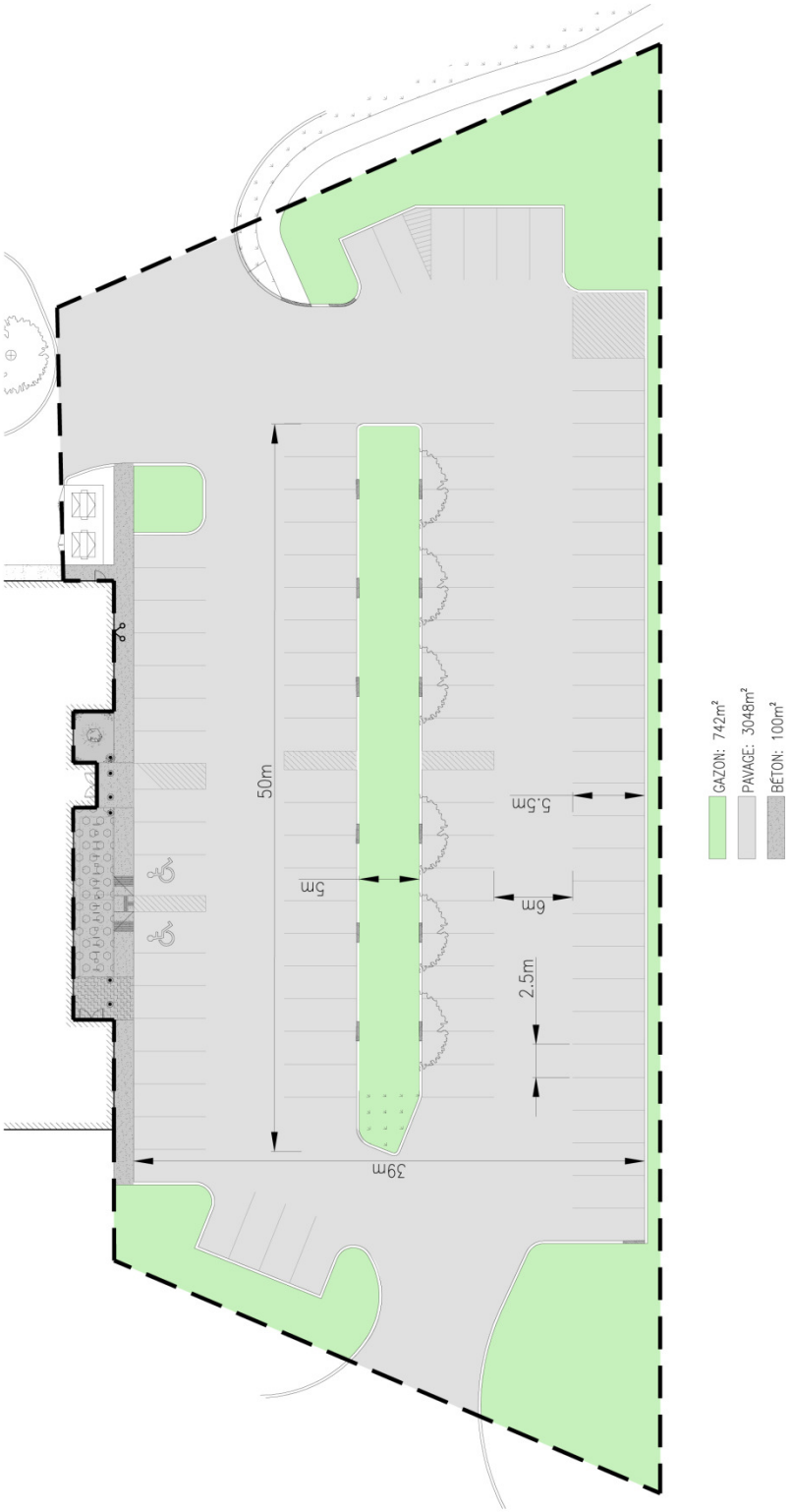



Figure 2. 3: Superficie des bassins versants sur le site

*Cas pratique*

Pour le cas à l'étude, les coefficients de ruissellement proviennent de la réglementation municipale et sont montrés dans le tableau 2.3.

Tableau 2. 3: Coefficient de ruissellement (Ville de Saint-Hubert 2001)

| Type de surface | Coefficient de ruissellement |
|---|---|
| Béton bitumineux | 0,90 |
| Béton de ciment | 0,95 |
| Gazon | 0,15 |
| Toit de bâtiment | 0,95 |
| Toute surface réservée pour agrandissement futur | 0,95 |
| Surface en gravier compacté | 0,55 |
| Boisé en friche | 0,10 |

### 2.1.3. Étape 3 – Calculer le coefficient de ruissellement moyen

*Théorie*

Lorsque le bassin versant est composé de plusieurs types de surface, un coefficient de ruissellement moyen pourra être calculé par la loi des moyennes :

$$\boldsymbol{Rmoy = \frac{\sum AiRi}{\sum Ai}}$$

*Cas pratique*

Dans le cas pratique, les coefficients de ruissellement sont indiqués pour chacun des surfaces puis la somme des surfaces et la somme des Ri x Ai sont calculés dans le tableau 2.4.

Le coefficient de ruissellement moyen est calculé :

$$\mathbf{R_{moy} = 2949{,}5 / 3890 = 0{,}76}$$

Tableau 2. 4: Calcul du coefficient de ruissellement moyen du site

| Type | Coefficient de ruissellement (Ri) | Superficie $m^2$ (Ai) | $R_i$ x $A_i$ |
|---|---|---|---|
| Pavage | 0,90 | 3048,0 | 2743,2 |
| Béton | 0,95 | 100,0 | 95,0 |
| Gazon | 0,15 | 742,0 | 111,3 |
| | | **3890,0** | **2949,5** |

### 2.1.4. Étape 4 – Définir le nombre de puisard requis

*Théorie*

Le drainage traditionnel d'un stationnement ou d'une rue dirige les eaux de ruissellement à l'opposé des îlots et/ou trottoirs vers des bouches d'égout (puisards).

Le nombre de bouche d'égout dépend de la superficie du bassin versant. Une bouche d'égout typique de 600mm de diamètre peut drainer un débit de 30 l/s. D'après l'équation rationnelle et une pluie de fréquence 5 ans et un coefficient de ruissellement de 100%, ce débit correspond à une superficie de 1500$m^2$ (Brière 2000).

*Cas pratique*

Pour le site à l'étude, d'une superficie de 3 890$m^2$, le nombre minimal de puisard requis est 3. Comme le bassin versant est rectangulaire, 4 puisards sont prévus pour uniformiser les niveaux proposés du site (figure 2.4). Les pentes de pavage pour permettre un bon drainage entre 1% et 3,5% (Association québécoise du transport et des routes 1987). Le débit absorbé par chacun des puisards est de 18,3 L/s pour une pluie de fréquence 5 ans lorsqu'évalué avec l'équation rationnelle.

### 2.1.5. Étape 5 – Dessiner le réseau

*Théorie*

Une fois les puisards positionnés, le réseau doit être dessiné. Des regards sont requis à tous les changements de diamètre, de pente et aux changements de direction (Ministère de l'Environnement 1989).

*Cas pratique*

Le cheminement du réseau est montré sur la figure 2.4.

### 2.1.6. Étape 6 – Calculer le diamètre des conduites

*Théorie*

Le dimensionnement des conduites est calculé à l'aide de l'équation de Manning (Brière 2000). Elles doivent être dimensionnées pour une pluie de fréquence 5 ans et atteindre leur vitesse d'auto-récurage (0,6m/s) lorsque la conduite coule pleine (Ministère de l'Environnement 1989). Le débit dans une conduite coulant pleine se calcule :

$$\mathbf{Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2}}$$

Avec Q : Débit coulant dans une conduite pleine en $m^3/s$

n : Rugosité de la conduite (sans unité)

R : rayon hydraulique : Aire mouillée / périmètre mouillé en mètres

S : pente de la conduite en m/m (sans unité)

*Cas pratique*

Pour une conduite de diamètre 200mm, avec un coefficient de rugosité de 0,013 et une pente minimale de 0,35% permettant de réduire les coûts d'excavation, le débit drainé est de 19 L/s > 18,3 L/s calculé à l'étape 4.

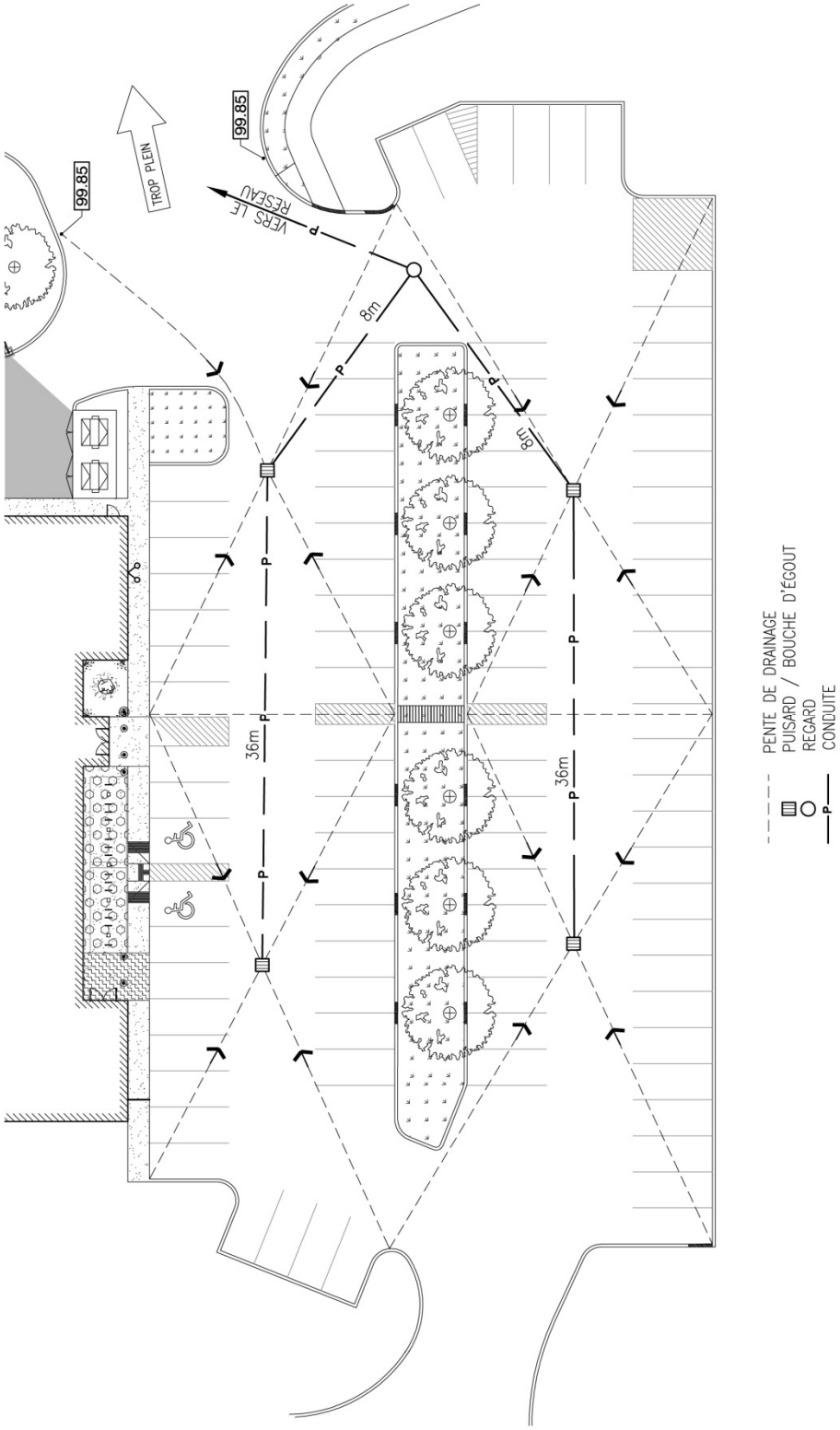



Figure 2. 4: Réseau de drainage conventionnel pour le site

### 2.1.7. Étape 7 - Prévoir un trop plein sécuritaire

*Théorie*

Quelque soit la récurrence de pluie utilisée pour dimensionner le réseau, une pluie de fréquence supérieure se produira. Un trop plein doit donc être prévu pour éviter l'inondation du bâtiment. Ce trop plein doit se faire idéalement en surface vers une zone éloignée du bâtiment.

*Cas pratique*

Dans le cas pratique, un point bas est prévu pour que l'eau puisse s'évacuer vers la rue municipale (voir figure 2.4).

### 2.1.8. Étape 8 - Valider le domaine d'application des critères de rétention municipaux

Le domaine d'application de la réglementation de la ville de St-Hubert comprend toutes les nouvelles constructions ou agrandissements dont la superficie imperméable excède 1 000m$^2$ sont contraints par ce règlement (article 3.1 (Ville de Saint-Hubert 2001). Le site proposé comprend une surface pavée de 3 400m$^2$, la rétention est donc requise.

### 2.1.9. Étape 9 - Connaitre le modèle utilisé pour l'intensité de pluie et la fréquence

*Théorie*

La pluviométrie est définie par des équations générées à partir de précédents. L'intensité de pluie est fonction de la récurrence et de la durée de la pluie.

Une récurrence correspond à la probabilité que cette pluie se produise au moins une fois par an. Par exemple, une pluie de récurrence 50 ans a une probabilité de 0.02 ou 2% de tomber dans l'année. L'intensité d'une pluie donnée est évaluée à l'aide de courbes d'intensité-durée-fréquence.

La réglementation de St-Hubert se basent sur les pluies de l'aéroport de Saint-Hubert (figure 2.5) (Ville de Saint-Hubert 2001).
Des équations ont pu ainsi être estimées pour chaque récurrence de pluie d'après les pluies de l'aéroport de Dorval (voir figure 2.6) (Arrondissement de St-Laurent 1993).

| Récurrence | t ≤ 30 minutes | t > 30 minutes |
|---|---|---|
| 1/10 ans | $i = \frac{386,824}{(t+1,500)^{0,566}}$ | $i = \frac{1128,121}{(t+9,750)^{0,822}}$ |
| 1/25 ans | $i = \frac{449,126}{(t+1,500)^{0,563}}$ | $i = \frac{1547,790}{(t+12,750)^{0,848}}$ |
| 1/50 ans | $i = \frac{494,979}{(t+1,500)^{0,561}}$ | $i = \frac{1833,264}{(t+13,500)^{0,859}}$ |
| 1/100 ans | $i = \frac{540,519}{(t+1,500)^{0,560}}$ | $i = \frac{2174,452}{(t+15,094)^{0,872}}$ |

**i est l'intensité de pluie en mm/heure**
**t est la durée de la pluie en minutes.**

Figure 2. 5: Équation de l'intensité de pluie d'après une pluie de l'aéroport de Saint-Hubert (Ville de Saint-Hubert 2001)

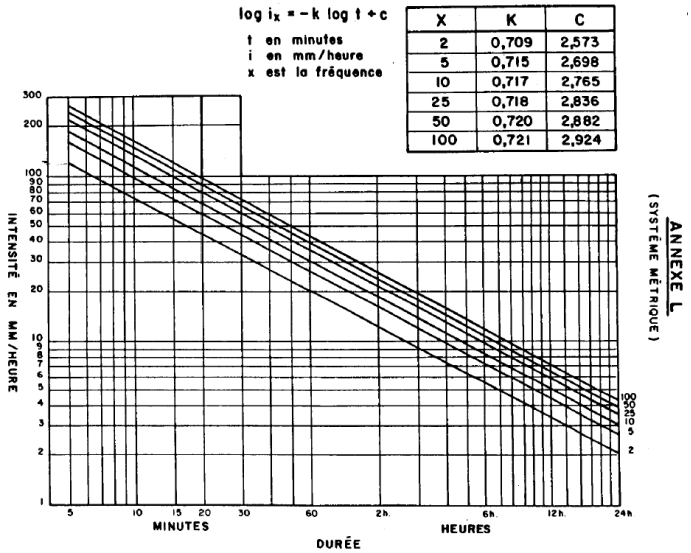



Figure 2. 6.: Courbes d'intensité-durée-fréquence, Aéroport de Dorval (Arrondissement de St-Laurent 1993)

La fréquence de pluie varie selon les arrondissements entre 25 et 100 ans. Pour la ville de Saint-Hubert, la fréquence utilisée est 50 ans.

*Cas pratique*

Dans le cas pratique, le modèle de la pluie de l'aéroport de St-Hubert est utilisé conformément à la réglementation.

**Une pluie de fréquence 100 ans est utilisée**. Cette fréquence dépasse les exigences réglementaires.

### 2.1.10. Étape 10 - Connaitre le débit admissible à l'égout municipal pour le bassin versant

*Théorie*

Les débits de contrôle varient suivant la municipalité concernée et la position du terrain. Ce débit est évalué par la municipalité grâce à une étude à plus grande échelle de son réseau pluvial. Les débits de contrôle prennent en considération la capacité des infrastructures municipales.

Si aucun débit n'est imposé, il est recommandé d'utiliser le débit pré développement pour une pluie de fréquence 2 ans (Conseil du bâtiment durable du Canada 2003). La municipalité de St-Hubert impose des débits compris entre 6 L/s et 45 L/s (article 4.2 (Ville de Saint-Hubert 2001).

*Cas pratique*

Dans le cas pratique, le débit admissible réglementaire est de 21,5 L/s/ha. Pour le bassin versant du stationnement, 3 890m$^2$, le débit admissible est donc de :

$Q_{adm}$ = 21,5 L/s/ha x 0,389ha = 8,4 L/s

Le site à l'étude a été séparé en deux bassins versants soit le toit et le stationnement. Le débit provenant du toit est régulé par des drains de toit qui sont préfabriqués et ne peuvent pas être modulés pour atteindre le débit désiré. Ainsi, le débit provenant du toit est supérieur à celui requis par la municipalité pour cette surface tributaire. Ainsi, le débit régulé du stationnement a été réduit pour que la somme des débits régulés du site soit égale au débit admissible. Le débit admissible du stationnement utilisé est :

**$Q_{adm}$ = 3,7L/s ou 9,5 L/s/ha**

### 2.1.11. Étape 11 – Calculer l'intensité de pluie

Le but ultime (étape 15) est de calculer le volume de rétention requis. La municipalité indique que ce volume doit être vérifié pour une pluie de fréquence donnée (50 ans demandé dans la réglementation,

100 ans utilisé dans le présent exemple) pour des pas de temps de 5 minutes pour une durée de 180 minutes.

Sachant que le débit de ruissellement du site est fonction de l'intensité (voir étape 12), l'intensité de pluie est calculée d'après les critères définis dans l'étape 9.

Pour une intensité inférieure à 30 minutes :

$$\mathbf{i = 540{,}519 / (t+1{,}5)^{0{,}56}}$$

Tableau 2. 5: Intensité de pluie pour des pas de temps de 5 minutes et une durée de 30 minutes (pluie de l'aéroport de St-Hubert, fréquence de 100 ans)

| durée de la pluie (min) | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| intensité (mm/h) | 189 | 138 | 112 | 97 | 86 | 78 |

Pour une intensité supérieure à 30 minutes : $\mathbf{i = 2174{,}452 / (t+15{,}094)^{0{,}872}}$

Tableau 2. 6: Intensité de pluie pour des pas de temps de 5 minutes et une durée de 180 minutes (pluie de l'aéroport de St-Hubert, fréquence de 100 ans)

| durée de la pluie (min) | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| intensité (mm/h) | 72 | 66 | 61 | 57 | 53 | 50 |

| durée de la pluie (min) | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| intensité (mm/h) | 48 | 45 | 43 | 41 | 39 | 38 |

| durée de la pluie (min) | 95 | 100 | 105 | 110 | 115 | 120 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| intensité (mm/h) | 36 | 35 | 33 | 32 | 31 | 30 |

| durée de la pluie (min) | 125 | 130 | 135 | 140 | 145 | 150 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| intensité (mm/h) | 29 | 28 | 28 | 27 | 26 | 25 |

| durée de la pluie (min) | 155 | 160 | 165 | 170 | 175 | 180 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| intensité (mm/h) | 25 | 24 | 23 | 23 | 22 | 22 |

### 2.1.12. Étape 12 – Calculer le débit de pluie ruisselé

Les débits de ruissellement sur le site sont établis avec la méthode rationnelle (Brière 2000)

$$Q = A\ I\ R\ /\ 360 = 0{,}00275\ AIR$$

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

A : Aire de drainage, du bassin versant (ha);

I : Intensité de la pluie (mm/h);

R : Coefficient de ruissellement (sans unité).

Le débit est calculé pour les valeurs suivantes :

- A = 0,389ha (voir étape 1)
- R = 0,76 (voir étape 2)
- i = tableaux 2.5 et 2.6.

### 2.1.13. Étape 13 – Calculer le volume de pluie ruisselé sur le site

Les volumes de rétention peuvent être calculés suivant trois méthodes (Ville de Saint-Hubert 2001)

- La courbe de l'annexe C du règlement (voir annexe A)
- La méthode rationnelle
- L'utilisation d'un modèle de ruissellement accepté tel que SWMM, PC-SWMM, SWMHYMO, DDSWMM.

Dans l'exemple, la méthode rationnelle sera utilisée. Ainsi :

$$V_{ruisselé} = Q_{ruisselé} \times t$$

$V_{ruisselé}$ = le volume ruisselé sur le site pour une pluie de fréquence donnée en $m^3$

$Q_{ruisselé}$ = le débit ruisselé sur le site pour une pluie de fréquence donnée en $m^3/s$

t = la durée de la pluie en secondes

Cette méthode de calcul n'est pas tout à fait adéquate pour calculer les volumes de rétention générés car elle établit le débit de pointe (Brière 2000). Des solutions informatisées tel que SWMM permettent de générer l'hydrogramme et de déduire le volume de rétention maximale. Par contre, la méthode

rationnelle est adéquate pour l'évaluation des volumes de rétention pour de petits bassins versants inférieurs à 20 hectares. La différence entre le volume généré par cette formule et par celle simulée d'après les données réelles donnent un surdimensionnement de 10% (Rivard 1998). De plus, toutes les municipalités acceptent cette méthode de calcul pour satisfaire la réglementation.

Les valeurs du volume ruisselé sont calculées dans le tableau 2.8.

Tableau 2. 7: Calcul des débits de ruissellement pour un site (pluie de fréquence 100 ans, Aéroport de St-Hubert)

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| durée de la pluie (min) | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 |
| intensité (mm/h) | 189 | 138 | 112 | 97 | 86 | 78 |
| Débit = kAIR ($m^3/s$) | 0,1556 | 0,1131 | 0,0924 | 0,0796 | 0,0708 | 0,0643 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| durée de la pluie (min) | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
| intensité (mm/h) | 72 | 66 | 61 | 57 | 53 | 50 |
| Débit = kAIR ($m^3/s$) | 0,0588 | 0,0541 | 0,0502 | 0,0468 | 0,0439 | 0,0413 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| durée de la pluie (min) | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 |
| intensité (mm/h) | 48 | 45 | 43 | 41 | 39 | 38 |
| Débit = kAIR ($m^3/s$) | 0,0391 | 0,0371 | 0,0353 | 0,0336 | 0,0322 | 0,0308 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| durée de la pluie (min) | 95 | 100 | 105 | 110 | 115 | 120 |
| intensité (mm/h) | 36 | 35 | 33 | 32 | 31 | 30 |
| Débit = kAIR ($m^3/s$) | 0,0296 | 0,0285 | 0,0274 | 0,0265 | 0,0256 | 0,0248 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| durée de la pluie (min) | 125 | 130 | 135 | 140 | 145 | 150 |
| intensité (mm/h) | 29 | 28 | 28 | 27 | 26 | 25 |
| Débit = kAIR ($m^3/s$) | 0,0240 | 0,0233 | 0,0226 | 0,0220 | 0,0214 | 0,0208 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| durée de la pluie (min) | 155 | 160 | 165 | 170 | 175 | 180 |
| intensité (mm/h) | 25 | 24 | 23 | 23 | 22 | 22 |
| Débit = kAIR ($m^3/s$) | 0,0203 | 0,0198 | 0,0193 | 0,0188 | 0,0184 | 0,0180 |

Tableau 2. 8: Calcul des volumes de ruissellement pour un site (pluies de fréquence 100 ans, Aéroport de St-Hubert)

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| durée de la pluie (min) | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 |
| intensité (mm/h) | 189 | 138 | 112 | 97 | 86 | 78 |
| Débit = kAIR (m3/s) | 0,1556 | 0,1131 | 0,0924 | 0,0796 | 0,0708 | 0,0643 |
| Vol ruisselé ($m^3$) | 46,6833 | 67,8316 | 83,1234 | 95,5625 | 106,2540 | 115,7418 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| durée de la pluie (min) | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
| intensité (mm/h) | 72 | 66 | 61 | 57 | 53 | 50 |
| Débit = kAIR | 0,0588 | 0,0541 | 0,0502 | 0,0468 | 0,0439 | 0,0413 |
| Vol ruisselé ($m^3$) | 123,5426 | 129,9508 | 135,5294 | 140,4507 | 144,8407 | 148,7939 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| durée de la pluie (min) | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 |
| intensité (mm/h) | 48 | 45 | 43 | 41 | 39 | 38 |
| Débit = kAIR | 0,0391 | 0,0371 | 0,0353 | 0,0336 | 0,0322 | 0,0308 |
| Vol ruisselé ($m^3$) | 152,3828 | 155,6639 | 158,6822 | 161,4739 | 164,0684 | 166,4901 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| durée de la pluie (min) | 95 | 100 | 105 | 110 | 115 | 120 |
| intensité (mm/h) | 36 | 35 | 33 | 32 | 31 | 30 |
| Débit = kAIR | 0,0296 | 0,0285 | 0,0274 | 0,0265 | 0,0256 | 0,0248 |
| Vol ruisselé ($m^3$) | 168,7592 | 170,8928 | 172,9054 | 174,8092 | 176,6149 | 178,3316 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| durée de la pluie (min) | 125 | 130 | 135 | 140 | 145 | 150 |
| intensité (mm/h) | 29 | 28 | 28 | 27 | 26 | 25 |
| Débit = kAIR | 0,0240 | 0,0233 | 0,0226 | 0,0220 | 0,0214 | 0,0208 |
| Vol ruisselé ($m^3$) | 179,9674 | 181,5293 | 183,0234 | 184,4552 | 185,8295 | 187,1507 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| durée de la pluie (min) | 155 | 160 | 165 | 170 | 175 | 180 |
| intensité (mm/h) | 25 | 24 | 23 | 23 | 22 | 22 |
| Débit = kAIR | 0,0203 | 0,0198 | 0,0193 | 0,0188 | 0,0184 | 0,0180 |
| Vol ruisselé ($m^3$) | 188,4225 | 189,6484 | 190,8316 | 191,9750 | 193,0809 | 194,1519 |

### 2.1.14. Étape 14 – Calculer le volume rejeté à l'égout

$$V_{adm} = Q_{adm} \times t$$

$V_{adm}$ = volume admissible/rejeté à l'égout en $m^3$

$Q_{adm}$ = le débit admissible/régulé en $m^3/s$

t = la durée de la pluie en secondes

Tableau 2. 9: Calcul des volumes admissibles pour un site

| durée de la pluie (min) | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Volume rejeté à l'égout ($m^3$) | 1,11 | 2,22 | 3,33 | 4,44 | 5,55 | 6,66 |

| durée de la pluie (min) | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Volume rejeté à l'égout ($m^3$) | 7,77 | 8,88 | 9,99 | 11,1 | 12,21 | 13,32 |

| durée de la pluie (min) | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Volume rejeté à l'égout ($m^3$) | 14,43 | 15,54 | 16,65 | 17,76 | 18,87 | 19,98 |

| durée de la pluie (min) | 95 | 100 | 105 | 110 | 115 | 120 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Volume rejeté à l'égout ($m^3$) | 21,09 | 22,2 | 23,31 | 24,42 | 25,53 | 26,64 |

| durée de la pluie (min) | 125 | 130 | 135 | 140 | 145 | 150 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Volume rejeté à l'égout ($m^3$) | 27,75 | 28,86 | 29,97 | 31,08 | 32,19 | 33,3 |

| durée de la pluie (min) | 155 | 160 | 165 | 170 | 175 | 180 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Volume rejeté à l'égout ($m^3$) | 34,41 | 35,52 | 36,63 | 37,74 | 38,85 | 39,96 |

### 2.1.15. Étape 15 – Calculer le volume de rétention requis

$$V_{rétention} = V_{ruisselé} - V_{adm}$$

$V_{rétention}$ = le volume de rétention requis ($m^3$)

$V_{ruisselé}$ = le volume ruisselé ($m^3$) calculé dans l'étape 13

$V_{adm}$ = le volume admissible à l'égout ($m^3$) calculé dans l'étape 14

Tableau 2. 10: Calcul du volume de rétention requis (pluie de fréquence 100 ans, aéroport de St-Hubert)

| Durée de la pluie (min) | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Vol ruisselé ($m^3$) | 46,68 | 67,83 | 83,12 | 95,56 | 106,25 | 115,74 |
| Volume rejeté à l'égout ($m^3$) | 1,11 | 2,22 | 3,33 | 4,44 | 5,55 | 6,66 |
| Volume de rétention ($m^3$) | 45,57 | 65,61 | 79,79 | 91,12 | 100,70 | 109,08 |

| Durée de la pluie (min) | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Vol ruisselé ($m^3$) | 123,54 | 129,95 | 135,53 | 140,45 | 144,84 | 148,79 |
| Volume rejeté à l'égout ($m^3$) | 7,77 | 8,88 | 9,99 | 11,1 | 12,21 | 13,32 |
| Volume de rétention ($m^3$) | 115,77 | 121,07 | 125,54 | 129,35 | 132,63 | 135,47 |

| Durée de la pluie (min) | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Vol ruisselé ($m^3$) | 152,38 | 155,66 | 158,68 | 161,47 | 164,07 | 166,49 |
| Volume rejeté à l'égout ($m^3$) | 14,43 | 15,54 | 16,65 | 17,76 | 18,87 | 19,98 |
| Volume de rétention ($m^3$) | 137,95 | 140,12 | 142,03 | 143,71 | 145,20 | 146,51 |

| Durée de la pluie (min) | 95 | 100 | 105 | 110 | 115 | 120 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Vol ruisselé ($m^3$) | 168,76 | 170,89 | 172,91 | 174,81 | 176,61 | 178,33 |
| Volume rejeté à l'égout ($m^3$) | 21,09 | 22,2 | 23,31 | 24,42 | 25,53 | 26,64 |
| Volume de rétention ($m^3$) | 147,67 | 148,69 | 149,60 | 150,39 | 151,08 | 151,69 |

| Durée de la pluie (min) | 125 | 130 | 135 | 140 | 145 | 150 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Vol ruisselé ($m^3$) | 179,97 | 181,53 | 183,02 | 184,46 | 185,83 | 187,15 |
| Volume rejeté à l'égout ($m^3$) | 27,75 | 28,86 | 29,97 | 31,08 | 32,19 | 33,3 |
| Volume de rétention ($m^3$) | 152,22 | 152,67 | 153,05 | 153,38 | 153,64 | 153,85 |

| Durée de la pluie (min) | 155 | 160 | 165 | 170 | 175 | 180 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Vol ruisselé ($m^3$) | 188,42 | 189,65 | 190,83 | 191,97 | 193,08 | 194,15 |
| Volume rejeté à l'égout ($m^3$) | 34,41 | 35,52 | 36,63 | 37,74 | 38,85 | 39,96 |
| Volume de rétention ($m^3$) | 154,01 | 154,13 | 154,20 | 154,23 | 154,23 | 154,19 |

Le volume de rétention requis correspond à la valeur maximale trouvé dans le tableau 2.10 soit 154,2 $m^3$.

### 2.1.16. Étape 16 - Connaitre les ouvrages de rétention permis

Plusieurs options de rétention sont acceptées dans la réglementation. Ceux décrits dans le règlement de la ville de St-Hubert sont :

- ✓ Conduites souterraines : Les conduites du réseau sont surdimensionnées par rapport au volume de la pluie de fréquence 5 ans (directive 004, 1989). Le surdimensionnement prend en considération une partie ou tout le volume de rétention. Cette méthode n'est pas privilégiée car les coûts de conduites et d'excavation sont importants pour un stockage d'uniquement 1m$^3$ par mètre linéaire de conduite de diamètre 1050mm et a un coût livré et installé d'environ 800$ (Vinci Consultants 2010).
- ✓ Bassin de rétention gazonné sec : est une dépression dans laquelle l'accumulation d'eau ne doit pas excéder entre 450mm et 600mm (Ville St-Laurent, Longueuil). Le refoulement se fait par un puisard ou un ponceau installé au fond de la dépression. Le réseau et le bassin restent saturés temporairement pendant la durée imposée par le régulateur. Cette option est économique car les travaux reliés au bassin de rétention comprennent uniquement des coûts d'excavation, de nivellement et d'ensemencement. Chaque 2m$^2$ de bassin retient environ 1m$^3$ d'eau et a un coût livré et installé d'environ 50$ en plus du coût du terrain non utilisé pour les besoins commerciaux (Vinci Consultants 2010).
- ✓ Rétention en surface du pavage : L'eau contraint par un régulateur de débit refoule dans le réseau privé. Un des exutoires est le refoulement par les puisards installés sur le pavage. Une accumulation variant entre 150mm et 450mm sur une zone pavée de forme carrée ayant des pentes de 1% et d'une longueur de 15 à 45m peut retenir un volume compris entre 22,5 et 607m$^3$. Cette option est donc à privilégier car elle peut retenir un volume supérieur à celui de son bassin versant et n'ajoute pas de coûts et de travaux (Vinci Consultants 2010).
- ✓ Tranchée drainante : Les conduites du réseau sont perforées et entourées d'une poche de pierre nette entourée d'un géotextile. La porosité de la pierre permet d'avoir un volume de rétention de l'ordre de 35%. Une recharge partielle ou complète de la nappe phréatique peut se produire. Une tranchée drainante de 2 m.l. et de dimension 0.75m x 2.0m peut stocker 1m$^3$ d'eau et a un coût livré et installé de l'ordre de 300$ (Vinci Consultants 2010).

Par mesure d'économie, les ouvrages de rétention sont donc priorisés comme tel :

- Rétention sur les stationnements si le client le permet
- Rétention dans des bassins de rétention si l'espace est disponible

- Rétention dans des conduites surdimensionnées
- Rétention dans des bassins souterrains de pierre nette

### 2.1.17. Étape 17 – Calculer les volumes de rétention disponibles

Pour le site à l'étude, les options les moins chères sont utilisées. Ainsi, les niveaux des bouches d'égout sont uniformisés pour retenir un maximum d'eau en surface au dessus de ces derniers. Chaque puisard peut retenir un volume maximal pour une accumulation de 150mm de 22,5m$^3$. Ce volume est évalué avec la formule d'une pyramide inversée : V = 1/3 base x hauteur. Ensuite, le reste du volume requis, 64,2m$^3$ (154,2 - 4 x 22,5), sera retenu dans un bassin de rétention sec. Par mesure d'économie, il pourrait être disposé dans l'ilot central requis dans l'aménagement.

L'espace disponible pour un bassin de rétention sec est une largeur de 5 000mm de pavage à pavage et une longueur de 50m. Cette largeur comprendra :

- Une largeur de 2 600mm pour une dépression de 600mm avec des pentes de 1V : 2H permettant de limiter l'érosion. Si l'espace est disponible, des pentes de 1V : 3H devraient être préférées.
- Une plate bande horizontale de 1000mm le long des bordures pour permettre une bonne stabilité structurale;
- Des bordures d'une largeur de 200mm.

Ce bassin de rétention sec peut retenir un volume égale à la superficie transversale du bassin fois sa longueur : 2,6 x 0,60/2 x 50m = 39m$^3$.

Le volume résiduel de 25,2 m$^3$ (154,2 – 4 x 22,5 – 39) pourra être retenu dans un second bassin de rétention, dans un bassin souterrain de pierre nette ou dans des conduites surdimensionnées. Cette dernière option est évaluée dans l'estimation. Pour une longueur de conduite de 84 m, le diamètre devra être 900mm pour retenir le volume requis.

### 2.1.18. Étape 18 - Définir le niveau d'eau maximum

Le niveau d'eau maximum est régit par l'élévation des puisards. En effet, il est prévu dans l'étape 17 d'accumuler un maximum de 150mm par-dessus les grilles des puisards.

## 2.3. Estimation des coûts de travaux

Une estimation des coûts des travaux est réalisée. Les coûts présentés incluent tous les frais liés à l'achat du matériel, à la pose et à la main d'œuvre. Ils excluent les frais liés au profit, à l'administration, aux taxes, à l'achat du terrain et aux frais des consultants et du laboratoire. Une liste de prix unitaire utile pour calculer différents scénarios de drainage est présentée dans le tableau 2.11 (Vinci Consultants 2010). Le tableau 2.11 présente les coûts reliés au concept réalisé dans les paragraphes précédents.

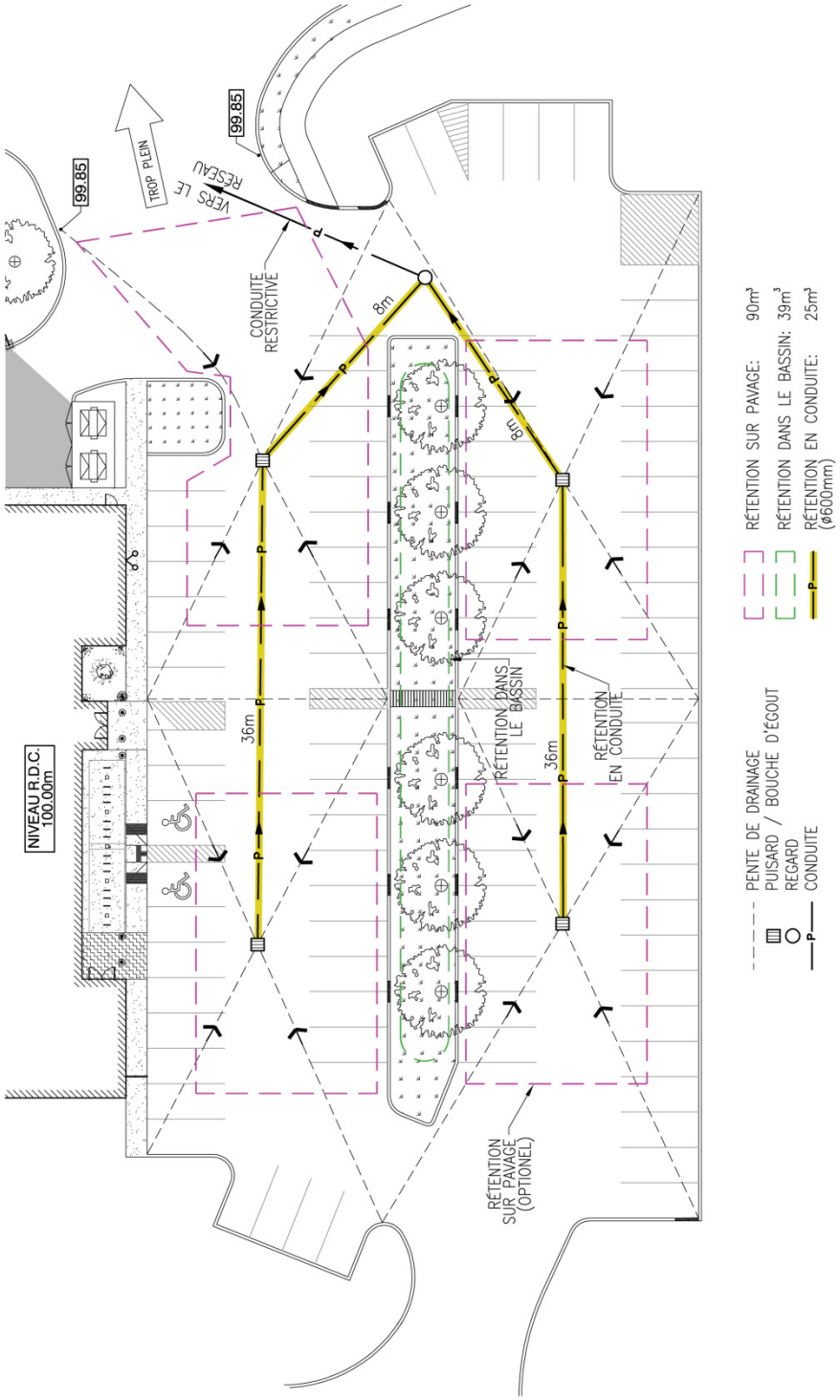



Figure 2.7.a. : Position des volumes de retenus sur le site (en plan)

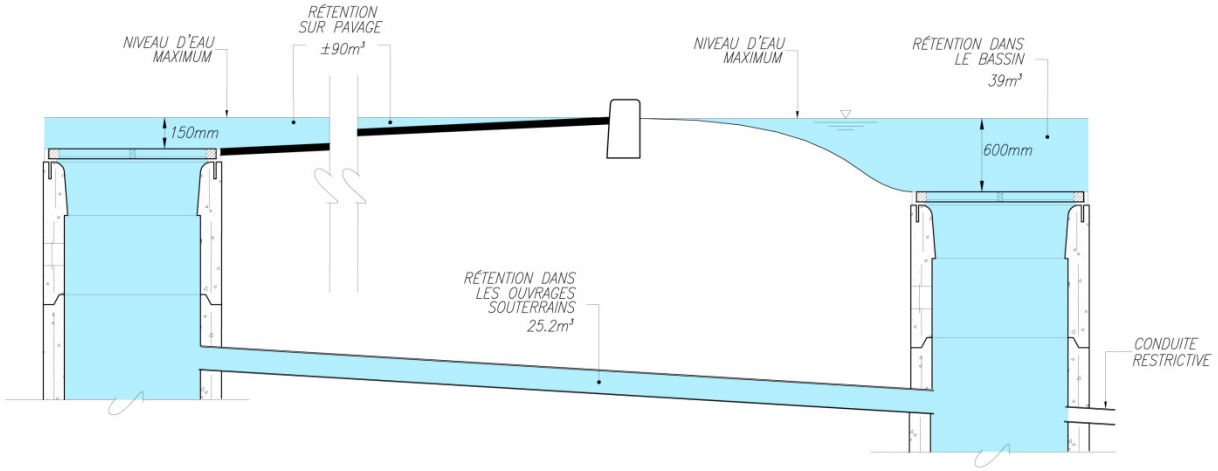



Figure 2. 7b: Position des volumes de rétention retenus sur le site (en coupe)

Tableau 2. 11: Répertoire des coûts unitaires d'achat et d'installation pour un concept traditionnel

| DESCRIPTION | UNITÉS | PRIX UNITAIRE |
|---|---|---|
| Excavation et disposition hors du site | $m^3$ | 18 $ |
| Remblai et déblai | $m^3$ | 4 $ |
| Puisard de béton 600mm | unitaire | 3 500 $ |
| Regard de béton 900mm/1200mm | unitaire | 6000$/7500$ |
| Régulateur de débit à plaques/vortex | unitaire | 1500$ |
| Conduite PVC 200mm | m.l. | 150 $ |
| Conduite de béton 600mm/900mm | m.l. | 410$/500$ |
| Conduite perforée 200mm/450mm | m.l. | 150$/250$ |
| Coude en PVC 200mm/450mm | unitaire | 300 $ |
| Enrochement | $m^3$ | 20 $ |
| Géotextile | $m^2$ | 3 $ |

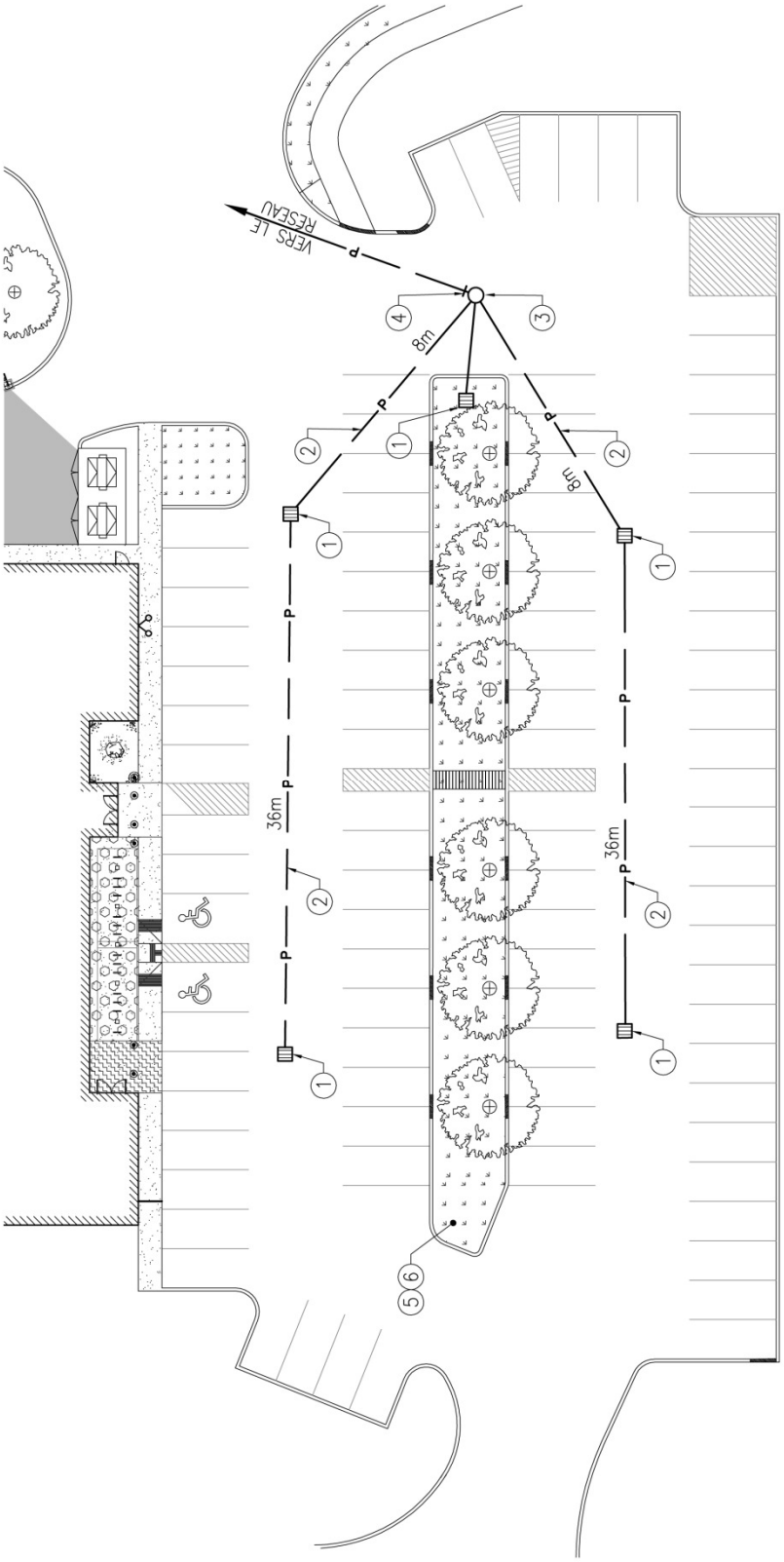



Figure 2. 8: Numérotation des éléments du concept traditionnel

Tableau 2. 12.: Coût de construction pour le drainage et la rétention du site

| Item | description | unités | Quantité | Prix unitaire | Prix total |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Puisard P-1 | unit. | 5 | 3 500,00 $ | 17 500,00 $ |
| 2 | Conduite pluviale 600 mm | m.l. | 100 | 410,00 $ | 41 000,00 $ |
| 3 | Regard de régulation M-1200 | unit. | 1 | 7 500,00 $ | 7 500,00 $ |
| 4 | Régulateur de débit (vortex) | unit. | 1 | 1 500,00 $ | 1 500,00 $ |
| 5 | Excavation du bassin de rétention | $m^3$ | 62 | 18,00 $ | 1 093,50 $ |
| 6 | Engazonnement du bassin de rétention | $m^2$ | 231 | 9,00 $ | 2 082,50 $ |
| | **Total** | | | | **70 676,00 $** |

Le concept comprend un système efficace pour le drainage, la rétention et l'évacuation des eaux de ruissellement. Mis à part du gazon dans le bassin de rétention, aucun végétaux ne sera requis dans l'aménagement de base. Le coût de construction (achat et installation) est d'après les prix du marché montréalais de 70 676$ soit un total de 750$ par place de stationnement pour le drainage uniquement.

La conception du drainage de ce stationnement est considérée dans ce mémoire comme la référence. Une rétention des eaux est réalisée en fonction de critères représentant la majorité de la zone urbaine de Montréal. Les coûts reliés à la rétention ont été minimisés. Le projet répond aux critères quantitatifs requis pour une bonne gestion du ruissellement. Aucun critère qualitatif ou de recharge de la nappe n'a été abordé.

# CHAPITRE 3 – PRATIQUES DE GESTION OPTIMALES : DÉFINITION ET OBJECTIFS

Le chapitre 2 a établit quel est le drainage de référence pour un stationnement dans la région montréalaise. Il a permis de concevoir un système de drainage et de rétention efficace pour l'aspect quantitatif. Le chapitre 3 répertorie les pratiques de gestion optimales qui pourraient aussi s'approcher d'une gestion idéale.

## 3.1. Objectifs visés par les PGO

Les objectifs de ces pratiques sont discutés par de nombreux ouvrages. L'EPA ou le MDDEP par exemple qui sont responsables de la qualité des cours d'eau va se concentrer sur les aspects quantitatifs, qualitatifs et de recharge de la nappe tel que discuté dans le chapitre 1. Par contre, d'autres tels que la certification LEED considère des aspects connexes. Parmi ceux-là on compte :

Considérer l'acceptation du public: Une bonne pratique peut être attractive. Ainsi, elle peut servir d'outil promotionnel pour un site commercial, avoir une exposition médiatique qui permet d'éduquer les citoyens et augmenter la valeur de la propriété tout en respectant l'environnement (Minnesota 2005).

Utiliser la végétation d'une façon créative: Une bonne pratique permettra d'intégrer un système de drainage au sein d'un bel aménagement paysager. Le verdissement du site sera couplé avec le drainage, le traitement des eaux de ruissellement, la présence d'ombre et la diminution des ilots de chaleur et un effet d'écran visuel (Minnesota 2005).

Considérer les bénéfices environnementaux additionnels : Une bonne pratique intègre différents bénéfices environnementaux. Parmi ceux-ci ont peu compté la réduction des ilots de chaleur, la création d'habitats fauniques mais aussi l'alimentation des besoins en eau non potable par de l'eau pluviale traitée. Ceci peut permettre de réduire jusqu'à 60% les besoins en eau moyen (Minnesota 2005).

Réduire les coûts d'infrastructure : Les bases du développement durable incluent aussi un aspect économique aux systèmes implantés. Les nouvelles pratiques doivent s'assurer de conserver voire réduire les coûts des infrastructures (Minnesota 2005).

## 3.2. Les différentes pratiques de gestion optimale

Les nouvelles pratiques de gestion optimale définis aux États-Unis comme des Best Management Practices (BMP) ou Low Impact Development (LID) practices sont décrites dans de nombreux ouvrages et

ont un système de classification qui diffère de l'un à l'autre. La classification utilisée ici comprend la filtration, l'infiltration, les bassins, les marais et la biorétention (Minnesota 2005).

- Filtration (bandes filtrantes, puits à sec, fossé engazonné) : La filtration peut se faire à travers un substrat ou des végétaux.

Un filtre à sable est un système s'apparentant à un double caniveau. Les eaux sont drainées dans le premier par ruissellement en nappe. Celui-ci est rempli de sable qui capture les sédiments. L'eau se déverse ensuite dans le second caniveau pour poursuivre son cheminement. Un filtre à sable en souterrain s'apparente à un champ de polissage pour les eaux usées (Minnesota 2005).

Les fossés, noues et bandes filtrantes sont des zones végétalisées où l'eau ruisselle en nappe ou en canal. La vitesse de l'eau est maintenue faible par de faibles pentes ou digues qui permettent une bonne sédimentation lors du contact avec les tiges des végétaux. Ces techniques sont efficaces pour le prétraitement des eaux (Minnesota 2005).

- Techniques d'infiltration (tranchée, puits ou bassin d'infiltration) : Les pratiques d'infiltration sont des dépressions naturelles ou construites situées dans des zones perméables. Elles peuvent être en surface (bassin d'infiltration) ou en souterrain (tranchée ou puits d'infiltration). Un système de prétraitement pour éviter la colmatation est requis pour ces pratiques. Une distance minimum d'un mètre avec la nappe phréatique est requise pour ces pratiques (Minnesota 2005).
- Bassin (sec, humide, semi-sec) Ces bassins sont disposés dans l'aménagement paysager pour recevoir les eaux de ruissellement. Ils peuvent être :

Sec : Les eaux de ruissellement du site sont retenus temporairement dans un bassin sec avant que les eaux soient retournées à l'exutoire. Ce type de bassin est susceptible de relarguer les sédiments et est utile uniquement pour la gestion des débits de pointe.

Humide : Il faut s'assurer de drainer un bassin versant suffisant pour avoir un niveau d'eau permanent. Le volume de pluie excédentaire est retenu temporairement en surface puis relâcher à un débit régulé à l'exutoire. Ce bassin permet la sédimentation, la décomposition biologique entre les événements pluvieux et limite la remise en suspension des sédiments (Minnesota 2005).

- Marais : Ils sont conçus avec des niveaux d'eau très faible et sont destinés à traiter les eaux de ruissellement plutôt qu'à gérer les volumes de pluie. Dans les marais se succèdent

plusieurs zones d'accumulation : zone inondée, partiellement inondée, sèche. Cette diversité améliore le traitement et augmente la présence de la biodiversité végétale et animale.

Les marais peuvent être couplés avec des bassins humides pour associer l'aspect qualitatif et quantitatif (Minnesota 2005).

- Biorétention ou jardin de pluie : aménagement paysager installé en dépression de la zone à drainer qui reçoit par écoulement en surface les eaux de ruissellement. Les eaux se drainent par la suite dans un substrat (sol d'ingénierie) installé sur une épaisseur d'environ 600mm sous le jardin de pluie. Lorsque le sol atteint la saturation, il y a une accumulation d'eau en surface. Les polluants contenus dans les eaux de ruissellement sont enlevés par l'adsorption, la filtration, la volatilisation, l'échange d'ions et la décomposition. Une fois les eaux filtrées, elles peuvent être retournées à la nappe phréatique sur le sol naturel le permet ou récupérer dans un drain perforé installé sous le substrat (Prince Georges's County 1999).

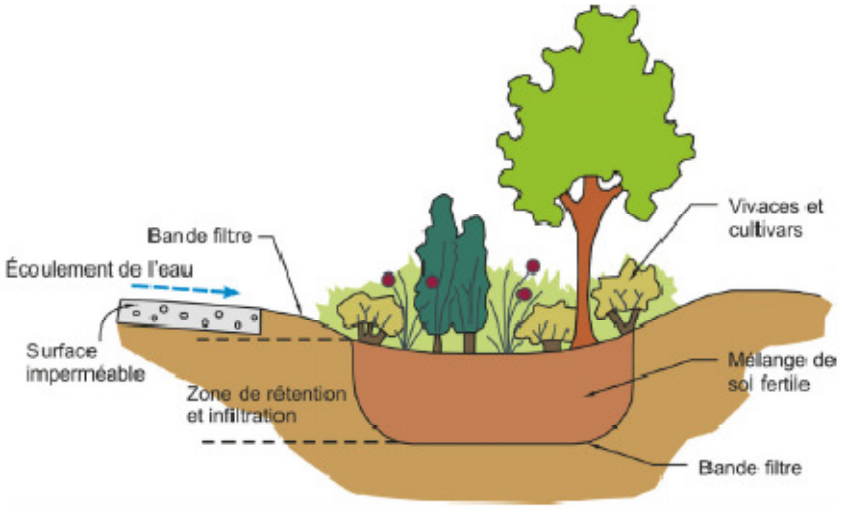



Figure 3. 1: Croquis de la biorétention (ABT 2003)

Trois variantes de biorétention sont répertoriées :

<u>Biorétention avec recharge complète (filtration/infiltration)</u> : aucun drain n'est installé sous le substrat et toutes les eaux filtrées sont retournées à la nappe phréatique. Cette pratique s'applique dans les sols perméables.

Biorétention avec zone anaérobique : un drain est installé sous le substrat sur un épais lit de gravier. Une zone saturée se trouve en permanence au fond du substrat. Lorsque tout le substrat est saturé, une partie des eaux sont drainées par le drain, une partie est retournée à la nappe phréatique. Cette pratique peut être utilisée lorsque le sol est peu perméable ou lorsque les volumes à gérer sont importants. De plus, la zone anaérobique améliore le processus de dénitrification.

Biorétention sans recharge (filtration) : Toutes les eaux filtrées sont drainés par un drain perforé. Cette pratique est utilisée lorsque le sol est imperméable ou lorsque la teneur en polluants peut être importante et nocive (e.g. station essence) (Minnesota, Portland).

Le troisième chapitre explique les objectifs visés par les pratiques de gestion optimales, autant pour la protection des cours d'eau que pour les avantages connexes. Noter que l'éventail des objectifs des PGO est plus général que ceux du drainage conventionnel qui vise uniquement la réduction des débits de pointe à l'exutoire du site. Par la suite, les différentes pratiques de gestion optimales sont définies. Plusieurs de ces pratiques peuvent être utilisées pour le drainage d'un stationnement. La biorétention est la pratique sur laquelle l'analyse dans ce mémoire se concentre. Il serait requis que chacune des pratiques soient étudiées au Québec.

# CHAPITRE 4 – L'EFFICACITÉ DE LA BIORÉTENTION ET L'IMPACT D'UN CLIMAT NORDIQUE

Chacune des PGO décrite dans le chapitre précédent ont des exemples d'application en milieu urbain. Le présent mémoire se concentre sur l'analyse d'une de ces PGO, la biorétention, pour le drainage d'un stationnement québécois. Une recherche bibliographique est réalisée pour répertorier l'efficacité quantitative et qualitative de la biorétention en climat modéré et nordique et les critères qui les influencent.

## 4.1. Efficacité de la biorétention en période tempérée

Plusieurs études scientifiques ont évaluées la performance quantitative et qualitative de la biorétention. Parmi celles-ci quatre sont analysées en profondeur pour couvrir le potentiel quantitatif et qualitatif de la biorétention.

University of Maryland - Field performance of bioretention : hydrology impacts (A. P. Davis 2008)

Cette étude explique les résultats du suivi expérimental de deux cellules de biorétention installées en parallèle en 2002-2003. La dimension du bassin versant est de 0,24ha et chaque cellule a une surface de 28m$^2$, soit un ratio entre le bassin versant et la biorétention de 2,3%. La conception est réalisée suivant les standards de PGCo0, 2001. La cellule A a 1200mm de substrat dont 300mm est saturé en permanence pour créer une zone anoxique. Cette dernière est composée d'un substrat de 1kg de sable pour 17g de papier journal permettant d'apporter une source de carbone pour encourager la dénitrification (H. Kim, E. A. Seagren et al. 2003)(Kim et al, 2003). Les deux cellules comprennent un substrat de 50% de sable, 30% terre végétale et 20% compost. La teneur en argile est inférieure à 10%. Une couche de 200mm de paillis est installée. Un drain perforé entouré de pierre nette récupère les eaux qui ont percolées. La pierre nette est elle-même entourée d'un géotextile pour éviter la contamination par le substrat. Un géotextile est installé sous le substrat. Celui-ci n'est habituellement pas recommandé car il limite la réalimentation de la nappe. Dans cette étude, il permet d'isoler le système pour le suivi expérimental.

Quarante neuf pluies ont été testées et les résultats apportent les conclusions suivantes:

- 18% des pluies ont été absorbés par la biorétention (évapotranspiration) limitant ainsi le débit à l'exutoire ;

- Le débit de pointe est fortement réduit à l'exutoire, de l'ordre de 44 à 63%. Le volume total est réparti sur plusieurs heures ou jours, tandis que le débit de pointe est retardé d'un facteur de 2.

L'étude conclut donc que le jardin de pluie est une technique efficace pour la réduction des débits de pointe et des volumes.

Bioretention hydrology and nutrient Removal at three field sites in North Carolina (W. F. Hunt, A.R. Jarrett et al. 2006)

Lors de cette étude, 3 cellules de biorétention ont été testées sur 2 sites. Deux cellules de biorétention ont été construites entre 2000 et 2001 sur le premier site, Greensboro. Le sol naturel est imperméable et d'horizon A. La biorétention comprend un drain perforé sous le substrat. Le substrat a une hauteur de 1.2m et a un index-P entre 20 et 26 correspondant à une teneur basse à moyenne dans la première cellule, G1, et de 86 à 100 dans la seconde cellule G2 correspondant à une teneur élevée (H. Kim, E. A. Seagren et al. 2003). Le substrat a un coefficient de perméabilité compris entre 7,5 et 39,6cm/hr ce qui est supérieur aux recommandations (L. Coffman, R. Green et al. 1993). La première cellule G1 a une zone anoxique de 450mm à 600mm, saturée en permanence, tandis que la cellule G2 n'en a pas. Le bassin versant est de 0,20 ha et la biorétention a un ratio de 5% correspond à la règle 5-7% (Prince Georges's County 1999) (North Carolina Dept. of Environment and Natural Resources (NCDENR) 1997). Les cellules peuvent recevoir entre 30 et 35mm du ruissellement généré par le bassin versant.
Le second site, Chapel Hill, comprend une cellule construite en 2001. Le sol naturel est imperméable et d'horizon A. Le bassin versant C1 est de 0,06 hectares et est uniquement imperméable avec un trafic élevé. Le ratio de biorétention est donc plus élevé que la moyenne avec 14,9%. Le jardin de pluie peut recevoir un ruissellement de 95 à 100mm du bassin versant. L'index-P du substrat compris entre 4 et 12, correspondant à une faible teneur (D. H. Hardy, M. R. Tucker et al. 2003). Le substrat est un sable ayant un coefficient de perméabilité du substrat est compris entre 3,2 et 7,5cm/h.
Après 32 mois de suivi expérimental, les conclusions comprennent :

- Une réduction de 40% sur la masse de TN (azote total);
- Une réduction de $NO_3$-N (nitrates) variant de 13% pour une cellule sans zone anoxique à 75% pour celle avec une zone anoxique ;

- Les teneurs en TP varient entre un enlèvement de 65% et une augmentation de 240%. Les résultats dépendent de la teneur initiale de phosphore dans le média. Un média avec un faible index-P (et des CEC élevés) permet un enlèvement élevé et est recommandé dans les zones de rejet sensible ;
- L'enlèvement des métaux est élevé et concordent avec les conclusions de Davis et al, 2003. L'enlèvement de Zn et de Cu est de 98%, et celui du plomb est de 80% ;
- La réduction des volumes à l'exutoire est supérieure à 50% même lorsque le sol naturel est imperméable. Cette réduction de volume a un impact important sur le rabattement des polluants à l'exutoire.

Tableau 4. 1 : Caractéristiques du substrat de trois cellules de biorétention (W. F. Hunt, A.R. Jarrett et al. 2006)

| Substrat | pH | CEC (meq) | BS% (high base saturation | P-Index |
|---|---|---|---|---|
| C1, Chapel Hill | 5.4-6.1 | 1.9-2.4 | 63-79 | 4-12 |
| G1, Greensboro | 6.1-6.8 | 6.0-7.3 | 90-100 | 20-26 |
| G2, Greensboro | 6.2-6.6 | 5.6-7.0 | 89-94 | 86-100 |

En conclusion, Hunt confirme que la biorétention est une pratique qui limite les volumes, diffère et réduit les débits de pointe à l'exutoire. De plus, la biorétention réalise un bon enlèvement sur les métaux. Le rabattement en phosphore peut être moyen à élevé si le substrat est choisi adéquatement (P-index faible) et une zone anoxique permet d'atteindre un enlèvement élevé de NO3-N (nitrates).

<u>A field evaluation of rain garden flow and pollutant treatment (Dietz and Clausen 2005)</u>

Deux cellules de biorétention ont été construites en 2002 à Adam, CT. La conception a été réalisée selon le PGCo. Le sol naturel était assez perméable (3,8cm/hr) pour répondre aux critères du substrat requis dans PGCo. Un géotextile a été installé sous le substrat pour des fins de suivi expérimental avec une conduite perforée de 100mm entouré de 150mm de pierre nette. Le substrat utilisé est donc le sol naturel surmonté d'une couche de 50 mm de paillis. Les cellules reçoivent le ruissellement d'une surface de toit de 106,8m$^3$. Elles peuvent accumuler jusqu'à 2,54cm du ruissellement du bassin versant pour

une accumulation de 150mm. Les deux jardins de pluie représentent une superficie de 9,18m$^2$ soit un ratio de 8,5% avec le bassin versant. Une épaisseur de 600mm de substrat est installée.

Les essais sont réalisés sur une période de 56 semaines, les conclusions sont:

- Une réduction du débit de pointe de l'ordre de 3 fois et un temps de latence de 2 heures ;
- Un enlèvement faible de $NO_3$-N (35,4%) et de TKN (31,2%)
- Un bon enlèvement de NH3 (ammoniac) (84.6%)
- Une augmentation de TP (-110.6%)

Pour un substrat compris entre 10.3 et 12.6cm/hr, l'étude confirme la capacité de la biorétention à réduire les débits de pointe mais met en garde sur l'efficacité d'épuration du système.

Tableau 4. 2 : Conditions du substrat pour trois cellules de biorétention (Dietz and Clausen 2005)

| Substrat | 1 | 2 | Paillis |
|---|---|---|---|
| Densité apparante (Bulk Density) (g/cc) | 1.63 | 1.66 | 0.2 |
| Matière organique (%LOI) | 1.6 | 1.9 | - |
| CEC (cmolc/kg) | 16.8 | 22.7 | 166 |
| pH | 6.1 | 6.3 | - |
| Sable (%) | 84.4 | 83.6 | - |
| Silt (%) | 7.6 | 10.0 | - |
| Argile (%) | 8.0 | 6.4 | - |
| Infiltration (cm/hr) | 12.6 | 10.3 | - |

<u>Evaluation and Optimization of biorétention media for treatment of urban storm water runoff (Hsieh and Davis 2005)</u>

Suite aux études réalisées (A. P. Davis, M. Shokouhian et al. 2001) (A. P. Davis, M. Shokouhian et al. 2003), Hsieh et Davis (2005) ont constaté de l'importance de considérer un substrat avec un coefficient

de perméabilité élevé pour gérer les volumes importants en milieu urbain. Une perméabilité élevée permet de gérer la majorité des précipitations.

Les problèmes qui pourraient être liées à un substrat très perméable sont une diminution de l'efficacité de l'épuration, étant donné que l'eau reste moins longtemps en contact avec le substrat et un assèchement trop rapide du substrat pour la survie des végétaux. De plus, les substrats très perméables sont des sables qui contiennent peu de matières organiques pour soutenir la croissance des végétaux.
Pour ce faire, cette étude a analysée 18 colonnes de substrat en laboratoire et 6 cellules in situ de biorétention alimentées par une pluie artificielle et deux cellules in situ.

L'étude des 18 colonnes permet de vérifier si la perméabilité et les composantes chimiques d'un substrat a un impact sur la perméabilité et la qualité de l'épuration. Les colonnes comprennent 18 substrats différents composées de proportion différentes de 2 sables, 3 sols et un paillis. Les coefficients de perméabilité de ces 18 substrats varient entre 16,8cm/h et 489 cm/h. En premier lieu, les deux sables sont testées et montrent de bonne performance pour des huiles et graisses (>96%), des matières en suspension (>96%) et du plomb (>96%). Le sable II (489cm/h) est plus perméable que le sable I (50cm/h) car la taille du $d_{10}$ et du $d_{60}$ sont plus élevés indiquant la présence de plus grand pores. Le sable II permet donc d'infiltrer un plus grand volume que le sable I est a donc une capacité de traitement plus intéressante. L'enlèvement du phosphore est par contre plus concluant pour le sable I (85%) que pour le sable II (10%). L'enlèvement du nitrate et de l'ammonium est faible et varie d'un test à l'autre. Aucune corrélation n'est définie pour le TP, le $NO_3^-$ et le $NH_4^+$ car les résultats sont très variables d'un essai à l'autre.

Le sable démontre donc des très bonnes capacités d'infiltration et d'épuration. Par contre, le paillis et les apports nutritifs sont nécessaires dans un substrat pour la survie des végétaux. Des tests sont donc réalisés avec différents mélange de sable, sol et paillis.

Les conclusions du rapport indiquent que :

- Le paillis est nécessaire en surface de la biorétention pour permettre une filtration des eaux de ruissellement et ainsi éviter une colmatation rapide du substrat. Le paillis ne doit pas limiter excessivement l'infiltration. Ainsi, il est recommandé d'avoir un $d_{10}$>0,1mm et un coefficient d'uniformité $d_{60}/d_{10}$<4. Un coefficient d'uniformité élevé est intéressant car il indique la présence de larges pores. Par contre si celui-ci est trop élevé, les particules fines ne sont pas

stabilisées et se déplacent vers le fond lors de l'infiltration de l'eau. Ces sédiments fins se déplaçant tous vers le bas, ils peuvent faire une couche imperméable créant une colmatation locale. Ceci a été démontré lors d'un des tests en colonne avec un paillis ayant un $d_{60}/d_{10}$ de 15,4.

- Un substrat est recommandé suite aux tests réalisés soit un mélange de 20% de sable grossier ($d_{10}$>0.30mm) et de 70% de sandy loam. Ce substrat donne un coefficient de perméabilité compris entre 72 et 324 cm/h pour une tête d'eau de 150mm. Une épaisseur de 550 à 750 mm est recommandée. Cette configuration permettrait un enlèvement de 96% des MES, de 96% des O/G, de 98% du Pb, entre 24 et 70% de TP, de 6 à 9% de nitrate et entre 11 et 20% d'azote ammoniacal.

Ces quatre études (Dietz and Clausen 2005; Hsieh and Davis 2005; W. F. Hunt, A.R. Jarrett et al. 2006; A. P. Davis 2008) représentent le suivi expérimental sur quatorze cellules de biorétention et 18 colonnes de sable en climat tempéré. Les résultats quantitatifs sont clairs. Ils montrent que toutes les cellules ont permis de réduire le volume à l'exutoire par évapotranspiration d'un façon significative (>50%). Il est supposé que l'infiltration serait non négligeable si un géotextile n'était pas installé sous le substrat. De plus, l'amplitude du débit de pointe est réduite et le temps de réponse varie entre quelques heures et quelques jours. La biorétention est donc une réponse appropriée pour la gestion à la source dans les milieux urbains.

La dernière étude présentée est très intéressante car elle étudie la biorétention avec une perméabilité très élevée. Ceci permet la gestion des pluies de forte intensité sans compromettre le traitement des polluants.

D'un point de vue qualitatif, les résultats sont plus mitigés et difficile à comparer entre eux car les écarts types sont très importants. D'après les différentes études consultées, le tableau 4.3 montre les moyennes espérées pour l'épuration.

La biorétention effectue un enlèvement faible (<50%) sur l'azote total. Le tableau 4.3 montre qu'en moyenne, il y a un faible taux d'enlèvement des nitrates ($NO_3$-N). Par contre, la présence d'une zone anoxique au fond du substrat d'améliorer l'épuration à 75%. La présence d'une source de carbone, comme du journal mélangé au substrat, améliore encore la dénitrification. En moyenne, le taux

d'enlèvement du phosphore est faible (30%) mais si le substrat choisi a un index-P faible alors l'enlèvement peut atteindre en moyenne (65%). Dans le cas contraire, on observe une augmentation importante de phosphore dans l'effluent. Ce point devra être considéré lors d'un rejet dans un milieu sensible. Toutes les études montrent un enlèvement efficace des métaux (>90%).

Tableau 4. 3: Performance moyenne de la biorétention (Dietz and Clausen 2005; Hsieh and Davis 2005; W. F. Hunt, A.R. Jarrett et al. 2006; A. P. Davis 2008)

| | **NO3** | **NH3** | **TKN** | **TN** | **TP** | **Métaux** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Nombre d'études consultées** | 3 | 2 | 3 | 2 | 3 | 4 |
| **X (moyenne)** | 39,3 | 85,3 | 45,4 | 36,0 | -50,4 | 91,8 |
| **(Variance)** | 1150,5 | 1 | 207,5 | 32,0 | 852,2 | 77,6 |
| **S (écart type)** | **33,9** | **1** | **14,4** | **5,7** | **29,2** | **8,8** |

## 4.2. Efficacité en climat froid

D'après les recherches de Muthanna, deux problématiques apparaissent lors de l'implantation de la biorétention en climat froid. Tout d'abord, la présence de polluants en concentration importante lors de la fonte des neiges usées accumulant plusieurs mois de contamination et des polluants supplémentaires tel que les chlorures provenant des sels de déglaçage. Puis, l'infiltration dans un substrat gelé et couvert de neige. Lors de l'infiltration dans un substrat des pluies hivernales, des lentilles de glace peuvent se former empêchant ainsi l'écoulement des eaux. Même si ces climats ne sont pas identiques au nôtre car moins froid ou océanique, les problèmes de gel et dégel, de pluie sur neiges sont présents et les résultats peuvent donc servir d'indicateurs pour le Québec.

Ce mémoire se concentre sur l'utilisation des jardins de pluie pour les eaux de ruissellement et non pour les neiges usées. Ainsi, il est supposé que les neiges des surfaces imperméables sont enlevées et disposées dans un site conforme au MDDEP. Dans le cas où les neiges du bassin versant doivent être gérées dans la biorétention, le dimensionnement est réévalué (Muthanna, Viklander et al. 2010). Néanmoins, même si la neige est évacuée, les polluants s'accumulent dans les zones résiduelles aux abords des chaussées et on retrouve la présence de sel de déglaçage. Les concentrations et la diversité

des polluants présents dans les eaux de ruissellement augmentent. En contrepartie, la biorétention tombe en dormance pendant l'hiver limitant ainsi l'évapotranspiration et le traitement biologique. L'article suivant évalue la capacité d'épuration par le jardin de pluie en temps hivernal.

Enlèvement des polluants associés aux neiges usées (Muthanna, Viklander et al. 2007)

Deux cellules de biorétention ont été testées dans le but d'évaluer la rétention des métaux et le cheminement des chlorures pendant la fonte des neiges. La neige usée de trois rues a été utilisée par Muthanna et al: une rue résidentielle (1 550 véhicules par jour), une collectrice locale (5 000 véhicules par jour) et une autoroute (47 000 véhicules par jour). L'impact de la concentration de sédiments sur leur rétention pourra ainsi être analysé.

Les cellules de biorétention sont composées de végétaux, de 5 cm de paillis en surface, 50cm de substrat et 10cm de gravier dans lequel est installé un drain perforé qui dirige les eaux infiltrées dans une zone d'analyse. Le substrat utilisé dans les deux cellules est composé d'un pourcentage argile-sable-limon de 2,6%-92,7%-4,7% pour le substrat 1 et 2.9%-88,3%-8.8% pour le substrat 2.

Les polluants qui se trouvent en proportion importante dans les neiges usées incluent :

- Cuivre
- Zinc
- Plomb
- Cadium
- Chlorures

Les concentrations de ces polluants sont très variables dépendamment du type de route. Généralement, plus la route est utilisée, plus importante est la concentration de polluants est élevée. Par contre, la teneur en chlorures est habituellement inversement proportionnelle à la présence de voitures. En effet, la municipalité utilise en général plus de sels de déglaçage lorsque la route est peu utilisée ou montagneuse. Sur les autoroutes, le passage répétitif des véhicules enlève une partie de la neige et demande donc moins de sels.

L'étude comprend une analyse d'enlèvement pour chacun des polluants. On remarque qu'en imposant environ 400mm d'accumulation de neige, les performances de la biorétention sont :

- 5% du volume de neige a été dissipé (évaporation, infiltration)

- Entre 90 et 95% des métaux (zinc, cuivre, plomb et cadmium) ont été enlevés
- 99% des sédiments sont enlevés
- Les chlorures ne sont pas retenus

Ces polluants ont été retenus dans les zones suivantes :

- 5cm de paillis a retenu 74% du zinc, 13% du plomb et 66% du cuivre
  Valeurs plus élevées que Davis et al (2001)
- Les plantes ont accumulées 6% de zinc, 8% de cuivre et 2% de plomb
- Ces valeurs sont similaires à l'étude de Davis et al (2001)

Dans cet essai en climat froid, on remarque que l'évapotranspiration est faible en hiver. En effet, la réduction du volume d'eau est de 5% tandis qu'il est supérieur à 50% dans les climats tempérés. Comme les études en climat tempéré, l'enlèvement des métaux est élevé (>90%). L'étude de Muthanna permet de décomposer l'élément dans la biorétention qui épure les métaux. On constate que le zinc et le cuivre sont majoritairement enlevés par le paillis et légèrement par le substrat, tandis que le plomb est retenu majoritairement dans le substrat.

Le rôle des végétaux dans l'enlèvement des polluants est minime par contre, il fait partie intégrante du fonctionnement de la biorétention. Le développement des racines permet d'améliorer l'infiltration, de réduire le colmatage et régénère le système. Elles servent aussi de support pour les micro-organismes. De plus, des végétaux hyper accumulateurs peuvent être utilisés en autant qu'ils soient résistants aux sels de déglaçage.

Deux mois après la fonte des neiges, la repousse des végétaux permet la dégradation d'une épaisse couche de sédiments qui était présente en surface de la biorétention à la fin de l'hiver. Cette pollution est ainsi transformée en paillis.

En conclusion de cette étude, on note qu'en hiver, la biorétention ne réduit que peu les volumes de ruissellement infiltrés (5%), ni les sels de déglaçage. Par contre, on note un bon enlèvement des métaux.

Tableau 4. 4: Taux d'enlèvement des polluants et réduction du volume de ruissellement en hiver (Muthanna, Viklander et al. 2007)

| | Total entrants | Total sortants | Rabattement |
|---|---|---|---|
| Volume de neige (L) | 357 | 340 | 5% |
| Zinc (mg) | 301 | 12 | 96% |
| Cuivre (mg) | 110 | 12 | 89% |
| Plomb (mg) | 19 | 0,2 | 99% |
| Cadmium (mg) | 290 | 15 | 95% |
| Chlorure (g) | 30 | 33 | -10% |
| COD (g) | 49 | 21 | 57% |
| MES (g) | 112 | 2 | 100% |

Tableau 4. 5: Distribution des métaux dégradés dans la biorétention (Muthanna, Viklander et al. 2007)

| | Rabattement | Végétaux | Paillis | Substrat |
|---|---|---|---|---|
| Zinc (mg) | 96% | 6% | 74% | 16% |
| Cuivre (mg) | 89% | 8% | 66% | 15% |
| Plomb (mg) | 99% | 2% | 13% | 84% |

<u>L'infiltration dans un substrat gelé (Z.M. Al-Houri, M.E. Barber et al. 2009)</u>

L'infiltration de deux substrats a été testée dans le but de comprendre l'impact de la teneur en eau dans le substrat et de la durée disponible pour l'égouttement du substrat avant le gel (Z.M. Al-Houri, M.E. Barber et al. 2009). Ces deux substrats ont été prélevés proches de deux autoroutes autour de Washington. Le premier substrat est un terreau (loam) ayant une teneur sable-limon-argile de 47,50%-33,80%-18.80% et un coefficient de perméabilité moyen de 15,12 cm/h. Le second substrat est un terreau sablonneux (sandy loam) ayant une teneur de 67.5%-20%-12.5% et un coefficient de perméabilité d'environ 17,28 cm/h. Le coefficient de perméabilité a été mesuré à trois endroits dans l'échantillon : en bas, au centre, en haut. La valeur répertoriée ci-dessus est la moyenne de tous les échantillons pour la portion la plus imperméable de la colonne. En effet, c'est la couche la plus imperméable qui va définir le temps de vidange du substrat. Dans les conditions ou le substrat n'est pas

gelé, c'est le bas de l'échantillon qui est majoritairement le plus restrictif car il subit les forces utilisées pour compacter les couches supérieures.

Huit échantillons de chaque substrat ont été placés dans une colonne et saturés avec un volume d'eau d'environ 1 500ml. Par la suite, une paire d'échantillons de chaque substrat a été drainée pendant 2 heures, 4 heures, 8 heures et 24 heures. Ces échantillons ont ensuite tous étaient installés dans un congélateur pendant 4 à 6 jours.

Par la suite, la perméabilité de chacun des échantillons a été testée par un air permeability flow test. Lorsque le substrat est gelé, la couche supérieure est la plus limitative. En effet, celle-ci doit être la plus gelée dans l'échantillon car le froid est appliqué en surface uniquement (les parois de l'échantillon ont été isolées pour reproduire la direction naturelle du gel).
On remarque que plus le temps d'égouttement du substrat est long, plus le coefficient de perméabilité est élevé. La perméabilité du terreau gelé mais initialement drainé pendant 24 heures a un coefficient de perméabilité similaire au même substrat non gelé. Par contre, le terreau sablonneux a besoin d'un temps d'égouttement supérieur à 24 heures pour que le gel n'est pas d'influence sur sa perméabilité. La durée optimale n'est pas atteinte dans ce délai de 24 heures.

Dans des conditions hivernales rigoureuses comme au Québec, il apparait donc que la texture du substrat (terreau) devrait être prise en considération pour assurer qu'une courte période d'égouttement ne limitera pas l'infiltration dans le substrat gelé.

Les deux substrats testés ont plus ou moins la même perméabilité initiale. Le premier substrat a une teneur en argile plus élevé (18,8% vs. 12.5%) que le second mais sa porosité est supérieure (43% vs. 36%). Le premier substrat, le terreau réagit beaucoup mieux au gel que le substrat 2 (terreau sablonneux). C'est la texture du substrat qui a ici un impact important. En effet, cet article montre que le premier substrat a une distribution des diamètres de particules très uniformes. La courbe granulométrique se rapproche d'une droite avec un angle de 45 degrés. Le second substrat quant à lui, ne possède pratiquement aucuns grains dont le diamètre varie entre 1 et 10 mm. La porosité mais surtout la distribution uniforme des pores dans le substrat permettent un drainage plus rapide de l'eau. (Houri et al. 2009).

Dans ce chapitre, on a pu constater que la biorétention est une pratique qui réduit le volume des eaux pluviales à l'exutoire par évapotranspiration et percolation. Ce volume est réduit de plus de 50%

pendant les périodes de température modérée à élevée. En hiver, on remarque une réduction de 5% sur les volumes. Noter que l'évapotranspiration est fonction des végétaux utilisés et du climat.
Si le système inclus une zone anoxique et un substrat avec un faible P-index, le taux d'enlèvement des nutriments est important spécialement pour les nitrates et le phosphore. Les métaux à plus de 98% sont retenus par le paillis ou le substrat.

En contrepartie, les chlorures ne sont pas retenus par la biorétention. De plus, le choix du substrat est délicat en climat froid car le temps de vidange doit être élevé pour éviter un gel en bloc du substrat.

Ce chapitre est une recherche bibliographique sur les résultats de la biorétention en climat tempéré et froid. Il nous permet en premier lieu de faire l'hypothèse que la biorétention peut être appliquée au Québec et que les cellules seront fonctionnelles toute l'année. De plus, les études consultées nous permettront dans les chapitres subséquentes de prévoir quels seront les résultats attendus de la biorétention du projet pilote.

# CHAPITRE 5 – CONCEPTION DU PROJET PILOTE: BIORÉTENTION

Ce chapitre comprend une procédure de dimensionnement de la biorétention. L'objectif de ce mémoire est de démontrer que la biorétention peut répondre aux critères réglementaires locaux (volume de rétention, temps de vidange) tout en étant économique. C'est donc dans cette perspective que les paramètres ont été choisis. Par la suite, ces paramètres seront comparés aux recommandations contenus dans PGCo, 2009. Cette norme est utilisée comme référence car elle est reconnue au sein de la communauté scientifique. Elle a été la première à traiter de la biorétention dans les 80 et a été réactualisée régulièrement jusque dernièrement en 2009. La plupart des articles scientifiques consultés utilise la règle du dimensionnement : surface de la biorétention compris entre 5-7% du bassin versant imperméable, pour concevoir leurs ouvrages. Comme dans le chapitre 2, le chapitre 5 applique les étapes de dimensionnement à un site.

## 5.1. ÉTAPES DE DIMENSIONNEMENT ET EXEMPLE

Tableau 5. 1: procédure de dimensionnement - Drainage et rétention conformément à la réglementation municipale québécoise

| |
|---|
| Étape 1 – Mesurer la superficie du bassin versant |
| Étape 2 – Calculer le coefficient de ruissellement moyen du bassin versant |
| Étape 3 - Choisir le type de biorétention à utiliser (avec drain de fond ou sans)<br>*Les conditions du sol naturel vont déterminer la présence d'un drain. Si le sol a un débit d'infiltration inférieure à 2,5cm/h, prévoir un drain de fond qui se drainera vers le réseau municipal* |
| Étape 4 – Choisir un modèle et une fréquence de pluie |
| Étape 5 – Choisir un débit admissible<br>*Comme première hypothèse, le débit admissible peut être considéré égal à celui requis par la municipalité* |
| Étape 6 – Calculer le volume de rétention requis |
| Étape 7 – Faire les hypothèses sur les caractéristiques de la biorétention (superficie, épaisseur de substrat, accumulation d'eau maximale, porosité) |
| Étape 8 – Choisir un temps de vidange<br>*Le temps de vidange est égal au volume de rétention divisé par le débit admissible* |
| Étape 9 – Calculer le coefficient de perméabilité du substrat<br>$K = (Vd) / (An (h+d)t)$<br>*Si le coefficient de perméabilité est inférieur au débit admissible (étape 5), refaire les calculs.* |
| Étape 10 – Vérifier les volumes de rétention disponibles<br>*Si le volume de rétention disponible est < volume requis, réviser les hypothèses de l'étape 7* |
| Étape 11 – Choisir un substrat ayant un coefficient de perméabilité égal à l'étape 9. |

### 5.1.1. Étape 1 – Mesurer la superficie du bassin versant

D'une manière identique au chapitre 2, les surfaces sont mesurées et indiquées dans le tableau 5.1.

Tableau 5. 2: Superficie du site par type de surface

| Type | Superficie $m^2$ | Superficie (ha) |
|---|---|---|
| Pavage | 3048 | 0,3048 |
| Béton | 100 | 0,01 |
| Gazon | 742 | 0,0742 |
| Total | 3890 | 0,389 |

### 5.1.2. Étape 2 – Calculer le coefficient de ruissellement moyen

D'une manière identique au chapitre 2, le coefficient de ruissellement moyen est calculé :

$R_{moy}$ = 2949,5 / 3890 = 0,76

### 5.1.3. Étape 3 – Choisir le type de biorétention à utiliser

Les critères de sélection d'un site pour l'application de la biorétention sont décrits dans PGCo et résumés dans le tableau 5.2.

La biorétention avec filtration et drain de fond est proposée pour le projet. En effet :

- Le site est imperméable et le drain de fond évacuera les eaux à l'exutoire ;
- Le bassin versant est inférieur à 4 000$m^2$ ;
- La nappe phréatique est à plus de 4m de la surface.

### 5.1.4. Étape 4 – Choisir un modèle et une fréquence de pluie

Comme dans le chapitre 2, le modèle de pluie utilisé est celle de l'aéroport de St-Hubert pour une fréquence centenaire.

Tableau 5. 3: Conditions d'implantation de la biorétention (PGCo 2009)

| | Filtration | Infiltration |
|---|---|---|
| Emplacement | Tous avec l'installation d'un drain de fond | Sol naturel perméable |
| Surface du bassin versant | entre 4 000 et 8 000m$^2$ suivant l'imperméabilité | entre 2 000 et 4 000m$^2$ suivant l'imperméabilité |
| Infiltration du substrat | Supérieur à 2,5cm/h | Supérieur à 2,5cm/h |
| % d'argile | <5% | <5% |
| Milieu récepteur sensible | ok avec un géotextile | Non à moins d'un traitement |
| Nappe phréatique | >600mm | >1 200mm |

### 5.1.5. Étape 6 Étape 5 – Choisir un débit admissible

Comme première hypothèse, le débit admissible est considéré égal à celui du chapitre 2 soit 3,7 L/s.

### 5.1.6. – Calculer le volume de rétention requis

Toutes les critères de conception choisi sont les mêmes que celui du chapitre 2. Le volume de rétention requis est donc de 154m$^3$ pour une pluie de fréquence 100 ans.

### 5.1.7. Étape 7 – Faire des hypothèses sur les caractéristiques de la biorétention

Une implantation au centre du stationnement, entre deux allées de stationnement. Cette configuration est appropriée dans un stationnement car il permet de :

- Limiter la distance de ruissellement. un ilot de biorétention permet de drainer une allée de stationnement plus une ou deux allées de circulation de chaque côté, soit un bassin versant d'environ 34m$^2$ par mètres linéaires (deux allées de stationnement de 5.5m et une allée de circulation de 6.0m chacune)

- Faciliter la circulation automobile dans un stationnement et délimiter les espaces de stationnement

Pour la biorétention, une largeur minimale de 2 500mm de pavage à pavage est requise. Cette largeur permet d'implanter les éléments suivants :

- Une largeur minimale de 1 800mm pour une dépression de 450mm avec des pentes de 1V : 2H permettant de limiter l'érosion. Si l'espace est disponible, des pentes de 1V : 3H devraient être préférées.
- Une plate bande horizontale de 150mm le long des bordures pour permettre une bonne stabilité structurale;
- Des bordures d'une largeur de 200mm.

En fonction de ces largeurs minimales (voie d'accès, allée de stationnement, jardin de pluie), on vérifie que le stationnement peut s'implanter dans l'espace disponible sur le site.

La zone prévue pour le stationnement est assez large pour prévoir 4 allées de stationnement, 2 de circulation et la biorétention. La longueur disponible pour la biorétention est de 50m.

La superficie de la biorétention est donc de 125 $m^2$.

Les hypothèses suivantes sont faites :

- Une hauteur de substrat de 1200mm pour que le drain de fond soit à l'abri du gel (Ministère de l'Environnement 1989);
- Une accumulation d'eau comprise entre 0 et 600mm donc une accumulation moyenne de 300mm. Si la hauteur d'eau est supérieure à 600mm, une clôture de sécurité serait requise (CNRC 2010) ;
- Une porosité de 39% correspond à celle d'un sable grossier (Todd and Mays 2005).

### 5.1.8. Étape 8 – Choisir un temps de vidange

La réglementation locale impose que le temps de rétention sur pavage ne soit pas supérieur à ce qui est disponible avec un régulateur de débit. Un volume de rétention de 154,2$m^3$ et un régulateur de 21.5l/s/ha limiterait le temps d'accumulation à 5 heures.

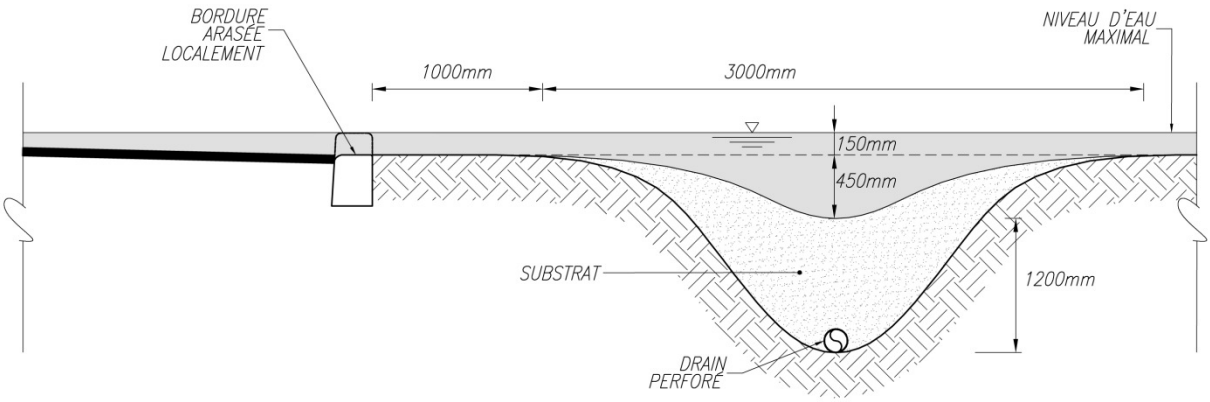



Figure 5. 1a: Vue en coupe et en plan du projet pilote (coupe)

### 5.1.9. Étape 9 – Calculer le coefficient de perméabilité du substrat

La méthode rationnelle a été utilisée dans le chapitre 2 pour définir le volume de rétention découlant d'une pluie de fréquence 100 ans et un débit de vidange de 3,7l/s. Ces critères permettaient de respecter et même surpasser les exigences de la réglementation municipale. Par la suite, la méthode de Darcy est utilisée pour calculer le dimensionnement de la biorétention.

L'équation de Darcy s'écrit ici sous la forme de (Todd and Mays 2005; PGCo 2009) :

$$K = (V)(d) / [ (An) (h + d) (t)]$$

Avec :

A : Surface de la biorétention ($m^2$)

V : Volume à retenir ($m^3$)

d : hauteur du substrat (m)

K : coefficient de perméabilité du substrat (m/h)

h : hauteur d'eau moyenne au-dessus du substrat (m)

t: temps d'accumulation maximale (hrs)

n : porosité

Donc k = (154,2 x 1,2)/(125 x 0,39 x (1,2+0,3) x 5) = 184,8/365,63 = 0,50 m/h ou 50 cm/h

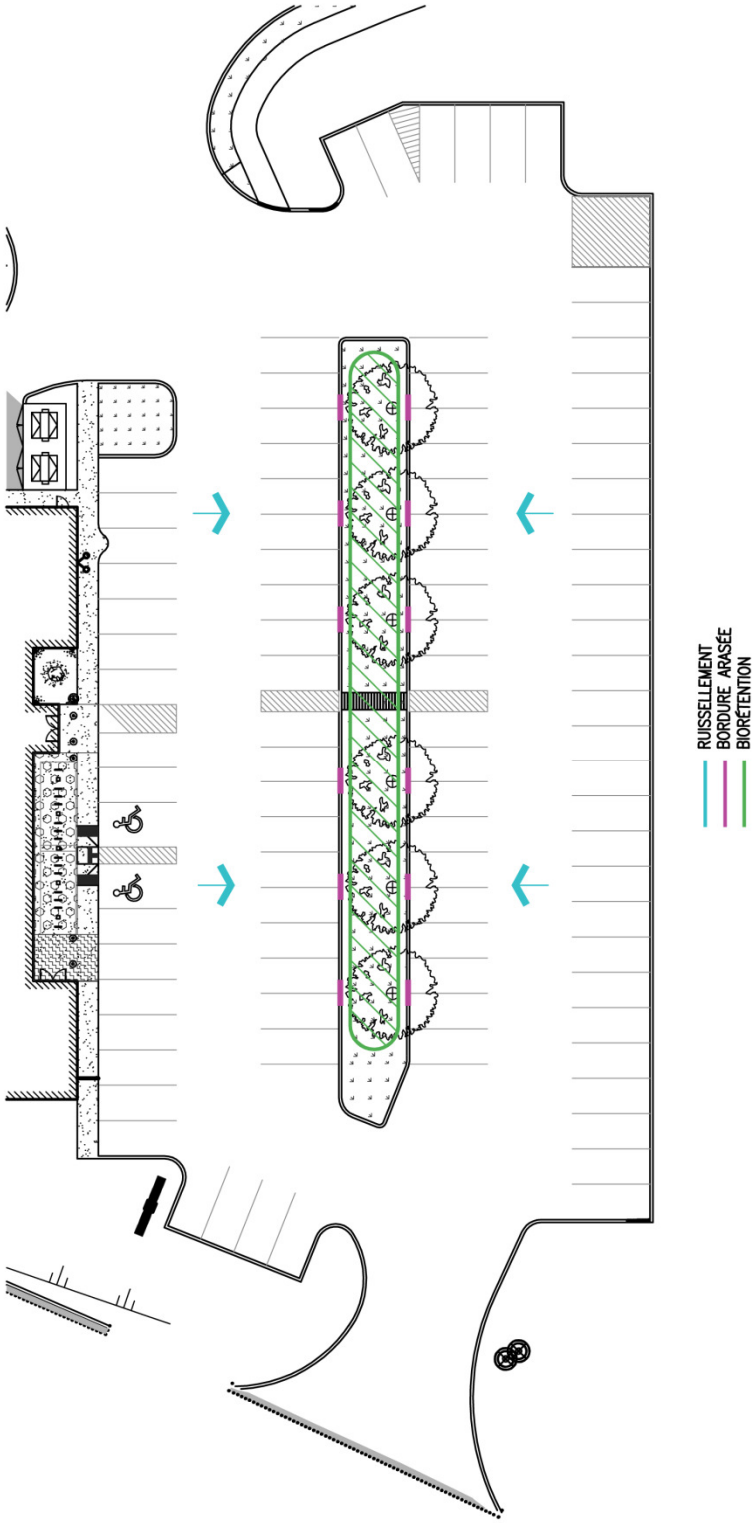



Figure 5. 2b: Vue en coupe et en plan du projet pilote (plan)

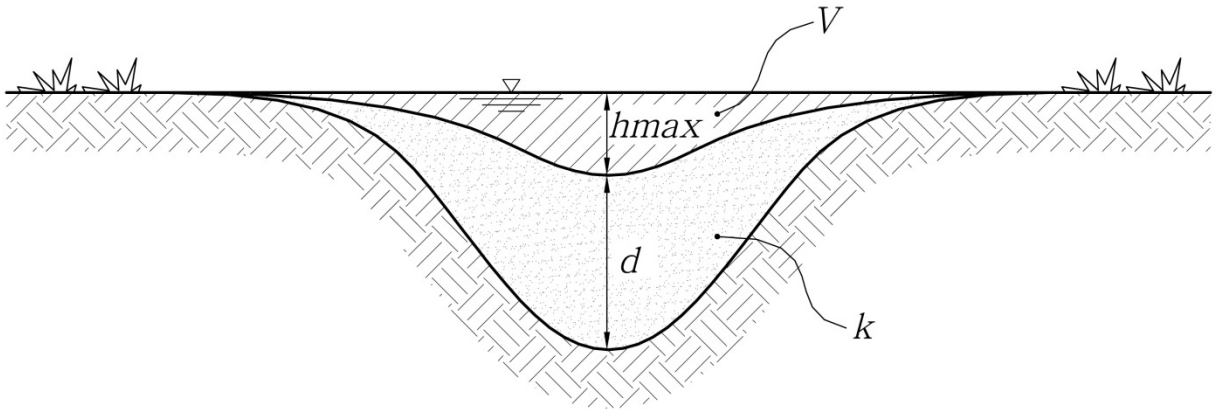



Figure 5. 3. : Schéma de biorétention pour la loi de Darcy

### 5.1.10. Étape 10 – Vérifier les volumes de rétention disponibles

Le volume de rétention disponible est retenu :

a. en surface de la biorétention pour une hauteur de 450mm avant de déborder sur le pavage (volume V1 sur la figure 5.2.);

   $V_1 = 30{,}4m^3$

b. en surface de la biorétention et des bandes filtrantes pour une hauteur supplémentaire de 150mm (volume V2 sur la figure 5.2);

   $V_2 = 33{,}75m^3$ ;

c. en surface du pavage pour une hauteur maximale de 150mm (volume V3 sur la figure 5.2).

   $V_3 = 90m^3$ ;

d. dans le substrat

   $V_4 = 10m^3$.

Pour un volume de rétention disponible total de $164m^3$ alors que le volume de ruissellement pour une pluie centenaire et un débit admissible de 3.7l/s génère un volume de $154m^3$. La configuration proposée répond donc aux critères quantitatifs de la réglementation.

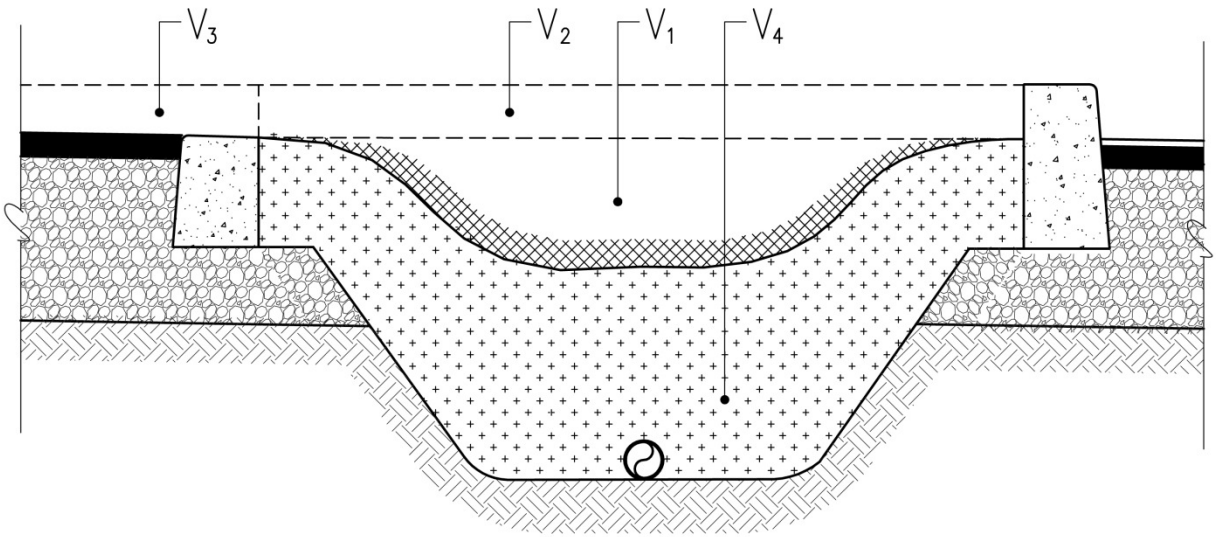



Figure 5. 4: Volume de rétention disponible – Étude de cas

### 5.1.11. Étape 11 – Choisir un substrat

Le coefficient de perméabilité définit d'après les critères de la réglementation (hydraulique seulement), un substrat adéquat a été recherché. Pour permettre de limiter les coûts des matériaux, un substrat de fabrication usuel a donc été recherché dans le marché. Deux producteurs importants de substrat ont été contactés. Ils ont réalisés des essais à charge constante sur leurs substrats pour définir les coefficients de perméabilité. Le premier, Savaria, est un producteur spécialisé dans les aménagements paysagers. Ses clients sont majoritairement des paysagistes. Les coefficients de perméabilité des substrats disponibles varient entre 1cm/h (mélange Écovert : terreau favorisant l'enracinement en profondeur, permet un minimum d'arrosage) à 18cm/h (mélange 60-40 5mm dédié au terrain de golf). Le coefficient de perméabilité maximal disponible chez ce fournisseur est donc de 18cm/h ce qui inférieur au coefficient minimal calculé plus haut et qui permet un temps d'accumulation sur pavage conforme à la réglementation.

Le second fournisseur consulté est HG Environnement. Cette compagnie est spécialisée dans un système de marais sous surfacique pour le traitement des eaux usées et les marais à écoulement vertical pour les eaux pluviales. Ce substrat a un coefficient de perméabilité de 280 cm/h laissant ainsi un facteur de sécurité important (3,5). Le substrat est composé de 95,9% de sable, 1,9% de pierre et 2,2% d'argile et de silt. La perméabilité excessive de ce substrat pourrait compromettre le traitement des eaux de ruissellement.

Le tableau 5.3 montre les composantes du substrat tel que fourni par le fournisseur. Il faut noter que ces données ont été définies sans rigueur scientifique car elles n'ont pas été réalisées en fonction d'un protocole précis. Ces résultats donnent donc une indication sur les caractéristiques du substrat mais une analyse d'un laboratoire spécialisé devra être faite sur le substrat du projet pilote pour permettre de faire des conclusions sur les résultats d'un suivi expérimental.

Tableau 5. 4. : Caractéristiques du substrat utilisé pour le projet pilote

| Caractéristiques | Résultats | Type d'essai |
|---|---|---|
| Densité du substrat (g/cc) | ND | |
| Matières organiques (%) | 3.1% | ND |
| CEC (cmolc/kg) | ND | |
| pH | 6.5-7.5 | |
| Sable (%) | 97.8 | Analyse granulométrique |
| Silt (%) | 2.2 | Analyse granulométrique |
| Argile (%) | ND | Analyse granulométrique |
| Coefficient de perméabilité (cm/h) | 280.8 à 288 | Essai à charge variable |

## 5.2. Analyse de la conception

### 5.2.1. Trop plein

Le trop plein est placé en surface après une accumulation de 600mm par-dessus la biorétention. Le trop plein se dirige vers la rue. Lorsque des pluies supérieures aux fréquences de conception se produisent, la rue devient un canal de drainage. L'accumulation d'eau moyenne dans la biorétention sera donc comprise entre 0 et 600mm respectant les exigences de PGCo, 2009.

### 5.2.2. Drain perforé

Un drain perforé est requis dans le cas où l'eau doit être récupérée car le sol naturel est trop imperméable, pour combler les besoins en eau non potable ou pour des fins de suivi expérimental. Le drain est habituellement placé au centre de la biorétention sous le substrat. Si une zone anoxique est désirée pour améliorer le traitement des nutriments (A. P. Davis, M. Shokouhian et al. 2001), le drain est rehaussé de 450mm à 600mm par rapport au fond du substrat. Le drain est entouré de sable ou de pierre nette et cette poche est elle-même entourée d'un géotextile pour éviter la colmatation par les particules fines. À chaque extrémité du drain, il est conseillé d'installer des accès pour le nettoyage et l'inspection des drains.

Dans le cas pratique, il y a un drain perforé enrobé d'un géotextile, puis d'une épaisseur de 150mm de pierre nette entouré d'un géotextile. Cette conduite permet de recollecter les eaux de pluie traitées après percolation à travers le substrat. Ce drain est nécessaire car le sol naturel est imperméable et ne pourrait pas drainer le volume de ruissellement du bassin versant.

Un diamètre de 450mm a été choisi dans le but de laisser une place suffisante pour une inspection visuelle et un nettoyage facile. Sachant que ce projet est une première expérience de biorétention, des moyens ont été mis en place pour permettre une bonne analyse d'efficacité du site. Idéalement, cette conduite aurait du être de diamètre 900mm pour permettre un déplacement physique dans la conduite, néanmoins les coûts de construction ont limité le diamètre. Si le suivi expérimental n'était pas requis sur ce projet une conduite de 200mm serait suffisante.

Une zone anaérobique entre 50mm et 270mm est inondée en permanence au fond du substrat. Cette zone est requise à cause du dénivelé disponible entre les niveaux du stationnement et les niveaux de l'égout municipal. Le niveau d'eau pourrait être vidangé par une station de pompage mais ça engendrerait des coûts d'entretien et d'opération.

### 5.2.3. Géotextile

Lorsque la percolation des eaux vers la nappe phréatique est désirée, aucun géotextile ne doit être installé sous le substrat pour éviter la colmatation. Dans certains cas comme avec un milieu récepteur sensible (puits d'eau potable à proximité), ou avec un taux potentiel de pollution/déversement élevé (station essence), un géotextile pourra limiter la contamination de la nappe phréatique.

### 5.2.4. Prétraitement

La mise en place d'une zone de prétraitement est fortement recommandée pour les techniques d'infiltration. Les options pour ce prétraitement sont :

- une bande filtrante d'une longueur minimale de 6m. PGCo indique qu'en pratique, la bande filtrante est prohibitive à cause de l'espace qu'elle nécessite.
- un diaphragme en gravier ou un enrochement au point d'entrée. La taille du gravier contenu dans le diaphragme doit être comprise entre 75 et 125mm pour être efficace contre l'érosion
- un paillis. Il a tendance à flotter et être dispersé à l'extérieur du site. Une couverture contre l'érosion est conseillée pour éviter la flottation (PGCo 2009).

Pour l'étude de cas, le prétraitement inclus

1. Une couche de paillis permettant de protéger le substrat du colmatage et de l'érosion ;
2. Des enrochements aux points d'entrées ont été mis en place (figure 5.5).

Sachant qu'une bande filtrante n'a pas été installée, l'entretien du système devra être plus fréquent pour éviter la colmatation du système. Néanmoins, cette bande filtrante est rarement installée (PGCo 2009).

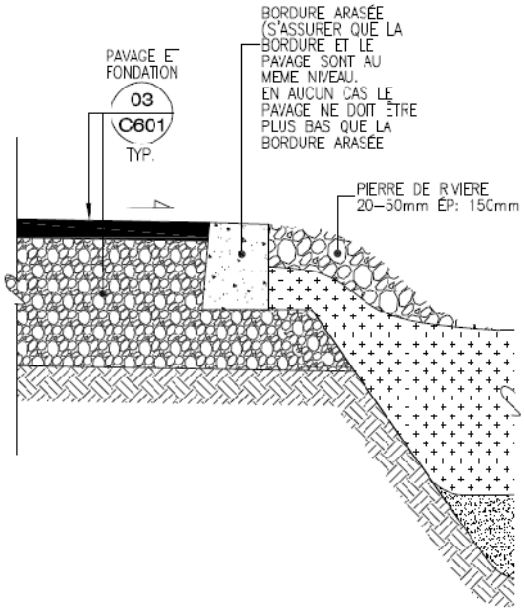



Figure 5. 5. Bordure arasée – coupe transversale

### 5.2.5. Zone d'accumulation et de traitement

Le bassin de biorétention a donc une superficie transversale de 1.8m$^2$ pour un bassin versant imperméable de 34m$^2$ permettant un ratio de 5,2% pour la biorétention, ce qui respecte les exigences de PGCo, 2009 (5 à 7%). Cette méthode est celle utilisée dans tous les articles scientifiques étudiés, elle est donc considéré comme fiable et permettra lors d'un suivi expérimental de faire des comparaisons avec ces articles (Hsieh et Davis, Davis et al, 2001, 2003, 2005, Hunt)

### 5.2.6. Le substrat

La hauteur du substrat recommandée varient suivant les études entre 450mm et 1200mm (State of New Jersey 2004; Minnesota 2005) (PGCo 2009). Aucun article publié n'existe sur la corrélation entre l'épaisseur du substrat et l'efficacité de traitement. Le substrat est prévu à 1 200mm pour correspondre aux recommandations de couvert pour une conduite pluviale (Ministère de l'Environnement 1989).

Les recommandations sur la perméabilité du substrat est très variable d'une étude à l'autre. Les valeurs définies dans PGCo, 2009 sont comprises entre 1,3cm/hr et 6,12cm/hr.

Les articles scientifiques consultés dans les paragraphes précédents ont testés des substrats dont le coefficient de perméabilité varié entre 10,3 et 12,6cm/hr (Dietz and Clausen 2005), entre 7,5 et 39,6 (W. F. Hunt, A.R. Jarrett et al. 2006) et entre 72 et 324 cm/h (Hsieh and Davis 2005). Les études qui étaient spécifiques au climat froid indiquaient des coefficients de perméabilité compris entre 15,12 et 17,2cm/hr (Muthanna, Viklander et al. 2007; Z.M. Al-Houri, M.E. Barber et al. 2009).

Noter que ces coefficients de perméabilité sont définis après une ou deux années de fonctionnement de la biorétention. Aucune étude n'est disponible sur la colmatation partielle du substrat entre son installation et les années subséquentes. Par contre, on peut prévoir que le substrat se colmatera légèrement au début de sa durée de vie et par la suite un équilibre sera établi (Hsieh and Davis 2005).

### 5.2.7. Choix des végétaux

Dans le cadre de cette étude de cas, les végétaux ont été choisis par un architecte paysagiste. Les critères de sélection pour les végétaux inclus :

- L'accumulation d'eau maximale dans le jardin de biorétention ;
- La fréquence d'inondation ;
- Résistants aux sels de déglaçage ;

- Tige érigée pour permettre le déplacement du substrat autour de la tige sous l'effet du vent ;
- Racines filamenteuses pour augmenter la surface spécifique disponible pour les bactéries ;
- Si disponible, hyper accumulateurs de métaux.

Plusieurs listes américaines existent pour choisir les végétaux. Par contre, il n'en existe pas de spécifique au Québec. Le répertoire des végétaux recommandés pour la végétalisation des bandes riveraines du québec peut par contre être utilisé comme référence (FIHOQ and AQPP 2008). Parmi celles-ci ont compte celle de la compagnie Indigo qui a développé une ligne de végétaux répondant aux critères de la biorétention.

Les végétaux choisis sur le projet sont :

Arbustes

Tableau 5. 5: liste des arbustes implantés pour le projet pilote

| | |
|---|---|
| *Cornus stolonifera 'Kelsey'* | Cournouiller de Kelsey; |
| *Diervilla splendens (x)* | Diervillée élégant; |
| *Hypericum kalmianum* | Millepertuis de Kalm; |
| *Spireae latifolia* | Spirée à larges feuilles. |

Arbres

Des arbres auraient pu être plantés dans le jardin de pluie. Ceux-ci auraient permis d'améliorer l'ombrage au dessus du stationnement et de réduire ainsi les îlots de chaleur. De plus, les arbres permettent d'améliorer l'évapotranspiration dans un jardin de pluie.

Ces végétaux ont été choisis pour être résistant aux polluants et aux sels de déglaçage, s'adapter à des conditions immersions ou de sécheresse, s'implanter rapidement et si possible avoir des habilités à absorber une partie des polluants tels que les métaux lourds.

Vivaces

Tableau 5. 6: Liste des vivaces choisies pout le projet pilote

| | |
|---|---|
| *Calamagrostis acutiflora ''overdam''* | |
| *Carex plantaginea* | Carex plantain; |
| *Hemerocallis Bonanza;* | |
| *Iris versicolor* | Iris versicolore; |
| *Onoclea sensibilis* | Onoclée sensible; |
| *Physostegia virginiana* | Physostegia de virginie blanc; |
| *Tradescnatia x andersoniana 'Bilberry Ice'* | Tradescanthia 'Bilberry ice' |

## 5.3. Estimation

Une estimation des coûts des travaux est réalisée. Les coûts présentés incluent tous les frais liés à l'achat du matériel, à la pose et à la main d'œuvre. Ils excluent les frais liés au profit, à l'administration, aux taxes, à l'achat du terrain et aux frais des consultants et du laboratoire. Une liste de prix unitaire utile pour calculer différents scénarios de drainage est présentée dans le tableau 5.6 (Vinci Consultants 2010). Le tableau 5.7 présente les coûts reliés au concept réalisé dans les paragraphes précédents.

Tableau 5. 7: Répertoire des coûts unitaire d'achat et d'installation pour la biorétention

| DESCRIPTION | UNITÉS | PRIX UNITAIRE |
|---|---|---|
| Excavation et disposition hors du site | $m^3$ | 18 $ |
| Remblai et déblai | $m^3$ | 4 $ |
| Barrières à sédiment | m.l. | 14 $ |
| Puisard de béton 600mm | unitaire | 3 500 $ |
| Regard de béton 900mm/1200mm | unitaire | 6000$/7500$ |
| Régulateur de débit à plaques/vortex | unitaire | 1500$ |
| Conduite PVC 200mm | m.l. | 200 $ |
| Conduite de béton 600mm/900mm | m.l. | 340$/500$ |
| Piézomètre d'observation (incluant les coudes) | unitaire | 450 $ |
| Conduite perforée 200mm/450mm (1) | m.l. | 115$/150$ |
| Coude en PVC 200mm/450mm | unitaire | 300 $ |
| Vannes 200mm/450mm | unitaire | 1500$/3000$ |
| Enrochement | $m^3$ | 20 $ |
| Géotextile | $m^2$ | 3 $ |
| Paillis | $m^3$ | 100$ |
| Substrat | $m^3$ | 30 $ |
| Terre végétale et gazon | $m^2$ | 9 $ |
| Vivaces (5 à 10 au $m^2$) | unitaire | 6$-15$ |
| Arbustes | unitaire | 45 $ |
| Arbres (1 à tous les 6 à 10m) | unitaire | 650$-900$ |

Sauf si indiqué autrement, le prix unitaire inclus l'achat, la pose, les coûts d'excavation et de remblai autour de l'ouvrage.

(1) Le montant pour les conduites perforées destinées à être installées sous le substrat du jardin de pluie est un montant pour l'achat, la pose mais aucun montant pour l'excavation et le remblai.

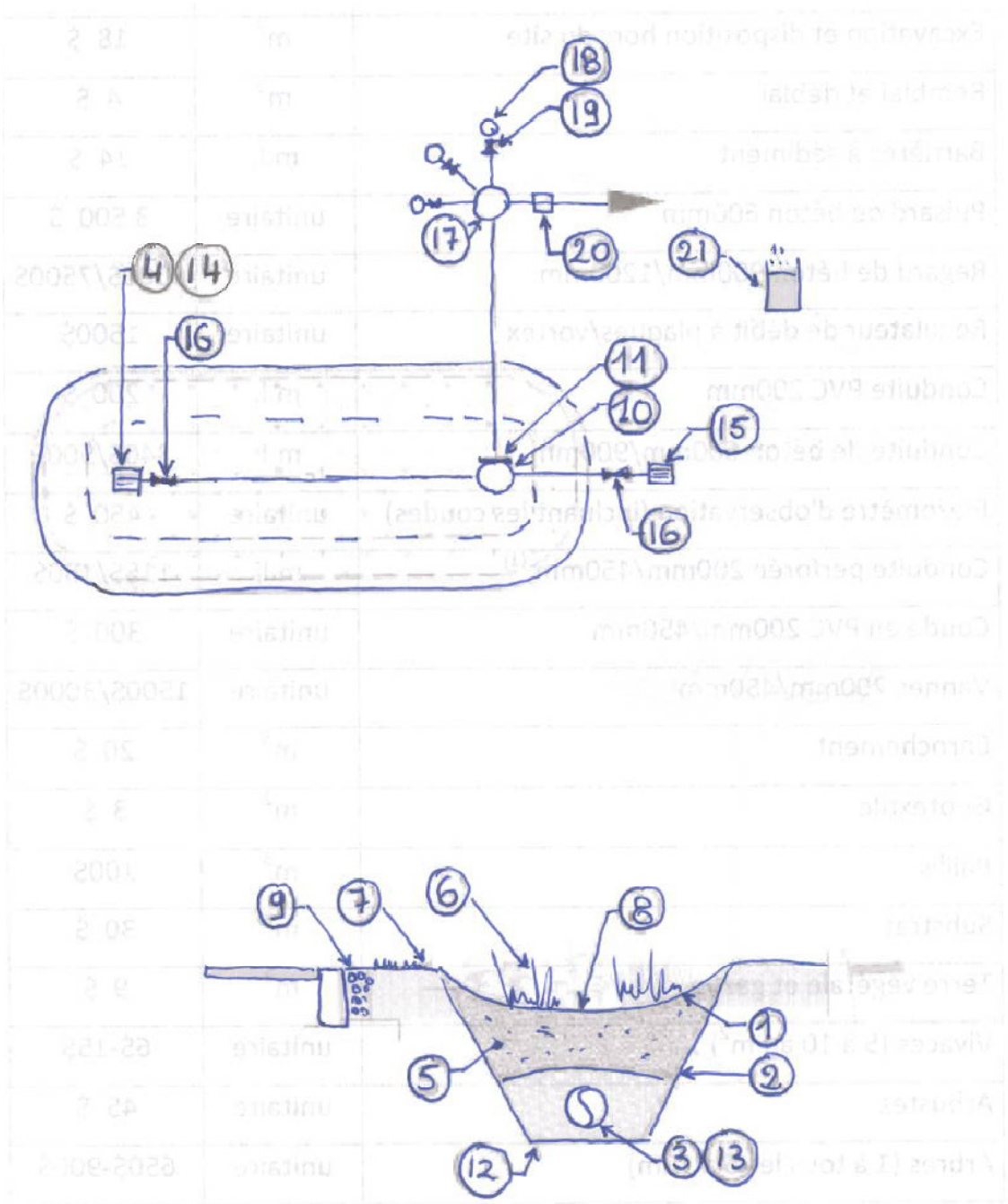



Figure 5. 6: Schéma de la biorétention pour fin d’estimation

Tableau 5. 8.: Estimation du coût des travaux de la biorétention

| Item | description | unités | quantité | prix unitaire | prix total |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Excavation du jardin de pluie (zone d'accumulation en surface) | m3 | 60 | 18,00 $ | 1 080,00 $ |
| 2 | Excavation du jardin de pluie (zone de traitement souterrain) | m3 | 92 | 18,00 $ | 1 658,48 $ |
| 3 | Drain perforé PEHD 200mm enrobé de pierre nette | m.l. | 45 | 115,00 $ | 5 175,00 $ |
| 4 | Piézomètre d'observation à une extrémité | unit. | 1 | 450,00 $ | 450,00 $ |
| 5 | Substrat | $m^3$ | 92 | 30,00 $ | 2 764,13 $ |
| 6 | Végétaux dans le jardin de pluie | $m^2$ | 121 | 15,00 $ | 1 811,22 $ |
| 7 | Gazon | $m^2$ | 125 | 9,00 $ | 1 125,00 $ |
| 8 | Paillis | $m^3$ | 12,5 | 100,00 $ | 1 250,00 $ |
| 9 | Enrochement | forf | 1 | 2 000,00 $ | 2 000,00 $ |
| 10 | Regard de régulation (et d'échantillonnage) | unit. | 1 | 7 500,00 $ | 7 500,00 $ |
| 11 | Régulateur de débit à vortex | unit. | 1 | 1 500,00 $ | 1 500,00 $ |
| | **Total** | | | | **26 313,82 $** |
| | **Suivi expérimental (surcoût)** | | | | |
| 12 | Géotextile pour isoler le remblai du sol naturel | $m^2$ | 229,5 | 3,00 $ | 688,50 $ |
| 13 | Drain perforé PEHD 450mm enrobé de pierre nette (différentiel) | m.l. | 45 | 35,00 $ | 1 575,00 $ |
| 14 | Regard d'observation à une des extrémités diamètre 900mm (différentiel) | unit. | 1 | 5 550,00 $ | 5 550,00 $ |
| 15 | Puisard d'échantillonnage | unit. | 1 | 3 500,00 $ | 3 500,00 $ |
| 16 | Valves (regard d'observation et puisard d'échantillonnage) | unit. | 2 | 1 500,00 $ | 3 000,00 $ |
| 17 | Regard d'échantillonnage | unit. | 1 | 7 500,00 $ | 7 500,00 $ |
| 18 | Piézomètres d'échantillonnage | m.l. | 3 | 100,00 $ | 300,00 $ |
| 19 | Valves sur les piézomètres et la conduite de vidange | unit. | 3 | 1 500,00 $ | 4 500,00 $ |
| 20 | Débitmètre | unit | 1 | 3 300,00 $ | 3 300,00 $ |
| 21 | Pluviomètre | unit | 1 | 200,00 $ | 200,00 $ |
| | **Total pour le monitoring** | | | | **29 425,00 $** |
| | **GRAND TOTAL** | | | | **55 738,82 $** |

Le montant total pour la construction de la biorétention est donc de 26 313$.

Ce chapitre comprend les éléments pour justifier l'implantation de la biorétention sur le site, l'explication des choix de conception de la biorétention et son analyse. Finalement une estimation des coûts de travaux est réalisée. Ce chapitre a démontré que la biorétention pouvait répondre seule aux critères de drainage et de rétention de la municipalité.

# CHAPITRE 6 – RÉSULTATS ATTENDUS ET DISCUSSION

Le chapitre 6 évalue les résultats attendus pour la biorétention. Dans un second temps, le projet pilote définit dans le chapitre 5 sera comparé au projet de drainage conventionnel évalué dans le chapitre 2.

## 6.1. Résultats attendus pour la biorétention

D'après les articles scientifiques consultés, la biorétention peut s'appliquer à un climat similaire à celui québécois. Une attention particulière doit être apportée à la perméabilité du substrat pour éviter le gel du substrat en hiver ce qui empêcherait le système de fonctionner. Le mélange utilisé pour le substrat dans le projet pilote (chapitre 5) se situe dans les fourchettes discutées dans les articles publiés (Hsieh and Davis 2005; W. F. Hunt, A.R. Jarrett et al. 2006)mais est jusqu'à 80 fois plus perméable que ceux recommandés dans les normes (Minnesota 2005; Muthanna, Viklander et al. 2007; PGCo 2009). Cette perméabilité extrême pourrait avoir un impact sur la survie des végétaux et sur la qualité d'épuration. Par contre, le substrat sélectionné permettra un débit moins limitatif que le régulateur de débit installé en aval.

### 6.1.1. Réduction des volumes de ruissellement

D'après les études consultées, la biorétention permet d'absorber plus de 50% du volume de pluie annuel en été et plus de 10% en hiver (Dietz and Clausen 2005; Muthanna, Viklander et al. 2007; A. P. Davis 2008).

Le substrat choisi pour la biorétention est très perméable. Il ne retient donc pas beaucoup l'eau et devrait limiter l'effet d'évapotranspiration. De plus, la biorétention analysée dans l'étude de cas n'a pas d'arbres et présentera donc une moins bonne évapotranspiration.

Dans ce projet, le débit à l'exutoire de la biorétention est contrôlé par un régulateur de débit. Ainsi, l'eau de ruissellement restera accumulée dans la biorétention pendant une période équivalente à un substrat de 50cm/h. Grâce à ce temps d'accumulation prolongé par le régulateur, le potentiel d'évaporation devrait se trouver dans les moyennes établies (7 à 50%) (Dietz and Clausen 2005; Muthanna, Viklander et al. 2007; A. P. Davis 2008).

### 6.1.2. Réduction des nitrates

Une zone saturée est nécessaire dans la biorétention du cas pratique car le réseau d'égout municipal, exutoire au site, ne permet pas un drainage gravitaire de tout le réseau privé.

D'après les articles consultés (Dietz and Clausen 2005; Hsieh and Davis 2005; W. F. Hunt, A.R. Jarrett et al. 2006; A. P. Davis 2008), cette zone anaérobique permettra d'améliorer la dénitrification de l'eau. Les résultats espérés pour le pourcentage d'enlèvement des nitrates est de 75%.

L'ajout d'une source de carbone, tel que du journal, aurait pu améliorer encore la dénitrification (Dietz and Clausen 2005; Hsieh and Davis 2005; W. F. Hunt, A.R. Jarrett et al. 2006)

### 6.1.3. Réduction du phosphore

La teneur en phosphore dans le substrat utilisée est inconnue. Celle-ci est le paramètre essentiel pour le taux d'enlèvement qui pourraient varier entre 65% et -240% (W. F. Hunt, A.R. Jarrett et al. 2006). Une application de chaux 1 fois tous les 2 ans pourrait permettre une dé-phosphatation de l'eau.

### 6.1.4. Réduction des sels de déglaçage.

D'après les articles consultés, aucun enlèvement des sels de déglaçage ne se produira (Environnement Canada and Santé Canada 2001; Muthanna, Viklander et al. 2007).

## 6.2. Comparaison de l'efficacité

Le bassin de rétention couplé à des conduites surdimensionnées (par rapport à une pluie de récurrence 5 ans (Ministère de l'Environnement 1989) est efficace et répondra aux critères de drainage et rétention. Il est attendu que la biorétention répondra aux mêmes critères. La longévité de la biorétention devra être vérifiée pour comparer sa durée de vie avec celle d'un bassin de rétention.
La biorétention permet de viser une réduction des polluants dans l'eau de ruissellement et de réduire par évapotranspiration et percolation une partie du volume.

La biorétention peut être utilisée pour réduire les besoins en eau potable. En effet, l'irrigation et les besoins d'entretien extérieur atteignent pour des secteurs résidentiels autour de 200 litres par personne par jour en été (Environnement Canada 2004). De plus, l'idée d'alimenter les toilettes avec l'eau de

ruissellement traitée peut être marginale mais la demande pour les chasses d'eau représente jusqu'à 30% des besoins journaliers. La nécessité d'avoir de l'eau potable pour les toilettes pourrait être remise en question. Certains précédents internationaux ont intégrés un système de recirculation des eaux de ruissellement traitées.

La biorétention demande un espace supplémentaire au bassin versant qui aurait pu être utilisé à d'autres fins. Dans une option traditionnelle, des conduites de gros diamètre ou des réservoirs souterrains pourraient accumuler le volume. En contrepartie, un aménagement paysager dans une zone pavée est intéressant pour réduire les ilots de chaleur et créé un espace conviviale.

## 6.3. Comparaison budgétaire

### 6.3.1. Coût de construction

Un système de drainage conventionnel (puisard, conduite, bassin de rétention) a été étudié pour pouvoir confirmer que la biorétention est une solution qui répond à la règlementation et qui est économiquement viable.

Ce système est efficace pour répondre aux critères de rétention. Son fonctionnement est connu, sans surprise et accepté par toutes les autorités.

Les montants calculés aux chapitres 2 et 3 sont indiqués dans le tableau 6.1. Le concept de biorétention est moins de la moitié du coût de construction du concept traditionnel (puisard, bassin de rétention, conduite surdimensionnée). L'investissement initial dédié à la biorétention est donc avantageux.

Tableau 6. 1 : Estimation des coûts de construction pour un projet conventionnel et un projet de biorétention

| | |
|---|---|
| Concept biorétention | 26 613$ |
| Concept traditionnel | 70 676$ |

### 6.3.2. Coûts d'entretien

Tous les systèmes de drainage doivent inclure un entretien. Autant un réseau traditionnel qu'une pratique de gestion optimale.

L'EPA, l'agence fédérale américaine de l'Environnement, a réalisé plusieurs études sur la gestion optimale des eaux pluviales dont une incluant les procédures d'entretien pour chacune des pratiques de gestion optimales.

Pour les bassins de rétention secs et les réseaux souterrains, on note :

- Tonte du gazon bi-annuellement;
- Nettoyage des conduites souterraines (tous les 5 ans) ;
- Nettoyage des fonds des bouches d'égout (tous les 5 ans).

Pour la biorétention et un réseau de drainage en surface, on note :

### **6.3.3.** Entretien pendant la période d'établissement

* Arroser le sol afin de maintenir un niveau d'humidité propre à garantir l'établissement, la croissance et la santé des végétaux, sans causer d'érosion;
* Bien arroser les arbres à feuillage persistant, tard à l'automne, avant le gel, afin de saturer le sol autour des racines;
* Enlever les mauvaises herbes;
* Travailler le sol au besoin, de manière à garder la couche supérieure friable;
* S'il est nécessaire de lutter contre les insectes, les champignons et les maladies, recourir aux méthodes de lutte appropriées en respectant les règlements fédéraux, provinciaux et municipaux en la matière;
* Couper les branches mortes ou cassées;
* Maintenir les fils de hauban en bon état, les réajuster au besoin ;
* Le remplacement des végétaux morts.

### 6.3.4. Entretien régulier

* Mesurer l'accumulation de sédiments bi-annuellement;
* Récolter les informations quantitatives et qualitatives si possible (débitmètre, pluviomètre, échantillonnage) ;

* Arroser en cas de sécheresse prolongé après la première année;
* Vérifier de l'état de santé des végétaux bi-annuellement;
* Inspecter le sol et réparer les zones érodées tous les mois;
* Enlever les déchets chaque mois;
* Renouveler le paillis annuellement;
* Renouveler le plan d'entretien annuellement;
* Assurer la rédaction d'un contrat pour assurer qu'aucune neige ne sera poussée dans les jardins de pluie. Conserver l'accumulation sur le jardin lui-même en permanence (Center for Watershed 2002; Minnesota 2005; PGCo 2009).

### 6.3.5. Coûts d'entretien

EPA, 2001 a aussi répertorié les coûts d'opération des différentes pratiques de drainage et rétention. Cette étude est basée sur plusieurs articles scientifiques (Wiegand et al, 1986, Brown et Schueler, 1997, SWRPC, 1991, Schueler, 1987) totalisant ainsi 56 projets construits entre 1980 et 1997. Ces coûts sont présentés pour des fins de planification seulement.

Les bassins de rétention et réseau de drainage en souterrain doivent inclure un montant de 1% des coûts de construction des équipements annuellement. La biorétention doit prévoir un coût de 6.5%.

Tableau 6. 2.: Prévision des coûts d'entretien de l'étude de cas (EPA 2003)

| Cas | Coût d'opération annuel (% de la construction) | Cout d'opération annuel estimé pour l'étude de cas |
|---|---|---|
| Projet pilote: biorétention | 6,5% | 1 730,00 $ |
| Référence: bassin de rétention | 1,0% | 700,00 $ |

Les coûts de construction définit dans le tableau 6.1 ainsi que les coûts d'opération du système (tableau 6.2) sont comparés annuellement pour définir jusqu'à quelle période la biorétention est rentable par rapport à de la rétention avec un bassin. Cette période est de 45 ans.

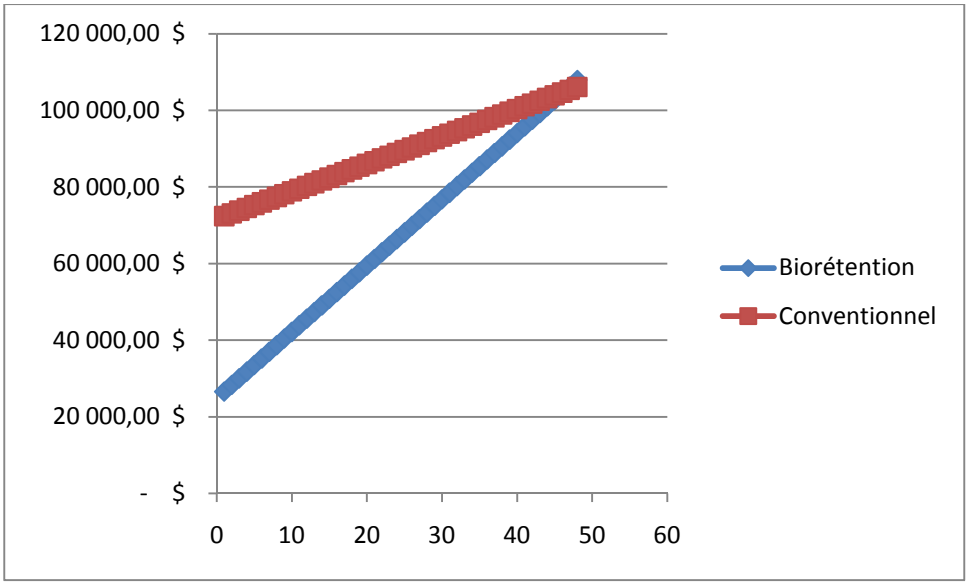



Figure 6. 1: Investissement à long terme biorétention vs. Traditionnel

En conclusion, ce chapitre indique que la biorétention répond aux mêmes objectifs qu'un système conventionnel. De plus, la biorétention apporte d'autres bénéfices : traitement des eaux, réduction du débit de pointe. Finalement, pour le projet pilote étudié selon deux aspects, la biorétention demande moins d'investissement lors de la construction. Néanmoins, les coûts d'entretien de la biorétention sont plus importants et nécessaire au bon fonctionnement du système. De plus, de faibles risques sont liés à la colmatation du substrat et au disfonctionnement en hiver.

On remarque aussi que la biorétention est une pratique économique seulement si elle permet d'accumuler tout le volume de rétention requis par la municipalité. En effet, si un système secondaire de rétention est requis (e.g. bassin de rétention, conduites surdimensionnées, etc.) alors la biorétention sera plus cher à la construction que le système de référence. Il est donc avantageux de prévoir un substrat assez percolant pour gérer les volumes requis.

Seul un suivi expérimental permettra de valider si la biorétention est en effet une pratique plus avantageuse qu'un système traditionnel.

# CHAPITRE 7 – SUIVI EXPÉRIMENTAL ET PROTOCOLE D'ÉCHANTILLONNAGE

Dès l'introduction, il est établit qu'un suivi expérimental est nécessaire pour contribuer à l'avancée de la technologie et confirmer les objectifs qui ont été vérifiés théoriquement. Le chapitre 7 traite des objectifs du suivi expérimental, des éléments à suivre et indique la procédure d'échantillonnage sur le projet pilote.

Le Québec en est encore à ses balbutiements concernant l'intégration des nouvelles pratiques de gestion optimale. Ainsi, les prochains stationnements verts vont servir de référence aux projets futurs. Un des premiers exemples documentés est le projet du Mountain Equipment Coop à Longueuil. Ce site possède un jardin de biorétention pour le drainage, la rétention et le traitement des eaux de ruissellement. Sachant que la phase de conception est documenté dans cette maitrise, il est recommandé de poursuivre le suivi expérimental permettant une meilleure analyse du fonctionnement du système et ce pour supporter l'intégration de ces technologies au Québec.

## 7.1. Objectifs du suivi expérimental

Le but du suivi expérimental serait de vérifier les critères suivants :

1. Confirmer si la biorétention répond aux exigences réglementaires relatives à la rétention des eaux pluviales ;
2. Confirmer l'efficacité hydraulique de la biorétention au Québec ;
3. Confirmer la réduction des volumes de pluie annuelle par dissipation dans la biorétention en fonction des saisons.
4. Confirmer l'effet de régulation du débit créé par la biorétention.
5. Confirmer si l'épuration atteint les résultats espérés et si le taux d'enlèvement est constant dans le temps.
6. Définir la robustesse/longévité du système.
7. Les procédures et les coûts d'opération.

## 7.2. Éléments à analyser

### 7.2.1. Analyse du substrat

L'analyse du substrat va permettre de confirmer l'efficacité de la biorétention à long terme. En effet, l'évolution de la perméabilité du substrat dans le temps pourrait indiquer que le système se colmate et n'est pas durable. De plus, les résultats sur l'augmentation des polluants dans le substrat pourront permettre de connaitre la contribution dans l'enlèvement des polluants. Finalement, une réduction de la charge polluante pourrait indiquer un relarguage.

L'analyse du substrat devra comprendre les éléments présentés dans le tableau 7.1.

### 7.2.2. Analyse volumétrique

Un pluviomètre et un débitmètre permettraient de réaliser un bilan des volumes entrants et sortants puis le pourcentage des pluies dissipées par la biorétention (évapotranspiration, percolation). Une courbe des débits de ruissellement et des débits à l'exutoire en fonction du temps permettrait d'évaluer le potentiel de régulation du jardin de pluie.

### 7.2.3. Analyse de l'eau

L'analyse de l'eau en amont et en aval du système va permettre de définir le taux d'épuration. Chacun des polluants suivant devront être analysés d'après les critères du tableau 7.2.

Les études ponctuelles (quelques semaines) réalisent un échantillonnage continu. Les études de plus longues haleines font des prélèvements une fois par semaine pour les nutriments (TP, TKN, NH3-N, NO3-N) et des prélèvements mensuels pour les métaux. Le nombre de pluie annuel moyen entre 1970 et aujourd'hui (Environnement Canada) est de 119,4. Le budget annuel pour l'échantillonnage variera donc entre 27 000$ (2 échantillonnages à chaque pluie) et 2 700$ (2 échantillonnages, 1 fois par mois).

### 7.2.4. Analyse sur le substrat, paillis et les végétaux

L'évaluation des teneurs en polluants dans ces deux éléments permettraient de comprendre la répartition de l'épuration dans la biorétention.

Tableau 7. 1. : Liste des analyses sur le substrat (Dietz and Clausen 2005; W. F. Hunt, A.R. Jarrett et al. 2006; A. P. Davis 2008)

| |
|---|
| Densité apparante (Bulk Density) (g/cc) |
| Matière organique (%LOI) |
| P-index |
| CEC (cmolc/kg) |
| pH |
| BS% |
| Sable (%) |
| Silt (%) |
| Argile (%) |
| Terre végétale (%) |
| Compost (%) |
| Infiltration (cm/hr) |

Tableau 7. 2.: Éléments à analyser dans l'eau de ruissellement et traitée

| POLLUANTS |
|---|
| Matières en suspension |
| Huiles et graisses |
| Plomb |
| Phosphore |
| Nitrate, NO3 |
| Azote ammoniacal, NH3-N |
| TKN |
| Chlorures |

### 7.2.5. Analyse du trop plein

L'objectif du système de jardin de pluie est de rejeter à l'exutoire de la biorétention un débit de 6,7l/s pour une pluie de fréquence 50 ans. L'analyse du trop plein permettra de vérifier si toutes les pluies de la période d'analyse ont été drainées par la biorétention. L'analyse des données pluviométriques permettra de définir l'intensité et la durée de la pluie. L'analyse d'un débitmètre à l'exutoire de la biorétention permettra de confirmer que le débit relâché est toujours inférieur à un débit de 6,7l/s.

Les résultats permettront de confirmer que la biorétention répond aux exigences réglementaires.

### 7.2.6. Analyse de l'entretien

Les activités et les coûts reliés à l'entretien devront être tenus à jour pour confirmer les données assumées (EPA). L'objectif est de mettre à jour la durée requise pour que le système de biorétention égalise ceux du système traditionnel (se référer à la figure xx).

Les résultats permettront de mieux connaitre les procédures et les coûts d'opération de la biorétention.

## 7.3. Protocole d'échantillonnage

Sur le site du protocole, certains équipements pour l'échantillonnage sont disponibles sur le site.
Deux puisards isolés avec une vanne ont été mis en place sur le stationnement. Lors d'une pluie, les puisards vont se remplir avec le ruissellement. Un échantillon sera prélevé dans ces zones pour définir la qualité de l'eau avant traitement.

Lorsque le ruissellement se retrouve dans la biorétention, il percole et est récupéré en souterrain par une conduite perforée. Celle-ci draine les eaux vers un regard d'échantillonnage (figure 5.8). L'eau entre par une conduite basse (conduite à gauche) et sort par la conduite haute (droite) qui a un régulateur de débit. L'eau doit donc monter dans le regard avec de sortir par trop plein vers l'égout municipal. En montant dans le regard, l'eau remplit les conduites intermédiaires (à droite) avec les premiers millimètres de pluie traités par la biorétention. Trois conduites sont prévues par sécurité et elles sont accessibles par un piézomètre d'échantillonnage et une analyse va permettre de définir la qualité de l'eau après le traitement. Des volumes minimaux de 2 litres sont prévus dans chaque zone pour être en mesure de faire tous les essais.

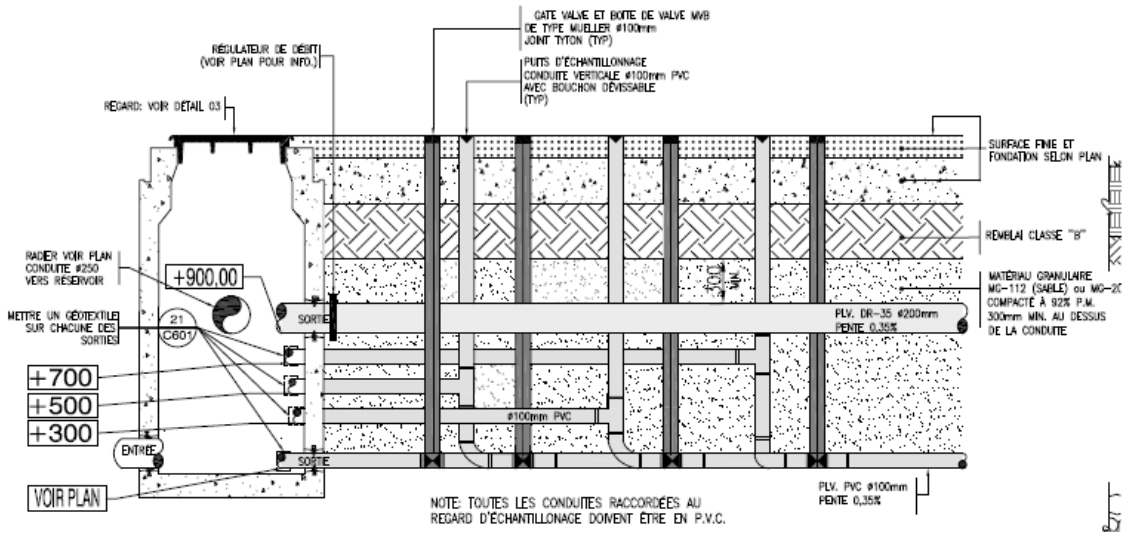



Figure 7. 1.: regard d'échantillonnage des eaux traitées

La procédure d'échantillonnage a était établit avec l'aide d'un laboratoire. Cinq bouteilles, fournit par le laboratoire doivent être remplis par zone d'échantillonnage. Les étapes d'échantillonnage sont :

* Étape 1 : Prélèvement des 5 échantillons dans les piézomètres 1 (et/ou 2 et 3).
* Étape 2 : ouverture des vannes 1, 2 et 3. Ouverture de la vanne 4.
* Étape 3 : Prélèvement des 5 échantillons dans P-02 (et/ou RPP-01).
* Étape 4 : ouverture des vannes 5 et 6.
* Étape 5 : Une fois que tout le réseau est vidangé. Fermeture des vannes 6, 5, 1, 2, 3 puis 4.
* Étape 6 : Identification des échantillons
    * Nom de la zone de prélèvement (P1 pour Piézomètre 1, P2 pour Piézomètre 2, P3 pour Piézomètre 3, P-02 ou RPP-01)
    * Année du prélèvement (10)
    * Mois du prélèvement (01, 02 … 12)
    * Jour du prélèvement (1, 2 … 31)
    * Exemple : P1-10-02-23 : prélèvement dans le piézomètre P1 le 23 février 2010.

La figure 5.10 permet de localiser les points cités ci-haut.

Une première analyse de l'eau a pu être réalisée en février 2010. Les résultats obtenus sont inclus dans le tableau 7.3.

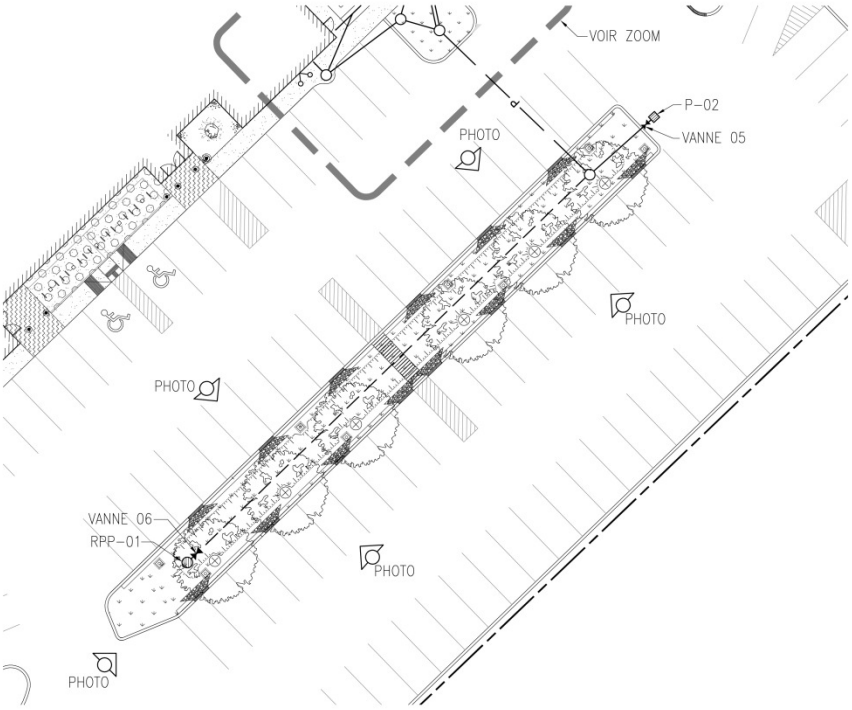
Ces résultats ne sont pas représentatifs de l'efficacité de la biorétention car ils proviennent d'un seul échantillonnage, néanmoins, il donne un aperçu des résultats.

On remarque que le taux d'enlèvement des métaux est très mauvais (10 à 22%) par rapport aux résultats espérés (80 à 95%). Par contre cette mauvaise performance peut provenir des concentrations faibles par rapport de métaux comparativement aux moyennes établies dans le chapitre 1.

Par contre, l'azote ammoniacal avec un enlèvement de 71% correspond aux résultats attendus (environ 75% avec la présence d'une zone anoxique).

Le TKN a un enlèvement faible considérant qu'une zone anaérobique est installé au fond de la biorétention est elle devrait améliorer le traitement.

Finalement, l'enlèvement du phosphore entre dans la fourchette des résultats attendus. D'après ces résultats, le substrat initial ne doit pas contenir un taux de phosphore élevé.



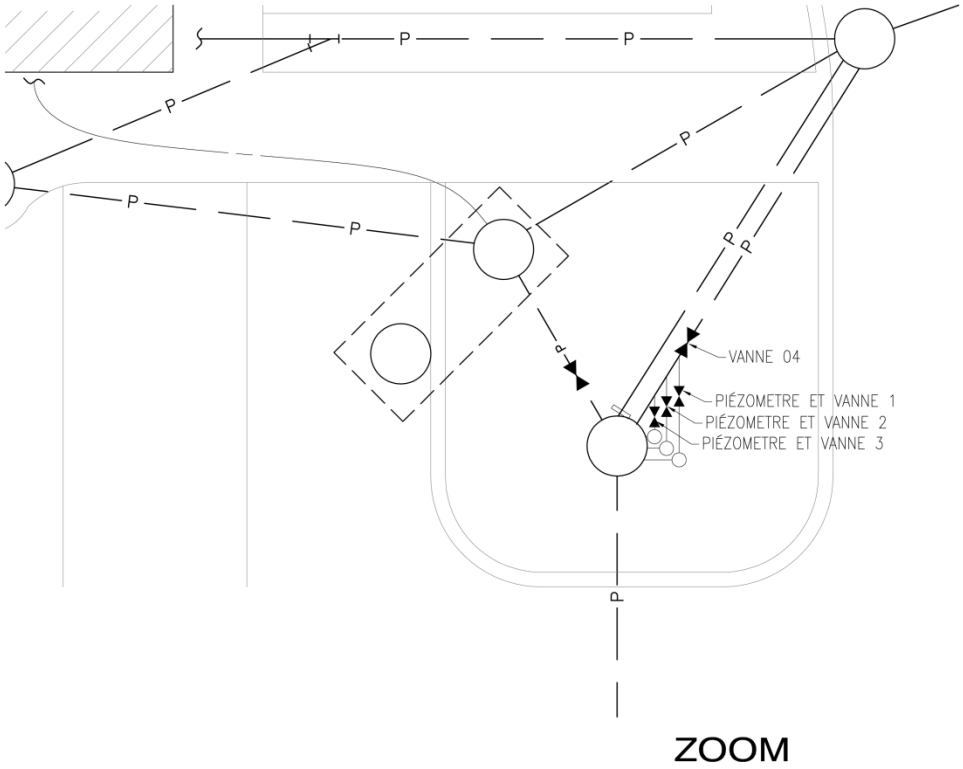



Figure 7. 2 : Zone d'échantillonnage

## 7.4. Paramètres à tester dans de futurs projets

Le substrat est un élément primordial dans la biorétention. Il doit permettre de satisfaire les besoins de drainage, spécialement en hiver mais aussi supporter le traitement et le développement des végétaux. Des tests plus exhaustifs devraient être faits pour permettre la production d'un substrat standardisé.

Des recherches sur les types de végétaux à utiliser dans la biorétention pourraient aussi être conduites par un biologiste ou un architecte de paysage. Il pourrait permettre l'amélioration du traitement et le développement d'avantages connexes (traitement de l'air, biodiversité, interception par le feuillage, réduction des ilots de chaleur).

Ce chapitre a permis de définir quels sont les résultats attendus de la biorétention et quels sont les procédures à mettre en place pour confirmer ces résultats.

Tableau 7. 3. : Comparaison des résultats qualitatifs obtenus sur le projet pilote et les résultats de 5 études scientifiques ((Dietz and Clausen 2005; Hsieh and Davis 2005; W. F. Hunt, A.R. Jarrett et al. 2006; Muthanna, Viklander et al. 2007; A. P. Davis 2008)

| | Résultats d'un prélevé sur le projet pilote | | | Références analysées dans le mémoire | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Entrée | Sortie | % d'enlèvement mesuré | Muthanna | Hsieh | Dietz | Davis | Hunt |
| MÉTAUX | | | | | | | | |
| Hg (mg/L) | <0,0001 | <0,0001 | - | - | - | - | - | - |
| Cd (mg/L) | 0,032 | 0,025 | 22% | 95 | - | - | - | - |
| Cu (mg/L) | 0,032 | 0,025 | 22% | 89 | - | - | 90 | 98 |
| Pb (mg/L) | <0,01 | <0,01 | - | 99 | 98 | - | 90 | 80 |
| Zn (mg/L) | 0,1 | 0,09 | 10% | 96 | - | - | 90 | 98 |
| NUTRIMENTS | | | | | | | | |
| NH3 (mg/L) | 0,66 | 0,19 | 71% | - | - | 84,6 | - | 86 |
| TKN (mg/L) | 2,6 | 1,7 | 35% | - | - | 31,2 | 55-65 | -5 à 45 |
| TP (mg/L) | 0,25 | 0,11 | 56% | - | 24-70 | -110 | 70-85 | 65 |

# CONCLUSION

L'objectif principal du mémoire est de comparer le drainage d'un site réalisé en fonction des critères municipaux et en intégrant la biorétention. Les conclusions indiquent:

- Le premier chapitre établi les critères de gestion idéaux pour les eaux de ruissellement en milieu urbain soit la reproduction de l'hydrologie naturel du site par une réduction des débits de pointe et des volumes de ruissellement à l'exutoire, la réalimentation de la nappe phréatique et la réduction des polluants provenant de l'activité humaine. L'atteinte des objectifs suivant les pratiques au Québec et aux États-Unis sont évalués. Les pratiques américaines parviennent à tendre vers les objectifs idéaux tandis que les pratiques québécoises prennent en considération uniquement l'aspect quantitatif.
- Le second chapitre explique en détail quelles sont les pratiques conventionnelles au Québec utilisées pour répondre aux réglementations municipales qui requièrent de la rétention. Une procédure de dimensionnement est incluse et est détaillée à l'aide d'un exemple sur un stationnement commercial à St-Hubert. Cette analyse inclue la configuration du réseau de drainage, les outils pour calculer le volume de rétention requis et les mesures pour retenir ce volume. Une estimation budgétaire des coûts de construction de ce système est établie. Il est conclut qu'un système de drainage et rétention constitué de puisard, conduite et bassin de rétention est efficace pour répondre aux exigences réglementaires et pour le projet à l'étude coutera 70 674$ pour le drainage seulement du stationnement.
- Le troisième chapitre présente les différentes pratiques de gestion optimale : les techniques de filtration, d'infiltration, les bassins, les marais et les jardins de biorétention.
- Le quatrième chapitre est une recherche bibliographique permettant de définir quelles sont les capacités de la biorétention et son adaptabilité à un climat québécois. Il est conclut que l'efficacité hydraulique (diminution des débits de pointe, réduction du volume annuel à l'exutoire) est confirmé par tous les articles consultés, bien que moins efficace en hiver. Le choix d'un substrat percolant aide au fonctionnement de la biorétention en hiver. L'aspect qualitatif est intéressant pour les métaux et les huiles et graisses mais est mitigé spécialement sur l'enlèvement des sels de déglaçage. Les articles consultés en climat froid ont été réalisés en Norvège. Ce climat est continental, l'interpolation des résultats est donc délicate. En premier lieu, on peut faire l'hypothèse que la biorétention sera fonctionnelle en hiver, comme en Norvège, néanmoins, plus d'essais devront être fait dans le climat québécois.

- Le cinquième chapitre décrit une procédure de dimensionnement pour la biorétention et applique cette procédure sur le site évalué dans le chapitre 4. Les coûts de construction sont évalués dans ce chapitre à 26 613$ pour le drainage du stationnement.
- Le sixième chapitre discute des résultats attendus du projet pilote en termes de débit, de volume et de qualité. Ces résultats sont évalués en fonction de la bibliographie existante (chapitre 3). Le concept de drainage en surface/biorétention et de puisard/conduite/bassin de rétention sont comparés. Les avantages de drainage et rétention sont équivalents pour les deux, la biorétention permet en plus de partiellement traiter les eaux de ruissellement et de réduire les volumes à l'exutoire du site. La biorétention demande un entretien plus important que le concept traditionnel, par contre, la biorétention demande moins d'investissement pendant la construction. Le coût total (construction et opération) des deux projets s'équivaut après une durée de 45 ans.
- Le septième chapitre définit le suivi expérimental requis pour confirmer expérimentalement que les objectifs du jardin de pluie sont atteints.

À travers cette méthodologie, il a été démontré que la biorétention pouvait répondre aux critères d'une municipalité typique de la région montréalaise en permettant la rétention temporaire du volume d'une pluie de fréquence 100 ans et d'un débit admissible de 9.5l/s/ha. De plus, on peut s'attendre à une réduction des volumes de pluie annuelle et réduisant les débits de pointe et les masses polluantes. L'efficacité économique de la biorétention a été validée grâce à une estimation comparative avec un système conventionnel. À la construction, la biorétention est environ 2.5 fois moins cher qu'un bassin de rétention. Le suivi expérimental permettra de valider à long terme si les résultats attendus sont atteints (quantité, qualité, coût d'opération) et si la biorétention est une pratique robuste dans un climat québécois.

# RÉFÉRENCES

A. P. Davis (2008). "Field Performance of Bioretention: Hydrology Impacts." American Society of Civil Engineers, 13(2): 90-95.

A. P. Davis, M. Shokouhian, et al. (2001). "Laboratory study of biological retention for urban stormwater management." Water Environment Ressources, 73(1): 5-14.

A. P. Davis, M. Shokouhian, et al. (2003). "Water quality improvement through bioretention: Lead, copper and zinc removal." Water Environment Ressources, 75(1): 73-82.

ABT (2003). Toitures vertes, le jardin botanique d'Augustenborg. Augustenborgs Botaniska Taktradgard. Scandinavian Green Roof Institute, Malmo, Suède.

Arrondissement de St-Laurent (1993). Sur la rétention des eaux pluviales sur la propriété privée. Réglement 1047. Province de Québec.

Association québécoise du transport et des routes (1987). Normes canadiennes de conception géométrique des routes.

Brière, F. (2000). Distribution et collecte des eaux, deuxième édition. Montréal, Presses Internationales Polytechnique

CNRC (2010). Code national du bâtiment - Canada. Gouvernement du Canada.

Conseil du bâtiment durable du Canada (2003). Guide de référence de la certification LEED Canada pour les nouvelles constructions.

D. H. Hardy, M. R. Tucker, et al. (2003). Crop fertilization based on North Carolina soil tests. North Carolina Dept. of Agriculture and Consumer Services. Agronomic division. Raleigh, N.C.

Dietz, M. and J. Clausen (2005). "A field evaluation of rain garden flow and pollutant treatment."
Environnement Canada. (2004). "La gestion de l'eau." Retrieved 26 juillet, 2010.

Environnement Canada and Santé Canada (2001). Sels de voirie. Rapport d'évaluation. Liste des substances d'intérêt prioritaire. Environnement Canada et Santé Canada.

EPA. (1999). "Preliminary Data Summary of Urban Storm Water Best Management Practices." Retrieved 16 mai, 2010, from http://www.epa.gov/ttn/ecas/regdata/RIAs/finalpbriach6.pdf.

EPA, Ed. (2003). Urban Runoff Pollution Prevention and Control Planning. Washington, Office of Research and Development

FCM and CNRC (2005). INFRAGUIDE - Mesures de contrôle des eaux pluviales au niveau de l'adduction ou à la sortie de l'émissaire. Fédération canadienne des municipalités et le Conseil national de recherche du Canada. 13 eme série.

FIHOQ and AQPP (2008). Le répertoire des végétaux recommandés pour la végétalisation des bandes riveraines du Québec.

H. Kim, E. A. Seagren, et al. (2003). "Engineered bioretention for removal of nitrate from stormwater runoff,." Water Environnement Ressources, 75(4): 355-367.

Hsieh, C. and A. Davis (2005). Evaluation and Optimization of Bioretention Media for Treatment of Urban Storm Water Runoff, ASCE. 131: 1521-1532.

L. Coffman, R. Green, et al. (1993). "Design considerations associated with bioretention practices. Water management in the 90's: A time for innovation" ASCE.

MDDEP (2010). Guide de gestion des eaux pluviales. Stratégies d'aménagement, principes de conception et pratiques de gestion optimales pour les réseaux de drainage en milieu urbain, Affaires municipales et Région. Gouvernement du Québec.

Ministère de l'Environnement (1989). Directive 004, Réseaux d'égout. Gouvernement du Québec.

Minnesota. (2005). "The Minnesota Stormwater Manual." Retrieved 16 mai, 2010, from http://duluthstreams.org/stormwater/toolkit/swales.html.

Muthanna, T. M. (2007). Bioretention as a sustainable stormwater management option in cold climates. Faculty of Civil Engineering, Norwegian University of Sciences and Technology. Thesis: 191.

Muthanna, T. M. and S. T. Thorolfsson (2005). Building a bioretention area in a cold climate. 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhague, Denmark.

Muthanna, T. M., M. Viklander, et al. (2007). "Snowmelt pollutant removal in bioretention areas." Water Research 41: 4061-4072.

Muthanna, T. M., M. Viklander, et al. (2007). "Heavy Metal Removal in Cold Climates Bioretention." Water, Air and Soil Pollutioin 183(1-4): 391-402.

Muthanna, T. M., M. Viklander, et al. (2007). "Seasonal climatic effects on the hydrology of a rain garden." Hydrological Processes 22(11): 1640-1649.

Muthanna, T. M., M. Viklander, et al. (2010). An evaluation of applying existing bioretention sizing methods to cold climates with snow storage conditions (version électronique). Novatech: Sustainable techniques and strategies in urban water management, Lyon.

North Carolina Dept. of Environment and Natural Resources (NCDENR) (1997). Stormwater best management practice design manual. D. o. W. Quality. Raleigh, N.C.,.

Ontario (2003). Stormwater Management Planning and Design Manual. Ministry of the Environment, Queen's Printer for Ontario.

PGCo (2009).Bioretention manual. Environmental Services Division. Department of Environmental Resources. The Prince George's County Maryland.

Prince Georges's County (1999). Low-Impact Development Hydrologic Analysis. D. o. E. Resources.
Rivard (1998). "Comparaison de la méthode rationnelle et la méthode SWMM."

State of New Jersey (2004). New Jersey Stormwater, Best Management Practices Manual. Department of Environmental Protection.

Todd, T. D. K. and L. W. Mays (2005). Groundwater Hydrology.

Urban Drainage and Flood Control District (1999). Urban Storm Drainage Criteria Manual, Volume - 3 Best Management Practices (Manual) volume 3. Urban Drainage and Flood Control District. Denver, Colorado.

Ville de Laval (1997). Réglement numéro L-9618. Province de Québec.

Ville de Montréal (2001). Réglement sur la canalisation de l'eau potable, des eaux usées et des eaux pluviales. C-1.1.

Ville de Saint-Hubert (2001). Guide de gestion des eaux pluviales. Rétention à la source. Province de Québec.

Vinci Consultants (2010). Répertoire des coûts unitaires - ouvrages de génie civil. Montréal: 5.

W. F. Hunt, A.R. Jarrett, et al. (2006) "Evaluating Bioretention Hydrology and Nutrient Removal at Three Field Sites in North Carolina."

Wong, T. H. F., T. D. Fletcher, et al. (2006). "Modelling urban stormwater treatment - a unified approach." Ecological Engineering 27(1): 58-70.

Z.M. Al-Houri, M.E. Barber, et al. (2009). "Impacts of frozen soils on the performance of infiltration treatment facilities." Cold Regions Science and Technology 59(1): 51-57.

ANNEXES

ANNEXE 1: Réglementation de la ville de St-Hubert

# VILLE DE SAINT-HUBERT

## Guide de gestion des eaux pluviales
## Rétention à la source

Février 2001
N/Réf. : 02314 (208)

# VILLE DE SAINT-HUBERT

## Guide de gestion des eaux pluviales
## Rétention à la source

Préparé par :

Gilles Rivard, ing. M. Sc.
Chef d'équipe
Gestion des ressources hydriques/
Études de réseaux

Dessau-Soprin inc.
375 boul. Roland-Therrien, bureau 400
Longueuil, (Québec) Canada J4H 4A6
Téléphone : (514) 281-1010
Télécopieur : (450) 442-9996
Courriel : dessausoprin@dessausoprin.com
Site Web : www.dessausoprin.com

Février 2001
N/Réf. : 02314 (208)

# TABLE DES MATIÈRES


| | | Page |
|---|---|---|
| 1. | PRÉAMBULE | 1 |
| 2. | DÉFINITIONS ET TERMINOLOGIE | 1 |
| 3. | GÉNÉRALITÉS | 8 |
| 3.1 | Domaine d'application | 8 |
| 3.2 | Recueil de normes | 8 |
| 3.3 | Dispositions administratives | 9 |
| 3.3.1 | Pouvoirs et responsabilités de la Ville | 9 |
| 3.3.2 | Responsabilité du propriétaire | 9 |
| 3.4 | Principes directeurs pour le contrôle du ruissellement à la source | 9 |
| 4. | DÉBITS DE CONTRÔLE | 10 |
| 4.1 | Bassins de drainage | 10 |
| 4.2 | Débits unitaires à respecter dans chaque bassin | 10 |
| 5. | ASPECTS DE CONCEPTION DES RÉSEAUX | 11 |
| 5.1 | Pluviométrie | 11 |
| 5.2 | Établissement des débits et des volumes de rétention | 11 |
| 5.3 | Conduites | 12 |
| 5.3.1 | Prescriptions générales | 12 |
| 5.3.2 | Pentes minimale et maximale des conduites d'égout | 13 |
| 5.3.3 | Rugosité | 13 |
| 5.3.4 | Regards et puisards | 13 |
| 5.3.5 | Fossés | 13 |
| 5.3.6 | Pavage (réseau majeur) | 14 |
| 6. | OUVRAGES DE RÉTENTION ET MÉCANISMES DE CONTRÔLE | 14 |
| 6.1 | Types d'ouvrages de rétention | 14 |
| 6.2 | Critères de conception | 14 |
| 6.2.1 | Caractéristiques physiques | 14 |
| 6.2.2 | Récurrence de contrôle | 15 |
| 6.2.3 | Niveaux d'eau maximaux | 15 |
| 6.3 | Mécanismes de contrôle | 16 |
| 7. | DOCUMENTS À PRODUIRE POUR OBTENTION DE PERMIS | 17 |
| 7.1 | Conception | 17 |
| 7.2 | Préparation des plans | 17 |
| 7.3 | Calculs détaillés et formulaire | 19 |
| 7.4 | Approbation et permis | 19 |
| 7.5 | Modifications à apporter | 19 |
| 8. | CONSTRUCTION, INSPECTION ET ENTRETIEN | 19 |
| 8.1 | Vérification avant remblayage | 19 |
| 8.2 | Approbation | 20 |
| 8.3 | Droit d'inspection | 20 |
| 8.4 | Plans tels que construits | 20 |

## 1. PRÉAMBULE

Ce document fait partie intégrante du règlement 1293-98 de la Ville de Saint-Hubert (30 juin 1998) qui régit la plomberie, la construction des conduites d'aqueduc et d'égouts ainsi que leurs raccordements au réseau d'aqueduc et d'égout. Le règlement 1293-98 modifiait le règlement SH-19 et certains de ses amendements et remplaçait le règlement 695-97.

L'article 36 du règlement 1293-98 traite sommairement des aspects techniques à considérer pour la rétention pluviale sur le territoire de la Ville de Saint-Hubert. La présente note vient amender cet article et préciser de façon plus détaillée les exigences de la Ville de Saint-Hubert quant au contrôle des eaux pluviales devant être effectué à la source.

## 2. DÉFINITIONS ET TERMINOLOGIE

Dans le présent amendement, à moins que le contexte n'indique un sens différent, les mots et expressions utilisés ici ont le sens qui lui est ici attribué.

**Bassin de drainage (ou bassin versant)**

Superficie desservie par un système de drainage (composé de conduites ou de fossé) et constituant une surface telle que la précipitation tombant sur cette surface passe, à un moment donné, par l'exutoire du bassin de drainage. Dans le cas d'un lot de développement, le bassin de drainage constitue la surface totale du lot se drainant par le système privé de drainage et qui se raccorde au réseau municipal.

**Bassin de rétention**

Ouvrage construit soit en surface ou sous le sol et qui est destiné à retenir temporairement les eaux de ruissellement.

**Coefficient de ruissellement**

Coefficient sans dimension utilisé dans la méthode rationnelle pour tenir compte du degré d'imperméabilité du bassin de drainage considéré. Ce coefficient ne représente pas le pourcentage d'imperméabilité, bien qu'il y soit directement relié.

**Courbes IDF**

Les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) sont des courbes statistiques de classement des intensités de précipitation observées à une station météorologique donnée. Ces courbes sont préparées par le Service Atmosphérique d'Environnement Canada à partir des mesures de pluie, en extrayant des données brutes les intensités de pluie maximales correspondant à différentes durées (par exemple 5 minutes, 10 minutes, 15 minutes, 30 minutes, etc.). Une analyse statistique sur ces valeurs permet par la suite d'obtenir la probabilité d'occurrence (la fréquence) d'une intensité de pluie donnée et ce pour chaque durée de pluie considérée. Les courbes utilisées ici sont celles pour la station de l'aéroport de Saint-Hubert.

**Couronne**

Partie supérieure de la paroi interne d'un tuyau.

**Débit**

Volume d'eau de ruissellement écoulé pendant une unité de temps (exprimé dans le système métrique en mètres cubes par seconde ($m^3/s$) (ou litres par seconde (L/s)) et dans le système anglais en $pi^3/s$).

**Directeur**

Le directeur du Service du développement du territoire ou son représentant.

**Double drainage**

Terme utilisé pour décrire le fait que le drainage urbain se compose de deux éléments, soit un réseau de drainage **mineur**, qui inclut les canalisations souterraines, et un réseau de drainage **majeur**, composé essentiellement des rues et des fossés de drainage importants. L'interface entre les deux réseaux est assurée par la grille de rue. Le réseau de drainage **mineur** sert essentiellement à véhiculer les débits générés par des événements pluvieux associés typiquement à des

**Courbes IDF**

Les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) sont des courbes statistiques de classement des intensités de précipitation observées à une station météorologique donnée. Ces courbes sont préparées par le Service Atmosphérique d'Environnement Canada à partir des mesures de pluie, en extrayant des données brutes les intensités de pluie maximales correspondant à différentes durées (par exemple 5 minutes, 10 minutes, 15 minutes, 30 minutes, etc.). Une analyse statistique sur ces valeurs permet par la suite d'obtenir la probabilité d'occurrence (la fréquence) d'une intensité de pluie donnée et ce pour chaque durée de pluie considérée. Les courbes utilisées ici sont celles pour la station de l'aéroport de Saint-Hubert.

**Couronne**

Partie supérieure de la paroi interne d'un tuyau.

**Débit**

Volume d'eau de ruissellement écoulé pendant une unité de temps (exprimé dans le système métrique en mètres cubes par seconde ($m^3/s$) (ou litres par seconde (L/s)) et dans le système anglais en $pi^3/s$).

**Directeur**

Le directeur du Service du développement du territoire ou son représentant.

**Double drainage**

Terme utilisé pour décrire le fait que le drainage urbain se compose de deux éléments, soit un réseau de drainage **mineur**, qui inclut les canalisations souterraines, et un réseau de drainage **majeur**, composé essentiellement des rues et des fossés de drainage importants. L'interface entre les deux réseaux est assurée par la grille de rue. Le réseau de drainage **mineur** sert essentiellement à véhiculer les débits générés par des événements pluvieux associés typiquement à des

périodes de retour de 1/2 ans à 1/10 ans. Lorsque la capacité du réseau mineur est excédée, les eaux de ruissellement sont alors véhiculées par le réseau **majeur**.

**Drain français**

Tuyauterie installée sous terre au pourtour des fondations, pour intercepter et évacuer les eaux souterraines qui s'infiltrent près de la bâtisse, réduisant ainsi la pression hydrostatique s'exerçant sur les murs de fondation. La canalisation doit être installée de façon à ce que sa couronne soit à un niveau inférieur au dessous du plancher du sous-sol. Selon la réglementation provinciale (Code de plomberie), le raccordement du drain français doit se faire à l'intérieur du bâtiment.

**Eaux pluviales ou de ruissellement**

Eaux provenant de la pluie et/ou de la fonte des neiges et s'écoulant à la surface du sol sans y pénétrer ou sans s'évaporer avant d'atteindre un cours d'eau, un réseau pluvial ou un réseau unitaire.

**Eaux souterraines**

Eaux provenant de l'infiltration du sol ou d'un terrain. Le terme nappe phréatique réfère à la nappe d'eau souterraine formée par l'infiltration des eaux de pluie et de fonte des neiges. Le niveau de la nappe phréatique n'est pas statique et varie dans le temps en fonction des saisons et des précipitations; le type de sol et les conditions générales de drainage influencent également le niveau auquel pourra se maintenir la nappe phréatique.

**Gouttière**

Canal extérieur placé à la base d'un toit incliné pour recevoir les eaux pluviales.

**Hydrogramme**

Graphique montrant le débit en fonction du temps.

**Hyétogramme**

Graphique montrant les intensités de pluie (exprimées en mm/hre) en fonction du temps.

**Ligne piézométrique**

Correspond à la surface de l'écoulement dans une conduite s'écoulant à surface libre; dans le cas d'un écoulement sous pression, correspond à la hauteur à laquelle l'eau monterait dans un piézomètre. Concrètement la ligne piézométrique correspond pour un tronçon de conduites d'égout en charge à la ligne reliant les hauteurs d'eau qu'on pourrait observer dans chacun des regards compris dans le tronçon considéré.

**Ligne d'emprise de rue**

Limite cadastrale entre la voie publique et les propriétés limitrophes.

**Ligne de terrain**

Toute ligne avant, latérale ou arrière d'un terrain.

**Lot**

Fonds de terre identifié et délimité sur un plan du cadastre officiel, déposé au ministère de l' Énergie et des Ressources en vertu de la Loi sur le cadastre (L.R.Q. chapitre C-1) ou des articles 2174, 2174a, 2174b ou 2175 du Code civil.

**Méthode rationnelle**

Méthode utilisée pour la conception d'un réseau d'égout pluvial et définie par la formule Q = CiA/360, où C est un coefficient de ruissellement, i est l'intensité de pluie (en mm/hre) et A est la superficie drainée (en ha).

**Ouvrage de rétention**

Ouvrage et dispositifs de contrôle construits sur la propriété privée et permettant la rétention temporaire des eaux de ruissellement et la réduction des débits de rejet vers le réseau de drainage municipal.

**Période de retour (ou de récurrence)**

La probabilité exprimée en pourcentage qu'un événement donné soit atteint ou dépassé est reliée à la période de retour (ou intervalle de récurrence) par l'équation suivante :

$T = (1/P) \times 100$

Ainsi, un paramètre (par exemple une quantité de pluie ou un débit) auquel on associe une probabilité de 1 % représente un événement qui sera atteint ou dépassé en moyenne une fois tous les 100 ans, **en considérant plusieurs périodes de 100 ans consécutives**. Le terme **en moyenne** est important puisqu'il existe en fait une probabilité que cet événement se produise plus d'une fois pour une période de 100 ans donnée.

**Pompe élévatoire (sump pump)**

Pompe utilisée pour élever les eaux contenues dans un bassin de captation jusqu'au système de drainage ou à l'extérieur du bâtiment.

**Pourcentage d'imperméabilité**

Rapport entre le total des surfaces imperméables, y compris celles se drainant sur les surfaces perméables, et la surface totale du terrain considéré.

**Propriétaire**

Toute personne qui possède un immeuble à ce titre. Ce mot comprend aussi le possesseur d'un immeuble par bail emphytéotique, un mandataire, exécuteur, administrateur ou toute personne dûment autorisée à s'engager pour le propriétaire.

**Puisard**

Bassin muni d'une grille ou d'un couvercle perforé destiné à capter les eaux pluviales seulement. Dans les rues, les puisards se retrouvent de chaque côté de la

rue et se raccordent directement à la conduite de réseau pluvial ou combiné qui sont généralement localisés au milieu de la rue.

**Radier**

Partie inférieure de la paroi interne d'un tuyau.

**Refoulement**

Écoulement en sens contraire.

**Regard d'égout**

Chambre installée dans un réseau d'égout pour en permettre l'accès.

**Régulateur**

Mécanisme ou dispositif permettant de régulariser l'apport d'eau de ruissellement d'un lot vers le réseau municipal. Est normalement associé à un ouvrage de rétention qui permet de retenir temporairement les eaux.

**Réseau de drainage majeur**

Ce réseau comprend essentiellement les rues et les fossés majeurs qui sont mis à contribution de façon importante lors d'une averse de forte intensité et/ou de longue durée, alors que le réseau mineur ne peut fournir la capacité d'évacuation nécessaire. Essentiellement, ce réseau véhicule la totalité des eaux ruisselées moins les eaux transportées par le réseau de drainage mineur.

**Réseau de drainage mineur**

Ce réseau correspond aux réseaux de conduites proprement dits, qui sont conçus pour véhiculer des débits correspondant à des périodes de récurrence de l'ordre de 1/2 ans à 1/10 ans. Lorsque la capacité du réseau mineur est excédée, les débits sont acheminés par l'entremise du réseau majeur. L'interface entre les réseaux mineur et majeur est la grille de rue.

**Réseau d'égout pluvial**

Ce type de réseau accepte les eaux de ruissellement, les eaux de drainage des terres s'il y a lieu et les eaux souterraines.

**Réseau d'égout combiné (ou unitaire)**

Ce type de réseau accepte les eaux domestiques, commerciales et industrielles ainsi que les eaux de ruissellement, les eaux de drainage des terres s'il y a lieu et les eaux souterraines.

**Revanche**

Différence d'élévation entre le niveau calculé de la retenue des eaux de ruissellement et la crête d'un bassin de rétention.

**Surcharge**

Condition hydraulique se produisant dans un réseau de conduites souterraines lorsque la ligne piézométrique est au-dessus de la couronne de la conduite.

**Superficie imperméable**

Superficie de terrain excluant les surfaces recouvertes de végétation.

**Temps de concentration**

Le temps requis pour que le ruissellement au point le plus éloigné d'un bassin de drainage se rende à l'exutoire ou au point considéré en aval.

**Terrain**

Lot, partie de lot ou groupe de lots formant une seule propriété foncière, enregistrée ou non.

**Ville**

La ville de Saint-Hubert.

## 3. GÉNÉRALITÉS

### 3.1 Domaine d'application

Tout terrain répondant aux exigences suivantes doit être muni d'un ouvrage de rétention conçu afin de ne pas déverser à l'égout public une quantité d'eau supérieure à celle prévue au tableau de la section 4.2, selon le bassin ou sous-bassin pluvial où se trouve le terrain, tel que montré sur le plan daté du 27 mai 1998 et révisé le 2 février 2000, portant la référence «bassin pluvial 5.1» et joint au règlement 1293-98 comme annexe «III» pour en faire partie intégrante.

**Nouvelles constructions**

Les dispositions s'appliquent à toute nouvelle construction dont la superficie imperméable est égale ou supérieure à 1 000 mètres carrés. Dans le cas d'un projet en copropriété, la superficie totale imperméable de l'ensemble du projet doit être considérée.

**Agrandissement de la superficie imperméable existante**

Est également soumis aux présentes conditions tous travaux ayant pour but d'agrandir la superficie imperméable d'un terrain à plus de 1 000 mètres carrés. Les exigences de rétention pluviale s'appliquent uniquement sur la superficie imperméable agrandie et à tout agrandissement subséquent de la superficie imperméable. Dans le cas d'un projet en copropriété, la superficie totale imperméable de l'ensemble du projet doit être considérée.

### 3.2 Recueil de normes

Les normes du Bureau de normalisation du Québec, ainsi que les lois et règlements du Code de plomberie du Québec constituent une partie intégrante du présent règlement; les amendements apportés à ces normes, lois et règlements après l'entrée en vigueur du présent règlement font également partie intégrante de celui-ci.

## 3.3 Dispositions administratives

### 3.3.1 Pouvoirs et responsabilités de la Ville

La Ville peut en tout temps :

1. Faire visiter le bâtiment ou le terrain (incluant les ouvrages de contrôle) aux fins de l'administration ou de l'application du présent règlement;
2. Exiger du propriétaire de produire les documents et les calculs appuyant le mode et l'ampleur de la rétention sur son terrain;
3. Faire signifier un avis écrit à tout propriétaire l'enjoignant de corriger toute situation de fait constituant une infraction au présent règlement;
4. Ordonner à tout propriétaire dont les installations sont visées par le présent règlement de suspendre et/ou modifier tous travaux contrevenant au présent règlement;
5. Ordonner l'enlèvement de toute installation mise en place en contravention au présent règlement.

### 3.3.2 Responsabilité du propriétaire

Le propriétaire est responsable de la mise en place et de l'entretien des équipements et aménagements destinés à se conformer aux présentes prescriptions.

## 3.4 Principes directeurs pour le contrôle du ruissellement à la source

Le contrôle à la source des eaux de ruissellement est une des mesures que la Ville de Saint-Hubert applique dans le but de réduire le coût des infrastructures et d'optimiser le rendement des systèmes de drainage face à des événements pluvieux importants.

En s'appuyant sur des critères de contrôle établis au plan directeur de drainage, les mesures pour assurer la gestion des eaux pluviales à la source, soit directement au niveau des lots de développement, peuvent comprendre la rétention sur les toits, la rétention en surface dans les stationnements, l'aménagement de bassins de rétention et de cours d'eau ainsi que la mise en place d'ouvrages de dérivation et de contrôle. Chacun des 5 grands sous-bassins de drainage de la Ville s'est vu

attribué dans le cadre du plan directeur de drainage des débits unitaires de contrôle (exprimés en L/s/ha dans le système métrique ou en pi$^3$/s/acre dans le système impérial), de façon à ce que le rendement des équipements municipaux en place puisse être optimisé lors de pluies importantes. Les débits excédentaires aux débit limites de contrôle que peuvent accueillir les réseaux municipaux lors de pluies importantes sont retenus temporairement sur les lots privés touchés par le présent règlement et relâchés subséquemment après la fin de la pluie.

## 4. DÉBITS DE CONTRÔLE

### 4.1 Bassins de drainage

Le territoire de la ville se divise en cinq (5) grands bassins de drainage pour les eaux pluviales. Pour fins de délimitation des débits maximum à respecter, les bassins ont été dans certains cas subdivisés en sous-bassins. La délimitation des bassins et sous-bassins est donnée au plan fourni en annexe et appelé «Bassin pluvial 5.1».

### 4.2 Débits unitaires à respecter dans chaque bassin

Pour toute construction visée par la présente réglementation, les débits maximum à respecter pour chaque bassin et sous-bassin pluviaux de la ville sont indiqués au tableau ci-dessous.

| Bassin de drainage | Débit unitaire maximum permis | |
|---|---|---|
| | Mètres cubes/seconde/hectare | Pieds cubes / seconde / acres |
| **Daigneault** | 0,0105 | 0,150 |
| ➢ Sous-bassin 1 | 0,0100 | 0,143 |
| ➢ Sous-bassin 2 | 0,0105 | 0,150 |
| ➢ Sous-bassin 3 | 0,0060 | 0,086 |
| ➢ Sous-bassin 4 | 0,0100 | 0,143 |
| ➢ Sous-bassin 5 | 0,0070 | 0,100 |
| ➢ Sous-bassin 6 | 0,0098 | 0,286 |
| **Massé** | 0,0060 | 0,086 |
| ➢ Sous-bassin 1 | 0,0105 | 0,150 |
| ➢ Sous-bassin 2 | 0,0095 | 0,136 |
| **L' Acadie** | - | - |
| ➢ Sous-bassin 1 | 0,0220 | 0,314 |
| ➢ Sous-bassin 2 | 0,0270 | 0,386 |
| **Roberge** | 0,0189 | 0,270 |
| ➢ Sous-bassin 1 | 0,0450 | 0,643 |
| ➢ Sous-bassin 2 | 0,0095 | 0,136 |
| **Laflèche** | 0,0215 | 0,307 |

## 5. ASPECTS DE CONCEPTION DES RÉSEAUX

### 5.1 Pluviométrie

Les intensités de pluie utilisées pour effectuer les calculs de rétention seront celles du bureau de météorologie de Saint-Hubert. Les courbes IDF pour cette station sont fournies à l'annexe B. Les équations de régression fournies au tableau ci-dessous pourront être utilisées, notamment pour évaluer avec la méthode rationnelle les volumes qui seront à retenir sur les terrains. Soulignons que des équations différentes sont données pour des périodes de temps inférieures ou égales à 30 minutes et supérieures à 30 minutes, de façon à obtenir une meilleure régression.

**Tableau 5.1.** Équations de régression pour courbes IDF (Intensité–Durée–Fréquence) – Aéroport de Saint-Hubert (intensité en mm/hre et t en minutes).

| Récurrence | t ≤ 30 minutes | t > 30 minutes |
|---|---|---|
| 1/10 ans | $i=\frac{386,824}{(t+1,500)^{0,366}}$ | $i=\frac{1128,121}{(t+9,750)^{0,822}}$ |
| 1/25 ans | $i=\frac{449,126}{(t+1,500)^{0,365}}$ | $i=\frac{1547,790}{(t+12,750)^{0,848}}$ |
| 1/50 ans | $i=\frac{494,979}{(t+1,500)^{0,362}}$ | $i=\frac{1833,264}{(t+13,500)^{0,858}}$ |
| 1/100 ans | $i=\frac{540,519}{(t+1,500)^{0,360}}$ | $i=\frac{2174,452}{(t+15,094)^{0,872}}$ |

**i est l'intensité de pluie en mm/heure**
**t est la durée de la pluie en minutes.**

### 5.2 Établissement des débits et des volumes de rétention

Les débits seront établis avec la méthode rationnelle :

$$Q=\frac{C\,i\,A}{360} \qquad (1)$$

Où C est le coefficient de ruissellement (voir tableau 5.2), i est l'intensité de pluie (mm/hre) obtenu pour un temps t à partir des équations du tableau 5.1 et A est la superficie (en hectare).

**Tableau 5.2.** Coefficients C de ruissellement (méthode rationnelle).

| Type de surface | Coefficient de ruissellement |
|---|---|
| Béton bitumineux | 0,90 |
| Béton de ciment | 0,95 |
| Gazon | 0,15 |
| Toit de bâtiment | 0,95 |
| Toute surface réservée pour agrandissement futur | 0,95 |
| Surface en gravier compacté | 0,55 |
| Boisé et en friche | 0,10 |

Pour l'estimation des volumes de rétention à considérer pour un lot, trois méthodes peuvent être appliquées :

1. Utilisation de la figure fournie à l'annexe C. Cette figure indique pour différents débits de contrôle les volumes qui sont à retenir par unité de surface (ha). Un exemple de l'utilisation de cette figure est également fourni à l'annexe C.
2. Utilisation de la méthode rationnelle, avec la méthode simplifiée décrite à l'annexe D pour l'obtention du volume ruisselé et du volume retenu.
3. Utilisation d'un modèle de ruissellement accepté (SWMM (*Stormwater Management Model*), PC-SWMM (PC-*Stormwater Management Model*), SWMHYMO (*Stormwater Management Hydrologic Model*), OTTHYMO (*Ottawa Hydrologic Model*), DDSWMM (*Dual Drainage Stormwater Management Model*) pour l'établissement des volumes de ruissellement et de rétention. La pluie utilisée pour le calcul du ruissellement sera la pluie fournie à l'annexe E.

## 5.3 Conduites

### 5.3.1 Prescriptions générales

Sauf avis contraire, les prescriptions et indications générales concernant la mise en place des conduites et aménagements devront être celles contenues à la plus récente édition de la directive 004 du ministère de l'Environnement du Québec (Réseaux d'égout).

### 5.3.2 Pentes minimale et maximale des conduites d'égout

La pente minimale des conduites est celle permettant d'obtenir une vitesse minimale de 0,6 m/s lorsque coulant pleine. La pente ne pourra en aucun cas être inférieure à 0,15 % et elle devra s'établir à 0,4 % pour les débuts de ligne jusqu'à l'obtention de la vitesse d'auto-curage. La pente maximale est de 5 %.

### 5.3.3 Rugosité

En se référant à l'équation de Manning pour le calcul des débits et vitesses en conduites, le coefficient de rugosité n devra être de 0,013 pour toutes les conduites sauf celles en tôle ondulée, où on utilisera un coefficient de 0,024.

### 5.3.4 Regards et puisards

Des regards doivent être installés à l'extrémité de toute ligne, à tous les changements de pente, de diamètre ou de direction. Pour les conduites locales qui seront installées sur les lots privés, la distance maximale entre les regards sera de 100 mètres. Les puisards devront être installés au point bas et leurs dimensions intérieures devront être établies de façon à permettre l'installation s'il y a lieu de dispositifs de contrôle des débits. Une trappe (cloche) doit être installée dans chaque puisard et regard-puisard.

### 5.3.5 Fossés

La pente minimale des fossés engazonnés qui seront aménagés devra être de 0,2 %. La conception devra faire en sorte d'éviter la formation de secteur avec

eaux stagnantes. Des aménagements pour le contrôle de l'érosion doivent être réalisés.

### 5.3.6 Pavage (réseau majeur)

La pente minimale à respecter pour l'aménagement des stationnements est de 1 %. Dans le cas d'une rue, la pente longitudinale minimale acceptée est de 0,5 %.

## 6. OUVRAGES DE RÉTENTION ET MÉCANISMES DE CONTRÔLE

### 6.1 Types d'ouvrages de rétention

Les types d'ouvrages de rétention qui peuvent être utilisés pour retenir temporairement les eaux pluviales sur un terrain sont :

- Rétention sur les toits
- Rétention dans bassin de surface adjacent
- Rétention dans conduite surdimensionnée
- Rétention sur les stationnements
- Rétention dans bassin souterrain de pierre nette

Considérant les débits limites imposés sur le territoire de la ville et les niveaux maximaux d'eau à respecter (art. 6.2.3), la rétention sur les stationnements peut être utilisée en combinaison avec un autre mécanisme de rétention. Dans le cas d'un bassin de rétention souterrain en pierre nette, la faisabilité et la conception de ce type d'ouvrage devront tenir compte, entre autres, de la nature du sol et de la hauteur de la nappe phréatique.

### 6.2 Critères de conception

### 6.2.1 Caractéristiques physiques

Les bassins de rétention en surface doivent être aménagés en considérant les aspects esthétique et sécuritaire. Ils doivent être nécessairement construits sur la propriété privée et non à l'intérieur d'une ligne d'emprise de rue, à une distance minimale de 4,5 m du pavage, mais jamais plus près que 1 m de la ligne d'emprise de rue ou d'une servitude de passage.

Les pentes latérales aménagées pour les talus dans les bassins de rétention devront être d'au plus 2,5H : 1V. Les pentes latérales au fond du bassin ne devront pas être inférieures à 2 % de façon à assurer un drainage adéquat du fond; par ailleurs, la pente longitudinale du fossé central permettant de drainer le bassin ne sera pas inférieure à 0,3 %. Les bassins doivent être couverts de végétation ou de pierre afin d'empêcher l'érosion.

Les bassins de rétention souterrain en pierre nette avec drain perforé et membrane géotextile pourront être utilisés. En l'absence d'une analyse préparée par un laboratoire spécialisé, le pourcentage de vide de la pierre nette assumé pour le calcul sera de 35 %. On devra prévoir à l'entrée de ce type de bassin un dispositif permettant de minimiser l'entrée de sédiments à l'intérieur du bassin proprement dit et on devra également évaluer l'impact de la nappe phréatique sur la conception et le fonctionnement du bassin.

La conception des bassins (en surface ou souterrain) doit s'établir à partir d'une analyse hydraulique tenant compte des conditions dans le milieu récepteur. Si le bassin de rétention se vide dans le réseau municipal, on doit assumer comme hauteur de départ de la ligne piézométrique le niveau de la couronne de la conduite réceptrice, auquel on ajoutera 300 mm. Si le milieu récepteur est un fossé, on devra fournir les hypothèses et les calculs qui auront permis d'établir un niveau de la ligne piézométrique à partir duquel le dimensionnement du bassin de rétention s'est fait.

### 6.2.2 Récurrence de contrôle

Les volumes à retenir temporairement sur les lots privés sont ceux établis en considérant les débits limites de rejet pour chaque sous-bassin (art. 4.2) et un événement pluvieux de récurrence minimale de 1/50 ans.

équivalente d'écoulement de 0,03 $m^2$; si le débit de rejet limite implique une ouverture inférieure à cette dimension, on doit avoir recours à un régulateur à vortex.

Lorsqu'une conduite restrictive est choisie comme dispositif de contrôle, les calculs pour l'établissement des dimensions de la conduite devront se faire comme pour un ponceau, en considérant soit un contrôle à l'entrée ou un contrôle à la sortie, selon le cas.

Un regard devra dans tous les cas être installé sur la propriété privée pour chacun des raccordements au réseau municipal et on retrouvera à l'intérieur de ce regard un dispositif permettant de contrôler le débit total de rejet des surfaces contributives.

## 7. DOCUMENTS À PRODUIRE POUR OBTENTION DE PERMIS

### 7.1 Conception

La conception des ouvrages de rétention des eaux pluviales doit être effectuée par un ingénieur, membre en règle de l'Ordre des Ingénieurs du Québec. **Les plans de détails préparés en conséquence doivent porter la signature et le sceau de l'ingénieur.**

### 7.2. Préparation des plans

Les plans, **préparés avec le système métrique et soumis en deux copies**, doivent indiqués les détails et renseignements suivants :

- Les bâtiments existants et proposés, en délimitant les surfaces imperméables et les surfaces recouvertes de végétation et en indiquant leurs superficies respectives;
- La topographie existante du lot avant l'aménagement (avec niveaux indiqués);
- Les lignes de terrain;

être approuvés et signés par un ingénieur, membre en règle de l'Ordre des Ingénieurs du Québec.

Un formulaire (voir annexe F) dûment rempli doit également être inclus à la demande.

**7.4. Approbation et permis**

Deux (2) copies de plans de détails, d'aménagement et d'implantation des ouvrages de rétention doivent être soumises pour vérification et approbation par le Service du développement du territoire de la ville. Ces plans doivent être soumis en même temps que la demande pour l'obtention d'un permis de construction à la Division des permis et inspections de la ville.. La demande doit également être accompagnée des calculs détaillés et du formulaire inclus à l'annexe F.

**7.5 Modifications à apporter**

Dans le cas de refus ou de changements à apporter aux plans soumis, le directeur retourne une copie des plans non approuvés avec les commentaires pertinents. Des plans révisés doivent alors être soumis.

**8. CONSTRUCTION, INSPECTION ET ENTRETIEN**

**8.1 Vérification avant remblayage**

Aucun tuyau ou accessoire ne doit être remblayé avant que le directeur n'ait vérifié et approuvé l'installation desdits tuyaux et les accessoires. Si l'installation est jugée non conforme, elle doit être reprise où nécessaire, à l'entière satisfaction du directeur, et ce faux frais du propriétaire.

**8.2 Approbation**

Tous les travaux de drainage et des ouvrages de rétention et de contrôle réalisés sont sujets à l'approbation du directeur. Tout travail non conforme doit être repris à son entière satisfaction.

**8.3 Droit d'inspection**

Le directeur ou toute personne qu'il désigne a le droit d'entrer en tout temps convenable en tout lieu public ou privé et d'y rester aussi longtemps qu'il est nécessaire afin de constater si les dispositions du présent règlement ont été observées, et toute l'aide requise doit lui être donnée à cette fin.

**8.4 Plans tels que construits**

Dans les soixante (60) jours qui suivent l'approbation des travaux de drainage et des ouvrages de rétention, deux (2) copies des plans de détails de ces installations révisés indiquant les travaux tels que construits doivent être remises au Service du développement du territoire.