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

Québec

Avec la participation de :
- Ministère du Développement durable, de l'Environnement, de la Faune et des Parcs
- Ministère des Affaires municipales, des Régions et de l'Occupation du territoire

REMERCIEMENTS

Le Guide de gestion des eaux pluviales a été élaboré pour le ministère du Développement durable, de l'Environnement, de la Faune et des Parcs (MDDEFP) et le ministère des Affaires municipales, des Régions et de l'Occupation du territoire (MAMROT) dans le cadre d'un mandat confié à RÉSEAU environnement. Un comité spécifique, regroupant des intervenants de différents milieux, a été mis sur pied pour encadrer la rédaction du document. Les personnes suivantes ont participé à la préparation et la revue du Guide publié en 2011 :

Président du comité

Mohamad Osseyrane
Ville de Montréal

Rédacteur

Gilles Rivard
Aquapraxis inc.

Graphisme

Sylvie Ouzilleau
Alias communication design inc.

Coordination générale et révision

Philippe Kouadio
RÉSEAU environnement
Martine Lanoue
RÉSEAU environnement
Serge Rouleau
RÉSEAU environnement

Membres du Comité

Jean Bédard
Ville de Québec
Nathalie Bédard
Solutions Éco-Smarts
Daniel Boudreau
Hydro-Québec
Denis Brisson
Ville de Québec
Denis Brouillette
MDDEFP
Alain Charron
BPR
Martin Couture
John Meunier
Marc Cusson
Hancor
Jean-François Cyr
MDDEFP
Benoît Forget
ARMTEC
Musandji Fuamba
École Polytechnique
Mario Gendron
Vinci
Martin Girard
Ville de Lévis
Mélanie Glorieux
Objectif Paysage
Nathalie Jolicoeur
BPR
Pierre Lamarre
Genivar
Sylvie Lavigne
Roche
Gaétan Lemieux
MAMROT
Denis Martel
MDDEFP
Alex Navarro
Hancor.
Wally Plummer
ARMTEC
Réjean Tremblay
Lécuyer

Membres du comité de révision du MDDEFP

Marie-Claude Bergeron
Denis Brouillette
Jean-François Cyr
Gilles Delagrave
François Fréchette
Eric Gagnon
Nathalie Houle
Alain Lavoie
Serge Lévesque
Denis Martel
Nathalie Martel
Marie-Josée Osmann

TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE 1 **INTRODUCTION** 1-1
1.1 Objectifs du Guide 1-1
1.2 Cadre et champs d'application 1-1
1.3 La gestion des eaux pluviales : historique et mise en contexte 1-2
1.4 Principes directeurs 1-4
1.5 Organisation du Guide 1-4
Partie 1 Concepts généraux et contexte pour la planification Chapitres 1 à 5 1-4
Partie 2 Aspects techniques pour la conception des pratiques de gestion optimales (PGO) Chapitres 6 à 14 1-5
RÉFÉRENCES 1-7

CHAPITRE 2 **IMPACTS ET JUSTIFICATIONS** 2-1
2.1 Impact général du développement urbain sur le ruissellement 2-1
2.2 Impacts quantitatifs 2-7
2.3 Impacts qualitatifs 2-9
2.4 Impacts sur la morphologie et l'écologie des cours d'eau 2-17
2.5 Impacts appréhendés des changements climatiques sur le drainage urbain 2-19
RÉFÉRENCES 2-21

CHAPITRE 3 **PLANIFICATION INTÉGRÉE DE LA GESTION DES EAUX PLUVIALES AU QUÉBEC** 3-1
3.1 Introduction et contexte québécois pour la planification des eaux pluviales 3-1
3.1.1 Politique nationale de l'eau et gestion par bassin versant 3-1
3.1.2 Directive 004 3-2
3.1.3 Politique sur la protection des rives, du littoral et des plaines inondables et guide d'interprétation 3-2
3.1.4 Réglementation, juridiction et législation 3-3
3.1.4.1 Niveau fédéral 3-3
3.1.4.2 Niveau provincial 3-3
3.1.4.3 Municipalité régionale de comté (MRC) et Communautés urbaines 3-4
3.1.4.4 Niveau municipal 3-5
3.1.4.5 Autres aspects réglementaires 3-5

CHAPITRE 3 (suite)
3.2 Les différentes échelles de la planification de la gestion des eaux pluviales 3-5
3.2.1 Introduction 3-5
3.2.2 Planification à l'échelle du bassin versant (PDE – Plan directeur de l'eau) 3-5
3.2.3 Planification à l'échelle d'un sous-bassin versant 3-7
3.2.4 Planification à l'échelle du bassin de drainage (PDD – Plan directeur de drainage) 3-8
3.2.5 Planification à l'échelle du développement ou du site d'intervention (Conception préliminaire des réseaux) 3-9
3.3 Considérations relatives au drainage en milieu rural 3-10
3.3.1 Drainage routier 3-10
3.3.2 Drainage en territoire agricole 3-11
3.4 Considérations relatives au drainage en milieu urbain 3-11
3.4.1 Drainage en zone urbaine 3-11
3.4.2 Moyens de protection contre les inondations 3-11
3.5 Principes généraux pour la gestion des eaux pluviales 3-11
3.5.1 Généralités 3-11
3.5.2 Principes et objectifs généraux de conception 3-12
3.6 Impacts environnementaux, usages à préserver et types de milieux récepteurs 3-14
3.6.1 Critères de qualité pour la prévention de la contamination de l'eau et des organismes aquatiques 3-15
3.6.2 Critères de qualité pour la protection de la vie aquatique et des milieux récepteurs 3-15
3.6.3 Critères de qualité pour la protection de la faune terrestre piscivore 3-15
3.6.4 Critères de qualité pour la protection des activités récréatives et des aspects esthétiques 3-16
3.7 Sélection des critères de conception d'un plan de gestion des eaux pluviales 3-16
3.7.1 Contrôle quantitatif 3-16
3.7.2 Contrôle de l'érosion 3-17
3.7.3 Contrôle qualitatif 3-18
3.7.4 Recharge/Cycle hydrologique 3-18
3.7.5 Résumé des critères et sélection d'un plan de gestion des eaux pluviales 3-19
RÉFÉRENCES 3-20

CHAPITRE 4 **DÉVELOPPEMENT DU TERRITOIRE ET GESTION DES EAUX PLUVIALES** 4-1
4.1 Introduction 4-1
4.2 Évaluation du site et caractérisation des ressources 4-2
4.2.1 Principes d'écologie pour l'analyse et l'aménagement des ressources 4-3
4.2.2 Milieux humides 4-5
4.2.3 Zones inondables 4-6
4.2.4 Bande riveraine 4-6
4.2.5 Forêts 4-9
4.2.6 Champs 4-9
4.2.7 Autres éléments 4-10
4.3 Principes d'aménagement 4-10
4.3.1 Préservation des aires naturelles et des ressources 4-10
4.3.2 Utilisation des techniques d'aménagement de moindre impact (TAMI) 4-12
4.3.3 Minimisation du couvert imperméable dans l'aménagement du site 4-14
4.3.3.1 Réduire la longueur et la largeur des rues 4-14
4.3.3.2 Réduire les dimensions des bâtiments 4-14
4.3.3.3 Réduire les dimensions des espaces de stationnement 4-14
4.3.3.4 Utiliser moins de cul-de-sac ou choisir des formes alternatives 4-14
4.3.3.5 Créer des zones de contrôle et de traitement pour les aires de stationnement et de circulation 4-15
4.4 Barrières à surmonter et principes de mise en œuvre 4-17
4.5 Exemples d'application 4-18
4.5.1 Développement résidentiel 4-18
4.5.2 Développement commercial 4-19
RÉFÉRENCES 4-21

CHAPITRE 5 **SYSTÈME DE DRAINAGE EN ZONE URBAINE** 5-1
5.1 Description générale et principes de conception 5-1
5.1.1 Réseau mineur 5-2
5.1.2 Réseau majeur 5-3
5.1.3 Niveaux de service 5-3
5.1.4 Notion de risque 5-4
5.2 Composantes d'un système de gestion des eaux pluviales 5-5
5.2.1 Les composantes sur les lots privés 5-5
5.2.1.1 Drainage local du terrain 5-5
5.2.1.2 Gouttières de toit 5-6
5.2.1.3 Drain de fondation 5-6
5.2.1.4 Pompe élévatoire (submersible et à colonne) 5-7
5.2.2 Les composantes du réseau de drainage 5-7
5.2.2.1 Réseau de conduites et exutoires 5-7
5.2.2.2 Caniveaux et fossés latéraux 5-8
5.2.2.3 Réseau majeur 5-8
5.2.2.4 Puisards 5-9
5.2.2.5 Ouvrages de rétention 5-9
RÉFÉRENCES 5-11

CHAPITRE 6 **ÉVALUATION QUANTITATIVE DU RUISSELLEMENT – ASPECTS HYDROLOGIQUES** 6-1
6.1 Généralités – Analyse du ruissellement 6-1
6.2 Les processus de ruissellement et d'écoulement des eaux pluviales 6-3
6.3 Précipitation 6-5
6.3.1 Types d'événements pluvieux 6-5
6.3.1.1 Précipitation par convection 6-5
6.3.1.2 Précipitation orographique 6-5
6.3.1.3 Précipitation cyclonique 6-5

CHAPITRE 6 (suite)
6.3.2 Caractérisation des événements pluvieux 6-5
6.3.3 Conditions d'humidité antérieures 6-7
6.3.4 Distribution spatiale et non-homogénéité des précipitations 6-11
6.3.5 Distribution temporelle des précipitations 6-11
6.3.5.1 Pluie de Chicago 6-11
6.3.5.2 Pluie SEA (Service Atmosphérique – Environnement Canada) 6-12
6.3.5.3 Pluie du NRCS (anciennement SCS) 6-13
6.3.5.4 Pluie historiques 6-14
6.3.6 Durée des pluies de conception 6-14
6.4 Pertes 6-15
6.4.1 Interception et rétention de surface 6-15
6.4.2 Pertes par infiltration 6-15
6.4.2.1 Modèle du NRCS 6-16
6.4.2.2 Modèle de Horton 6-19
6.4.2.3 Modèle de Green-Ampt 6-21
6.5 Méthodes d'estimation des débits de ruissellement et des hydrogrammes 6-23
6.5.1 Méthode rationnelle 6-24
6.5.1.1 Hypothèses de base 6-24
6.5.1.2 Évaluation des paramètres 6-25
6.5.1.3 Application et limitations de la méthode rationnelle 6-28
6.5.1.4 Calcul de rétention avec la méthode rationnelle 6-29
6.5.2 Méthodes NRCS (anciennement SCS) 6-30
6.5.3 Hydrogramme unitaire avec réservoir en cascade (Nash, 1957) 6-30
6.5.4 Méthode déterministe (SWMM) 6-31
6.5.4.1 Équations de base 6-31
6.5.4.2 Pourcentage d'imperméabilité 6-32
6.6 Écoulement souterrain 6-33
RÉFÉRENCES 6-36

CHAPITRE 7 **ASPECTS HYDRAULIQUES POUR L'ANALYSE ET LA CONCEPTION DES RÉSEAUX DE DRAINAGE** 7-1
7.1 Généralités 7-1
7.2 Types d'écoulement et principes généraux 7-1
7.2.1 Types d'écoulement 7-1
7.2.2 Principes de base 7-3
7.2.3 Profondeur critique 7-6
7.2.4 Profondeur normale (équation de Manning) 7-7
7.2.5 Conduite coulant partiellement pleine 7-9
7.2.6 Courbes de remous 7-10
7.3 Analyses pour le réseau majeur
7.3.1 Écoulement sur le pavage 7-11
7.3.2 Capacités d'interception des entrées au puisard 7-12
7.3.2.1 Capacité d'interception – grilles en continu 7-13
7.3.2.2 Capacité d'interception – grilles en point bas 7-15
7.3.2.3 Capacité d'interception – entrée en bordure en continu 7-16
7.3.2.4 Capacité d'interception – en bordure au point bas 7-16
7.3.3 Fossés et canaux 7-17
7.4 Analyses pour le réseau mineur 7-19
7.4.1 Écoulement en surface libre et en charge 7-19
7.4.2 Capacité hydraulique 7-19
7.4.3 Condition aval à l'exutoire 7-20
7.4.4 Évaluation des pertes de charge 7-21
7.4.4.1 Pertes par friction 7-21

CHAPITRE 7 (SUITE)

7.4.4.2 Pertes locales 7-21
7.4.5 Établissement de la ligne piézométrique 7-24
7.5 Hydraulique de ponceaux 7-24
7.5.1 Concepts généraux 7-24
7.5.2 Contrôle à l'entrée 7-25
7.5.3 Contrôle à la sortie 7-26
7.6 Mécanismes de contrôle 7-27
7.6.1 Orifices 7-28
7.6.2 Déversoirs 7-28
7.6.3 Plaque orifice 7-29
7.6.4 Conduite restrictive 7-30
7.6.5 Restricteurs de débits 7-30
7.7 Calculs de laminage 7-30
7.7.1 Types de laminage 7-31
7.7.2 Laminage en conduite 7-31
7.7.3 Laminage dans un réservoir 7-32
7.8 Critères et procédure pour la conception hydraulique des réseaux de drainage 7-33
7.8.1 Critères généraux 7-33
7.8.1.1 Période de retour pour la conception des réseaux 7-33
7.8.1.2 Largeur du filet d'eau et hauteur d'eau sur le pavage 7-33
7.8.1.3 Hauteur maximale de la ligne piézométrique 7-34
7.8.1.4 Configuration des réseaux 7-34
7.8.1.5 Vitesses dans les conduites 7-35
7.8.2 Procédure de conception 7-35
7.8.2.1 Plan de base 7-35
7.8.2.2 Plan conceptuel 7-36
7.8.2.3 Conception 7-36
RÉFÉRENCES 7-40

CHAPITRE 8 **QUALITÉ DES EAUX PLUVIALES : ÉVALUATION, CONTRÔLE ET SUIVI** 8-1
8.1 Introduction 8-1
8.2 Processus de génération de la pollution 8-3
8.2.1 Dépôt, accumulation et lessivage 8-4
8.2.2 Effet de premier flot (first flush) 8-4
8.3 Caractérisation des polluants 8-6
8.3.1 Généralités 8-6
8.3.2 Description et caractérisation des paramètres 8-9
8.3.2.1 Solides grossiers (incluant les débris et déchets) 8-9
8.3.2.2 Sédiments et matières en suspension 8-10
8.3.2.3 Phosphore 8-14
8.3.2.4 Azote total 8-15
8.3.2.5 Paramètres de demandes en oxygène 8-15
8.3.2.6 Huiles et graisses 8-17
8.3.2.7 pH 8-18
8.3.2.8 Turbidité 8-19
8.3.2.9 Métaux lourds 8-19
8.3.2.10 Coliformes et streptocoques 8-19
8.3.2.11 Sels de déglaçage 8-19
8.3.3 Caractérisation de la pollution par type d'occupation du sol 8-19
8.3.4 Valeurs recommandées de concentrations et évaluation des charges annuelles 8-23
8.4 Hydrologie pour le contrôle de la qualité 8-23
8.4.1 Importance des petites précipitations 8-23
8.4.2 Analyses pluviométriques spécifiques 8-25
8.5 Modélisation et évaluation des paramètres 8-27
8.5.1 Considération générales 8-27
8.5.2 Modèles pour la qualité 8-28
8.5.2.1 Logiciels 8-28

CHAPITRE 8 (suite)

8.5.2.2 Hydrologie pour les petites pluies et pluie de projet pour le contrôle de la qualité 8-28
8.5.3 Approches simplifiées 8-29
8.6 Stratégies de contrôle 8-30
8.7 Suivi et mesures 8-33
RÉFÉRENCES 8-34

CHAPITRE 9 **CONTRÔLE DE L'ÉROSION DES COURS D'EAU** 9-1
9.1 Introduction 9-1
9.2 Concepts généraux 9-2
9.2.1 Impacts du développement urbain sur les cours d'eau et principes généraux de contrôle 9-2
9.2.2 Géomorphologie des cours d'eau 9-3
9.2.3 Classification des cours d'eau 9-6
9.3 Évaluation de l'état des cours d'eau et techniques de réhabilitation 9-7
9.4 Principes d'une stratégie de contrôle 9-10
9.5 Approches simplifiées 9-11
9.6 Approche détaillée (MEO, 2003) 9-17
RÉFÉRENCES 9-19

CHAPITRE 10 **MODÉLISATION** 10-1
10.1 Introduction 10-1
10.1.1 Concepts généraux et terminologie 10-1
10.1.2 Types d'utilisation et d'application des modèles 10-3
10.2 Logiciels pour l'analyse de réseaux et la gestion des eaux pluviales 10-5
10.2.1 Généralités – classification de logiciels 10-5
10.2.2 Description des logiciels 10-6
10.2.3 Sélection du logiciel 10-7
10.3 Développement d'un modèle 10-9
10.3.1 Données de base 10-9
10.3.2 Élaboration du modèle 10-9
10.3.3 Analyse de sensibilité 10-10
10.3.4 Mesures de débit 10-10
10.3.5 Échantillonnage et mesures pour polluants 10-12
10.3.6 Calage et vérification 10-13
10.4 Utilisation des modèles 10-15
RÉFÉRENCES 10-16

CHAPITRE 11 **LES PRATIQUES DE GESTION OPTIMALES DES EAUX PLUVIALES** 11-1
11.1 Introduction 11-1
11.1.1 Généralités 11-1
11.1.2 Filière pour les mécanismes de contrôle 11-4
11.2 Aspects généraux pour la conception 11-5
11.2.1 Importance du prétraitement 11-5
11.2.2 Importance de l'entretien 11-6
11.2.3 Importance de l'entrée et de la sortie 11-6
11.2.4 Adaptation pour le climat froid 11-8
11.2.5 Aspects de sécurité 11-9
11.3 Critères de conception et présentation générale des pratiques 11-12
11.3.1 Critères de conception 11-12
11.3.2 Présentation générale des pratiques 11-14
11.4 Contrôle à la source (non-structural) 11-15
11.5 Pratiques optimales au niveau du terrain (contrôle à la source) 11-18
11.5.1 Nivellement contrôlé des terrains / Réduction de la pente du terrain 11-19
11.5.2 Stockage sur le toit, en surface ou souterrain 11-19
11.5.3 Puits ou tranchée d'infiltration sur le terrain 11-24

CHAPITRE 11 (suite)
11.5.4 Débranchement des gouttières 11-26
11.5.5 Pompe de drain de fondation 11-26
11.5.6 Puisard perméable 11-27
11.5.7 Réutilisation de l'eau de pluie 11-28
11.5.8 Bande de végétation filtrante 11-29
11.5.9 Aménagement absorbant et modification du sol 11-34
11.5.10 Biorétention / Jardin de pluie 11-36
11.5.11 Toits verts 11-45
11.5.12 Blocs ou revêtements perméables 11-48
11.5.13 Séparateurs d'huile et de sédiments 11-53
11.6 Pratiques de gestion optimales pour le transport des eaux pluviales 11-55
11.6.1 Fossé et noue engazonnée (sec) 11-56
11.6.2 Noue avec retenue permanente 11-60
11.6.3 Noue avec biorétention 11-61
11.6.4 Tranchée d'infiltration 11-62
11.6.5 Système de conduite perforée 11-64
11.6.6 Système de stockage en surface des rues et en conduites 11-67
11.7 Pratiques de gestion optimales en fin de réseau 11-69
11.7.1 Ouvrages à l'entrée et à la sortie 11-69
11.7.2 Plantations 11-72
11.7.3 Bassin de rétention sans retenue permanente (sec) 11-72
11.7.4 Bassins de rétention avec retenue permanente 11-77
11.7.5 Bassin d'infiltration 11-84
11.7.6 Marais artificiels 11-86
11.7.7 Filtre à sable 11-88
RÉFÉRENCES 11-89

CHAPITRE 12 CONSIDÉRATIONS D'OPÉRATION, D'ENTRETIEN ET DE SUIVI 12-1
12.1 Introduction – Importance de l'entretien 12-1
12.2 Entretien et opération conventionnels 12-1
12.2.1 Entretien préventif 12-1
12.2.2 Entretien correctif 12-2
12.2.3 Responsabilité de l'entretien 12-2
12.3 Activités générales d'entretien 12-3
12.3.1 Inspections 12-3
12.3.2 Coupe de gazon / végétation 12-5
12.3.3 Contrôle des mauvaises herbes 12-6
12.3.4 Plantation 12-6
12.3.5 Enlèvement des débris 12-6
12.4 Opération et entretien des ouvrages de rétention 12-6
12.4.1 Bassin avec retenue permanente 12-6
12.4.2 Marais 12-8
12.4.3 Bassin sec 12-8
12.5 Opération et entretien des ouvrages avec infiltration 12-8
12.5.1 Bassin d'infiltration 12-8
12.5.2 Tranchée d'infiltration 12-9
12.5.3 Bande de végétation filtrante 12-9
12.5.4 Puits d'infiltration 12-9
12.5.5 Conduites perforées 12-9
12.5.6 Fossé engazonné 12-9
12.6 Opération et entretien des équipements pour le contrôle des sédiments et des huiles/graisses 12-9

CHAPITRE 12 (suite)
12.7 Enlèvement des sédiments 12-10
12.8 Entretien – Conditions hivernales 12-10
12.9 Monitoring et suivi 12-11
RÉFÉRENCES 12-12

CHAPITRE 13 COÛTS DE CONSTRUCTION ET D'OPÉRATION 13-1
13.1 Informations générales 13-1
13.2 Coûts de mise en œuvre des composantes 13-1
13.2.1 Coûts de construction 13-1
13.2.2 Acquisition de terrain 13-3
13.2.3 Frais contingents et d'ingénierie 13-4
13.3 Coûts d'opération et de suivi 13-4
13.4 Calcul du coût global 13-5
RÉFÉRENCES 13-7
Annexes 13-1 13-8

CHAPITRE 14 GRILLE D'ANALYSE D'AIDE À LA DÉCISION 14-1
14.1 Introduction 14-1
14.2 Catégories de PGO 14-1
14.2.1 PGO à la source ou en réseau 14-2
14.2.2 Contrôles en fin de réseau 14-2
14.3 Processus général pour la sélection 14-3
14.3.1 Évaluation du site et caractérisation des ressources 14-3
14.3.2 Identification des critères pour le milieu récepteur 14-3
14.3.3 Sélection initiale 14-4
14.3.4 Contraintes physiques 14-6
14.3.5 Prise en compte des performances attendues 14-6
14.3.6 Sélection finale 14-8
RÉFÉRENCES 14-9

ANNEXE A PLANTATIONS A-1
A.1 Généralités A-1
A.2 Tolérance aux sels de déglaçage A-2
A.3 Classification selon différentes zones A-2
A.4 Principes généraux de mise en oeuvre A-4
A.5 Description par types de PGO A-6
A.5.1 Bassins de rétention et marais A-6
A.5.2 Infiltration et filtre à sable A-7
A.5.3 Biorétention A-7
A.5.4 Fossé / Noue / Bande filtrante A-8
RÉFÉRENCES A-9

ANNEXE B CARACTÉRISATION DES SITES POUR INFILTRATION B-1
RÉFÉRENCES B-6

ANNEXE C EXEMPLES D'APPLICATIONS C-1
C.1 Contrôle à la source C-1
C.2 Contrôle en réseau C-3
C.3 Bassins de rétention C-5
RÉFÉRENCES C-7

GUIDE DE GESTION DES EAUX PLUVIALES
VERSION SEPTEMBRE 2024

MISE À JOUR DU GUIDE

Cette version est une deuxième mise à jour du contenu publié en 2011. Voici un résumé des plus récentes modifications apportées au guide :

SECTION/CHAPITRE	*MODIFICATIONS*
Remerciements	*Ajout de l'année de publication*
Chapitre 2	*Mise à jour de la section 2.5*
	Retrait du tableau 2.10
	Retrait d'une référence
Chapitre 8	*Mise à jour de la section 8.6*
	Retrait de l'équation d'enlèvement global pour une chaîne de traitement en série
	Mise à jour d'une référence
	Ajout d'une référence
Chapitre 11	*Mise à jour d'une référence*

INTRODUCTION

CHAPITRE 1

1.1 OBJECTIFS DU GUIDE

Le Guide québécois de la gestion des eaux pluviales a pour objectif principal de présenter différentes approches et techniques permettant de minimiser les impacts hydrologiques pouvant être associés au développement urbain. Le document se veut essentiellement un outil pratique pour guider les concepteurs de systèmes de drainage ainsi que les autres intervenants impliqués dans le développement urbain (urbanistes, architectes paysagistes, spécialistes en environnement, développeurs et décideurs municipaux) dans l'identification, l'utilisation et la mise en œuvre des meilleures pratiques pour la protection des ressources hydriques pouvant être affectées par les eaux de ruissellement urbain. Les approches à préconiser étant souvent spécifiques à chaque site, ces pratiques de gestion optimales (PGO) et leur cadre d'application doivent être en principe adaptés à chaque situation et c'est pourquoi le Guide préconise une approche flexible et non pas l'application rigide de règles qui pourraient être dans certains cas mal adaptées.

Les concepts et approches qui sont ici décrits sont par ailleurs discutés dans un cadre global de gestion des eaux pluviales qui intègre non seulement les aspects quantitatifs mais aussi le contrôle de la qualité des eaux rejetées vers les milieux récepteurs et l'érosion des cours d'eau. Quoique certains de ces différents contrôles aient été peu utilisés jusqu'à maintenant au Québec, la revue de plusieurs documents et manuels publiés en Amérique du Nord et ailleurs dans le monde qui a été effectuée pour la rédaction du présent Guide fait clairement ressortir qu'une gestion appropriée de ces différents éléments est nécessaire pour minimiser les impacts aux milieux récepteurs. Un des objectifs secondaires du Guide sera donc de disséminer l'information, promouvoir l'innovation et favoriser l'application de bonnes pratiques pour une gestion appropriée des impacts hydrologiques liés au ruissellement urbain.

1.2 CADRE ET CHAMPS D'APPLICATION

Le Guide a été rédigé en tenant compte des documents déjà produits par différents ministères québécois et en tentant de ne pas dédoubler l'information qui pourrait être déjà disponible ailleurs. Le document qui est le plus directement lié au présent Guide est la Directive 004 (MENVIQ 1989), qui régit de façon plus générale la conception des réseaux d'égout au Québec. Les deux documents sont complémentaires sous plusieurs aspects mais on notera que le Guide donne évidemment des descriptions et principes d'analyse pour la gestion des eaux pluviales qui sont beaucoup plus détaillés que la Directive 004. De façon générale, on privilégiera l'utilisation des principes et éléments d'analyse présentés dans le Guide si un point est traité dans les deux documents.

Un autre concept qui englobe en principe la gestion des eaux pluviales est la gestion par bassin versant, qui s'est beaucoup développée ces récentes années au Québec suite à la mise en application de la Politique nationale de l'eau en 2002. Plusieurs documents ont ainsi été produits afin d'appuyer les démarches pour la préparation des plans de gestion à l'échelle du bassin versant et certains éléments discutés au présent Guide devront évidemment s'intégrer dans la vision plus globale que sous-tend cette gestion par bassin versant.

Quoique plusieurs des techniques présentées ici puissent évidemment être appliquées sous certaines conditions

dans un milieu rural, le Guide touche par ailleurs essentiellement les eaux pluviales en milieu urbain. De plus, les principes ou techniques pour le contrôle de l'érosion ou de la sédimentation lors de la construction ne sont pas abordés au présent document, sauf très succinctement en ce qui concerne la mise en œuvre des pratiques de gestion optimales proprement dite. Le contrôle des sédiments lors des étapes de construction et lors du développement d'un secteur est particulièrement important pour des pratiques de gestion fonctionnant par infiltration puisque les sédiments peuvent venir directement affecter le comportement des ouvrages et compromettre leur fonctionnement adéquat.

Le Guide doit finalement être vu comme un document qui devra nécessairement évoluer au fil des ans puisque les critères de conception pour plusieurs pratiques de gestion continuent de se raffiner au fur et à mesure que des ouvrages sont construits et que des évaluations de performance deviennent disponibles. Puisque le Guide regroupe des éléments qui sont vraiment bien connus et intégrés depuis de nombreuses années à la pratique et d'autres qui peuvent être jugés plus innovateurs, le document ne doit pas être vu comme une norme rigide mais bien comme un manuel décrivant des concepts et fournissant des outils d'analyse et d'aide à la décision pour la planification, la conception et la mise en œuvre des meilleures pratiques.

1.3 LA GESTION DES EAUX PLUVIALES : HISTORIQUE ET MISE EN CONTEXTE

Une planification adéquate du développement urbain, particulièrement dans un contexte où on désire privilégier un développement durable et assurer la préservation des ressources hydriques, implique nécessairement qu'une gestion des eaux pluviales soit prise en compte lors de la planification, de la conception, de la mise en œuvre et de l'opération des infrastructures de drainage. L'urbanisation du territoire et l'imperméabilisation du sol qui l'accompagne généralement produisant une augmentation du ruissellement et de la quantité de polluants rejetés vers les milieux récepteurs, l'application de différentes techniques pour la gestion des eaux pluviales se révèle nécessaire pour concevoir des systèmes de drainage efficaces qui permettront également de minimiser les impacts potentiels associés à une modification du régime hydrologique qui accompagne l'urbanisation.

L'état de la pratique pour la gestion des eaux pluviales a évolué rapidement au cours des vingt dernières années, après s'être tout d'abord concentrée depuis les années 1960 sur des préoccupations axées essentiellement sur le contrôle quantitatif des eaux de ruissellement. Au début des années 1980, une campagne de mesures de grande ampleur aux États-Unis (EPA, 1983) mit toutefois en évidence les quantités importantes de polluants qui pouvaient être associées au ruissellement. Les contrôles ont alors été élargis pour inclure les aspects qualitatifs. Subséquemment, le contrôle de l'érosion dans les cours d'eau devint également un paramètre spécifique à considérer pour une gestion adéquate des eaux pluviales et on réalise maintenant que les différents critères de contrôle doivent être définis avec une vision plus globale et intégrée, en tentant de reproduire le mieux possible, par l'utilisation de différentes techniques, les conditions hydrologiques qui prévalent avant l'urbanisation.

Les critères de contrôle qui sont aujourd'hui à privilégier pour une gestion adéquate des eaux pluviales peuvent être regroupés en **quatre principales catégories :** (1) le contrôle quantitatif, (2) le contrôle qualitatif, (3) le contrôle pour minimiser l'érosion des cours d'eau et (4) le contrôle de la recharge de la nappe phréatique pour protéger les eaux souterraines et le maintien des débits de base. Le présent guide propose des critères spécifiques pour chacun de ces aspects et la prise en compte de ces différents critères pourra impliquer, par rapport à une approche qu'on pourrait qualifier de plus traditionnelle, une modification des façons de concevoir les réseaux de drainage et leur intégration à la trame urbaine. Deux éléments fondamentaux méritent à cet égard d'être soulignés :

1. Les contrôles quantitatifs visent essentiellement à minimiser les impacts pour les événements relativement rares et influencent le dimensionnement des infrastructures pour les réseaux mineur et majeur. D'un autre côté, les aspects qualitatifs, le contrôle de l'érosion et la recharge pour les eaux souterraines s'inscrivent plutôt dans une perspective de continuité et de répétitivité des impacts à contrôler plutôt que de protection contre l'intensité de l'évènement perturbateur. Ils impliquent donc nécessairement qu'on prenne en compte les débits et volumes générés par des événements pluvieux beaucoup plus fréquents, qui sont ceux ayant un impact plus significatif sur ces différents aspects. Ainsi, on ne doit plus seulement considérer pour la conception des réseaux les événements pluvieux plus rares et importants mais également les

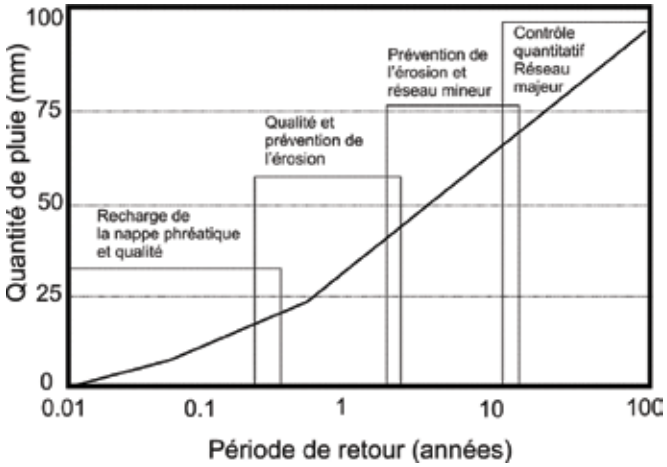


Figure 1.1 Gamme de contrôles à prévoir pour la gestion des eaux pluviales.

événements plus fréquents puisque ce sont eux qui génèrent la part la plus importante de pollution, causent l'érosion dans les cours d'eau et influencent de façon plus marquée les débits d'étiage et la recharge de la nappe phréatique. La figure 1.1 illustre cet aspect, en mettant en évidence le fait que les critères ne touchent pas seulement une catégorie spécifique de précipitations mais **qu'ils doivent plutôt couvrir la gamme complète et s'intéresser particulièrement aux pluies fréquentes**, ce qui n'était pas historiquement une préoccupation des concepteurs.

2. Par ailleurs, contrairement à une approche plus traditionnelle où on ne s'intéresse typiquement qu'aux débits de ruissellement, il est maintenant reconnu que plusieurs aspects ne peuvent être adéquatement gérés qu'en tentant d'approcher le plus possible un régime hydrologique naturel, en **minimisant les volumes de ruissellement.** Cela implique donc que, dans la mesure du possible, on tente de maximiser l'infiltration des eaux de ruissellement et le recours à des techniques utilisant l'infiltration comme mécanismes de contrôle. Évidemment, l'infiltration des eaux ruisselées devra se faire sous certaines conditions et en gardant à l'esprit que cette approche pourra entraîner des impacts sur les eaux souterraines qui devront être évalués adéquatement. Mais, de façon générale, l'infiltration des eaux de ruissellement, idéalement le plus près possible de la source, devrait être considérée dans l'élaboration des plans de gestion des eaux pluviales, ce qui constitue un changement majeur par rapport à une approche plus traditionnelle, qui privilégie l'évacuation rapide et efficace des eaux de ruissellement.

Un plan de gestion des eaux pluviales devrait également se concevoir de façon intégrée, en prenant compte s'il y a lieu des analyses qui auront pu être complétées au niveau du bassin versant mais aussi en utilisant une approche de filière de techniques préconisant une vision d'intervention intégrée d'amont en aval. Plus spécifiquement, au lieu de ne considérer que des éléments de contrôle qui sont mis en place à l'aval des réseaux (comme des bassins de rétention immédiatement en amont des milieux récepteurs), on devrait privilégier un contrôle plus près de la source et utiliser également d'autres techniques de gestion qui peuvent être mises en place en réseau. Ce concept, montré à la figure 1.2, sert de trame de fond dans le présent guide pour la présentation et la discussion des différentes techniques. Le schéma donné à cette figure et la hiérarchisation des techniques qu'elle illustre devraient inciter le concepteur à appliquer différentes techniques à plusieurs niveaux dans le système de drainage, de la source jusqu'au milieu récepteur. L'intégration de ces différentes techniques dans la trame urbaine permettra l'atteinte des différents objectifs.

Le schéma de la figure 1.2 fait également ressortir, en amont du processus global de planification, la nécessité de réévaluer dans certains cas les principes d'aménagement du territoire puisque ceux-ci peuvent avoir une influence non négligeable sur le ruissellement généré après l'urba-

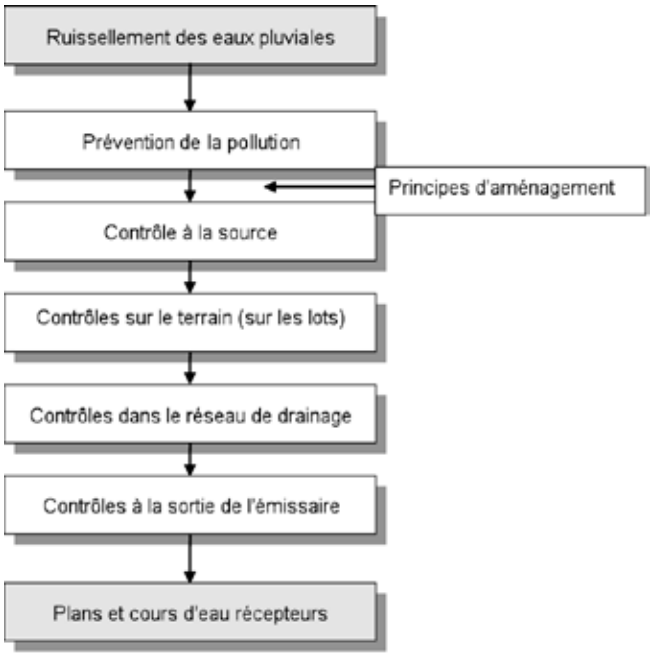


Figure 1.2 Concept de filière de techniques de contrôle pour la gestion des eaux pluviales (adapté et modifié de UDFCD, 2006; INFRA Guide, 2003).

nisation. Le pourcentage de surfaces imperméabilisées suite à l'urbanisation devenant un paramètre important à considérer pour une gestion des eaux pluviales, on pourra donc revoir au besoin les pratiques pour la planification de l'aménagement du territoire, ce qui n'est pas usuellement considéré du point de vue des eaux pluviales. Des opportunités intéressantes peuvent apparaître lorsque cette réévaluation est faite, avec souvent comme bénéfice des coûts très peu élevés par rapport à d'autres techniques de gestion qui seraient appliquées plus en aval d'un territoire non planifié en fonction d'une meilleure gestion intégrée des eaux pluviales.

1.4 PRINCIPES DIRECTEURS

Plusieurs principes généraux peuvent être suivis pour encadrer l'application générale des différentes techniques présentées au Guide. La prise en compte de ces principes favorisera une gestion intégrée des eaux pluviales et la mise en œuvre de l'approche qui est privilégiée par le Guide, avec une filière de mesures mise en place de la source jusqu'au milieu récepteur. Ces principes sont les suivants:

- Développer une logique d'intervention par bassin versant, en adoptant une vision globale et intégrée de la gestion des eaux pluviales.
- Prévenir la pollution et l'entrée des polluants dans le réseau de drainage est toujours la première approche à privilégier.
- À moins qu'il n'y ait de contre-indication (par exemple avec une source potentielle de matières toxiques, des prises d'eau à protéger ou des conditions particulières de nappe souterraine), viser à infiltrer autant d'eaux de ruissellement qu'il est possible.
- Tenir compte des conditions hivernales dans l'application des différentes pratiques.
- Un couvert végétal est toujours mieux qu'un sol dénudé et le couvert végétal naturel est toujours mieux qu'un couvert végétal aménagé (les taux d'infiltration variant de façon importante selon les différentes conditions).
- Prioriser l'utilisation de pratiques qui requièrent peu d'entretien ou de suivi pour fonctionner adéquatement.
- Une attention appropriée lors de la conception et de bonnes méthodes de construction permettront de réduire les activités d'entretien et de maintenir à plus long terme la performance des ouvrages.
- Un entretien adéquat prolongera la vie utile des ouvrages et permettra d'assurer que les performances attendues se maintiennent.
- Chaque site demande une caractérisation spécifique de façon à établir les besoins pour la gestion des eaux pluviales et pour définir les meilleures pratiques de gestion dans chaque cas.
- Les conceptions doivent considérer tous les impacts, incluant les facteurs environnementaux, la sécurité, l'entretien et les coûts à supporter.
- Implanter les structures en dehors du littoral des cours d'eau.

1.5 ORGANISATION DU GUIDE

En incluant le présent chapitre d'introduction, le Guide comprend 14 chapitres et 3 annexes. Les différents chapitres peuvent être regroupés en 2 parties. La première partie comprend les chapitres 2 à 5 et s'adresse autant aux concepteurs qu'aux personnes responsables de la planification et aux décideurs. Les chapitres 2 et 3 fournissent l'information de base venant appuyer les techniques de gestion des eaux pluviales et le cadre général de planification. Le chapitre 4 discute des différents éléments du développement du territoire qui peuvent avoir un impact important sur les paramètres influençant le ruissellement, alors que le chapitre 5 décrit de façon générale les systèmes de drainage, leurs différentes composantes ainsi que les approches à privilégier pour la conception.

La deuxième partie, qui est plus technique et qui fournit des informations détaillées pour la conception des systèmes de drainage, regroupe les chapitres 6 à 14. Le chapitre 11 décrit les différentes pratiques de gestion optimales et les critères de conception qui sont recommandés. Trois annexes présentent finalement de l'information sur les plantations, les protocoles pour l'évaluation des sols en vue d'utiliser des PGO avec infiltration ainsi que des exemples d'applications typiques de différentes techniques décrites dans le Guide.

Un résumé des principaux points pour chacun des chapitres est donné aux paragraphes qui suivent.

Partie 1 – Concepts généraux et contexte pour la planification

Chapitre 1 – Introduction

Chapitre 2 – Impacts et justifications

Ce chapitre présente un aperçu général des impacts du développement urbain sur les milieux récepteurs et les ressources naturelles, incluant des discussions sur les modifications au cycle hydrologique, les aspects quantitatifs (augmentation des débits et volumes de ruissellement), la qualité de l'eau, la morphologie et l'écologie des cours d'eau et la recharge de la nappe phréatique. Les impacts appréhendés des changements climatiques sur le drainage urbain sont également abordés.

Chapitre 3 – Planification intégrée de la gestion des eaux pluviales au Québec

Ce chapitre met en contexte la gestion des eaux pluviales au Québec, présente différents principes pour la planification à différentes échelles et énonce les principes et objectifs généraux qui devraient être utilisés pour la conception des réseaux de drainage. Les critères de contrôle pour différents aspects y sont décrits et discutés.

Chapitre 4 – Développement du territoire et gestion des eaux pluviales

Un des aspects souvent négligés pour la gestion des eaux pluviales est l'importance des principes d'aménagement du territoire, qui peuvent être dans plusieurs situations modifiés afin de minimiser les impacts du développement. Cette partie décrit une approche générale basée sur l'évaluation du site à développer et de ses caractéristiques et présente des principes d'aménagement permettant de réduire les impacts en planifiant adéquatement dès le début le développement d'un site.

Chapitre 5 – Systèmes de drainage en zone urbaine

Ce chapitre donne une description générale des composantes d'un réseau de drainage et fournit des principes généraux devant guider la conception.

Partie 2 – Aspects techniques pour la conception des pratiques de gestion optimales (PGO)

Chapitre 6 – Évaluations quantitatives du ruissellement – Aspects hydrologiques

Cette section présente les concepts généraux pour l'analyse du ruissellement urbain et fournit les paramètres de base ainsi que les approches pour l'évaluation des débits et volumes de ruissellement. Les différentes méthodes de calcul y sont décrites en détails, avec des recommandations spécifiques quant à leur application.

Chapitre 7 – Aspects hydrauliques pour l'analyse et la conception des réseaux de drainage

Ce chapitre traite des aspects hydrauliques à considérer lors de la conception des différentes composantes des réseaux de drainage. Les écoulements en conduite et en canaux sont abordés, avec une discussion pour les capacités hydrauliques des différents éléments et les calculs associés aux différents mécanismes de contrôle (orifices, déversoirs, conduites).

Chapitre 8 – Qualité des eaux pluviales: évaluation, contrôle et suivi

La gestion de la qualité des eaux qui sont rejetées aux milieux récepteurs est discutée à cette section, avec l'identification et la caractérisation des principaux polluants associés au ruissellement urbain, les processus de génération de la pollution et l'évaluation des paramètres. L'emphase est mise sur l'importance du ruissellement associé aux pluies de moindre envergure, ce qui contraste avec une approche traditionnelle de la gestion des eaux pluviales où on ne considère que les événements plus rares pour la gestion de la quantité d'eau ruisselée. Des stratégies de contrôle sont présentées, avec également une discussion générale sur la modélisation.

Chapitre 9 – Contrôle de l'érosion des cours d'eau

Le contrôle spécifique pour minimiser l'érosion des cours d'eau et le maintien des habitats doit faire partie d'un plan de gestion des eaux pluviales. Les concepts généraux pour cet aspect sont présentés à cette section, en discutant des différents paramètres en jeu. Des approches pour l'évaluation des problématiques et pour établir un contrôle adéquat sont également fournies. La section traite également sommairement des principes et techniques de réhabilitation des cours d'eau qui peuvent être utilisés.

Chapitre 10 – Modélisation

Ce chapitre traite des concepts généraux et des différentes approches pour la modélisation des réseaux de drainage. Les différents logiciels disponibles pour les analyses sont discutés, avec une description des différentes étapes à considérer dans l'élaboration d'un modèle. Les aspects abordés incluent le calage et l'analyse de sensibilité, avec finalement des recommandations quant à l'utilisation des modèles.

Chapitre 11 – Les pratiques de gestion optimales des eaux pluviales

Le chapitre 11 décrit en détails les différentes pratiques de gestion optimales (PGO) qui peuvent être utilisées dans un plan de gestion des eaux pluviales. Une emphase particulière est placée sur l'importance des éléments de prétraitement, des entrées et sorties, des aspects de sécurité ainsi que sur les adaptations à prévoir pour différentes techniques afin de tenir compte du climat froid. Les PGO sont décrites en considérant un cadre général de filière de techniques pouvant s'appliquer près de la source, en réseaux ou avant le rejet au milieu récepteur.

Chapitre 12 – Considérations d'opération, d'entretien et de suivi

Dans l'application et la mise en œuvre de la plupart des PGO, les considérations d'opération, d'entretien et de suivi sont souvent négligées malgré le fait qu'elles constituent souvent la raison expliquant un mauvais fonctionnement à long terme des PGO. On distingue ici l'entretien préventif et l'entretien correctif, en mettant l'emphase sur l'importance de définir adéquatement les responsabilités en matière d'entretien et de suivi. Ce chapitre décrit les différentes activités d'entretien à prévoir en fonction des différents types de PGO.

Chapitre 13 – Coûts de construction et d'opération

Ce chapitre donne des informations permettant d'établir des coûts de construction et d'opération pour les différentes PGO. Le coût global comprend non seulement les coûts de construction mais également les coûts d'acquisition de terrain, les frais contingents ainsi que les coûts d'opération et de suivi.

Chapitre 14 – Grille d'analyse et d'aide à la décision

Finalement, cette dernière section intègre les différents éléments discutés dans le Guide et fournit une grille générale pour guider le concepteur vers le choix des PGO les mieux adaptées à sa situation. Une classification des différentes PGO et un processus général pour encadrer la sélection de la filière et des différentes techniques applicables pour l'atteinte des différents objectifs sont discutés.

Annexes

Annexe A – Plantations

Annexe B – Caractérisation des sites pour infiltration

Annexe C – Exemples d'application

RÉFÉRENCES

EPA (1983). U.S. *Environmental Protection Agency* (EPA), *Results of the Nationwide Urban Runoff Program*, Volume I,6-11, *Rapport final*. NTIS PB84-185552, EPA, Washington, DC.

InfraGuide (2003). *Contrôles à la source et sur le terrain des réseaux de drainage municipaux. Guide national pour des infrastructures municipales durables*, CNRC et Fédération canadienne des municipalités, Ottawa.

MENVIQ (1989) – Maintenant MDDEP. Directive 004 – *Réseaux d'égout Ministère du développement durable, de l'environnement et des parcs, Québec.*

UDFCD (*Urban drainage and flood control district*) (2006). *Urban Storm drainage criteria manual*. Volumes 1 à 3. Denver, CO.

IMPACTS ET JUSTIFICATIONS

CHAPITRE 2

Ce chapitre examine de façon générale les principaux impacts hydrologiques qu'on peut associer à une urbanisation du territoire. Plusieurs des aspects abordés ici sont discutés plus en détails à des chapitres ultérieurs mais on retrouvera aux sections qui suivent une vue d'ensemble des différents impacts et une discussion générale des approches qui permettent de les minimiser. La dernière section du chapitre traite par ailleurs de la question des changements climatiques et suggère une approche pour en tenir compte dans la conception des réseaux de drainage.

2.1 IMPACT GÉNÉRAL DU DÉVELOPPEMENT URBAIN SUR LE RUISSELLEMENT

L'urbanisation dans un bassin versant peut produire des changements importants au cycle naturel de l'eau. Le remplacement des sols perméables qu'on retrouve à l'état naturel par des surfaces imperméabilisées, comme les toits ou les routes, entraîne une augmentation de la quantité de ruissellement ainsi qu'une dégradation des milieux récepteurs. Historiquement, jusqu'aux années 1960 en Amérique du Nord, l'évacuation rapide et efficace des eaux pluviales s'est avérée le principal (et souvent le seul) objectif visé par la mise en place des réseaux de drainage. Les conséquences de cette approche étaient prévisibles, conduisant à des inondations en aval, une pollution accrue des milieux récepteurs et des modifications aux cours d'eau.

La figure 2.1 montre les principales composantes du cycle hydrologique. La précipitation qui atteint le sol peut soit ruisseler directement jusqu'à un cours d'eau, s'infiltrer dans le sol ou être interceptée par la végétation. La pluie

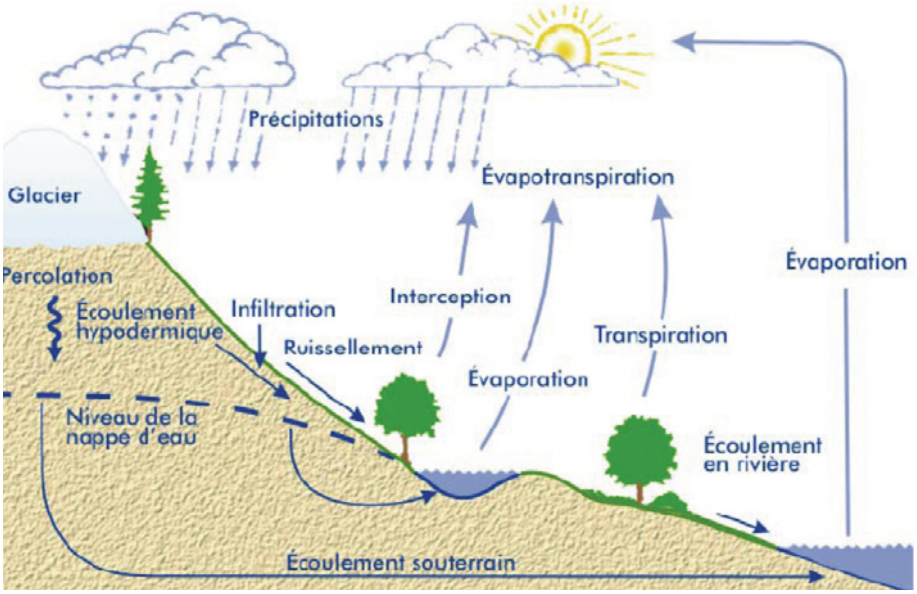


Figure 2.1 Composantes du cycle hydrologique.

retenue par interception et une partie des quantités d'eau de surface peut retourner à l'atmosphère par évaporation. Quant à l'eau infiltrée, elle peut en partie percoler pour recharger la nappe phréatique et en partie s'écouler de façon souterraine pour rejoindre les cours d'eau ou la mer. Une portion de l'eau infiltrée qui est emmagasinée près de la surface du sol est retournée à l'atmosphère par les plantes via un processus de transpiration. Les écoulements d'eaux souterraines maintiennent les débits dans les cours d'eau entre les événements pluvieux et sont conséquemment un facteur déterminant pour le maintien des habitats.

Pratiquement, donc, la précipitation s'abattant sur un territoire pourra prendre une ou l'autre des directions suivantes :

- Après une percolation à faible profondeur, l'eau pourra rejoindre un cours d'eau en s'écoulant lentement à travers le sol (écoulement hypodermique);
- Après une percolation verticale, elle ira rejoindre la nappe phréatique;
- Retour dans l'atmosphère (par évaporation des surfaces ou transpiration de la végétation);
- Écoulement sur le sol – ruissellement de surface.

Traditionnellement, la conception des réseaux de drainage urbain s'est concentrée uniquement sur la composante de ruissellement de surface. Les tendances plus récentes en matière de gestion des eaux pluviales, ayant mis en évidence l'importance de contrôler non seulement l'augmentation des débits de ruissellement mais également les volumes, nécessitent de porter une attention plus poussée aux autres composantes, en particulier les processus d'infiltration. De façon générale, les techniques et méthodes de drainage à privilégier devraient viser à reproduire le mieux possible les conditions qui prévalaient avant le développement, ce qui implique nécessairement de tenir compte de l'ensemble des composantes dans le cycle hydrologique.

L'analyse du bilan hydrique permet d'évaluer quelle portion de la précipitation ruissellera ou s'infiltrera. Les impacts de l'urbanisation sur le cycle de l'eau, qui sont schématisés à la figure 2.2, sont essentiellement liés à l'imperméabilisation des surfaces qui entraîne une réduction marquée des capacités d'infiltration du sol. Le pourcentage de la pluie qui ruisselle augmentera donc avec le développement urbain, ce qui produira nécessairement une augmentation des débits et des volumes de ruissellement. Cette modification des paramètres de ruissellement, couplée avec l'efficacité accrue des canaux et réseaux de drainage, se traduit finalement par une augmentation de la fréquence et de l'ampleur des débits dans les cours d'eau, et ce, pour la gamme complète des débits en temps de pluie.

Les débits d'étiage, en période de temps sec, pourront quant à eux diminuer dans certains cas à cause de l'urbanisation (figure 2.3). La principale cause de cette réduction est la diminution des quantités d'eau infiltrées qui ne peuvent plus ainsi contribuer à la recharge des nappes souterraines. La mise en place de conduites peut également avoir un effet sur le niveau de la nappe phréatique dans un secteur urbanisé. La baisse des débits d'étiage pourra en retour avoir un impact sur la concentration

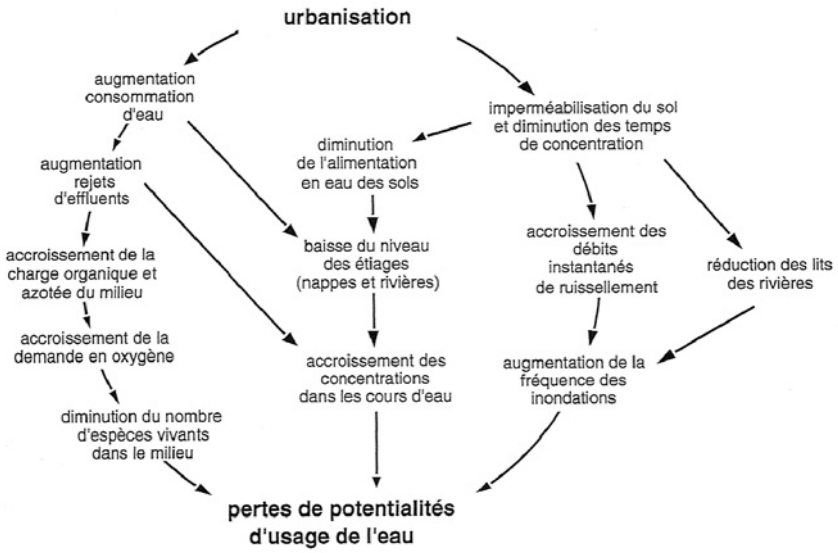


Figure 2.2 Impacts de l'urbanisation sur les milieux aquatiques (Chocat, 1997).

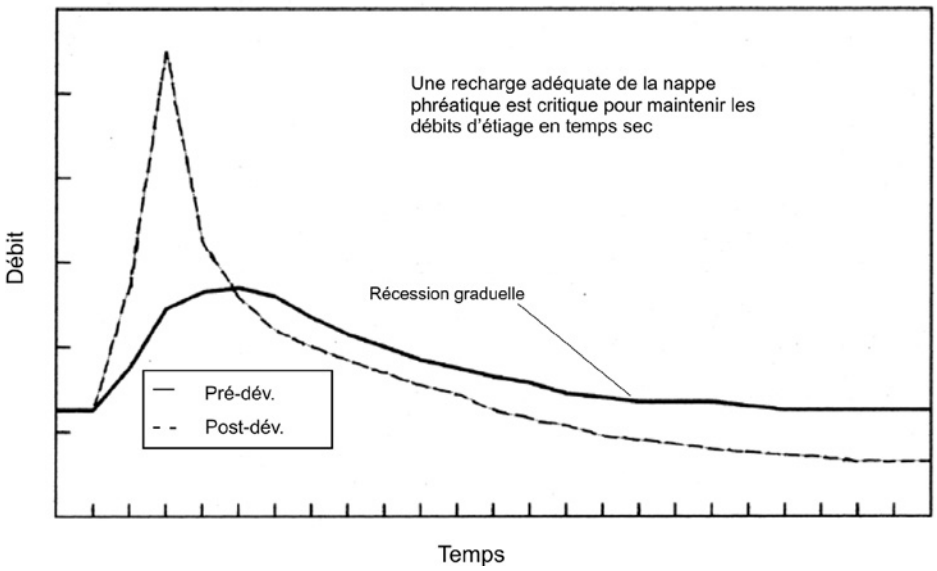


Figure 2.3 Diminution des débits d'étiage due à une recharge diminuée des eaux souterraines (adapté de MDE, 2000).

des polluants dans les cours d'eau considérant les capacités de dilution qui sont réduites.

Les figures 2.4, 2.5 et 2.6 fournissent d'autres représentations générales des modifications pouvant être apportées aux différentes composantes du cycle hydrologique par l'urbanisation d'un territoire. Globalement, on constate donc qu'il se produit avec l'urbanisation une altération significative de la quantité d'eau infiltrée et aussi de la partie de la précipitation qui peut s'évaporer, ce qui influence de façon marquée non seulement les débits de pointe qui sont générés **mais également les volumes de ruissellement**. Si on désire minimiser les impacts et tenter de reproduire après le développement les conditions qui prévalaient avant l'urbanisation, on devra donc, comme le recommandent les approches et tendances plus récentes en gestion des eaux pluviales, porter une attention particulière à la gestion des volumes de ruissellement (et non pas seulement aux débits de pointe).

Les approches à privilégier pour la réduction des volumes de ruissellement comprennent des techniques impliquant l'infiltration, l'évapotranspiration et la réutilisation des eaux pour différents usages. Comme ces pratiques sont plus difficilement applicables à grande échelle, on doit donc tenter d'effectuer les contrôles le plus près possible de la source. Les pratiques traditionnelles de gestion des eaux pluviales, comme les bassins de rétention, offrent très peu de possibilités quant à la réduction

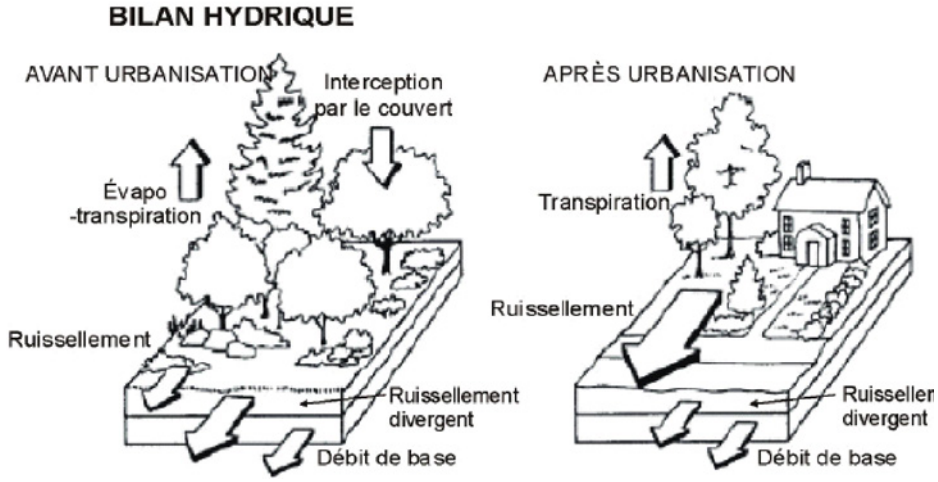


Figure 2.4 Modifications aux paramètres hydrologiques dues à l'urbanisation (adapté de Schueler, 1987).

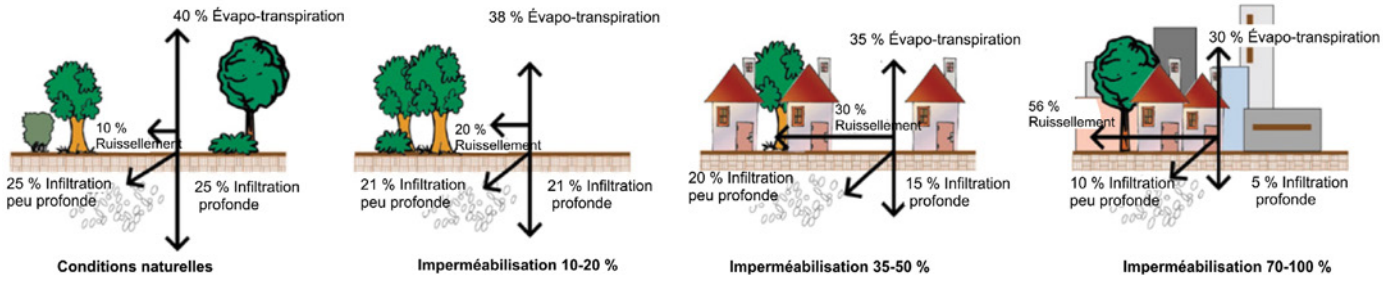


Figure 2.5 Modifications aux paramètres hydrologiques dues à l'urbanisation – Les valeurs des paramètres sont approximatives (adapté de FISRWG, 1998).

des volumes puisqu'ils ne produisent généralement qu'un simple décalage dans le temps des débits (les volumes totaux se déversant au milieu récepteur étant pratiquement inchangés par le bassin).

Cet impact sur le régime hydrologique est par ailleurs non uniforme en ce qui a trait aux périodes de retour des événements considérés. En effet, plusieurs études ont permis d'établir que les effets de l'urbanisation sur les débits sont plus importants proportionnellement pour les événements fréquents que pour les événements plus rares. À titre d'exemple, Hollis (1975) a observé pour un bassin avec un pourcentage imperméable de 30 % que les débits de récurrence 1 dans 100 ans augmentaient par un facteur 1,5 alors que ceux pour une récurrence de 1 dans 2 ans ou annuel augmentaient par des facteurs variant de 3,3 à 10,6 respectivement.

De plus, à mesure que le territoire s'urbanise, on assiste à une augmentation du ruissellement pour des épisodes de pluies fréquentes (par exemple inférieur à une fréquence de 1 dans 2 ans) et, conséquemment, à une augmentation de la fréquence d'apparition de pointes de débit dans les réseaux et cours d'eau. À titre d'exemple, lorsqu'on est en présence d'un champ ou d'une forêt, les petites pluies produiront un ruissellement faible ou même nul alors qu'après l'urbanisation, ces mêmes pluies pourront générer des débits plus appréciables. La figure 2.7 fournit une illustration de ce point, en mettant en évidence les différences importantes de ruissellement généré entre un boisé et une aire de stationnement largement imperméabilisée. La figure fait également ressortir le fait que les écarts relatifs entre les débits de ces deux états du territoire sont plus importants dans le cas de pluies moins abondantes, donc plus fréquentes. La gestion du ruissellement pour **de petits événements pluvieux** est un aspect important à considé-

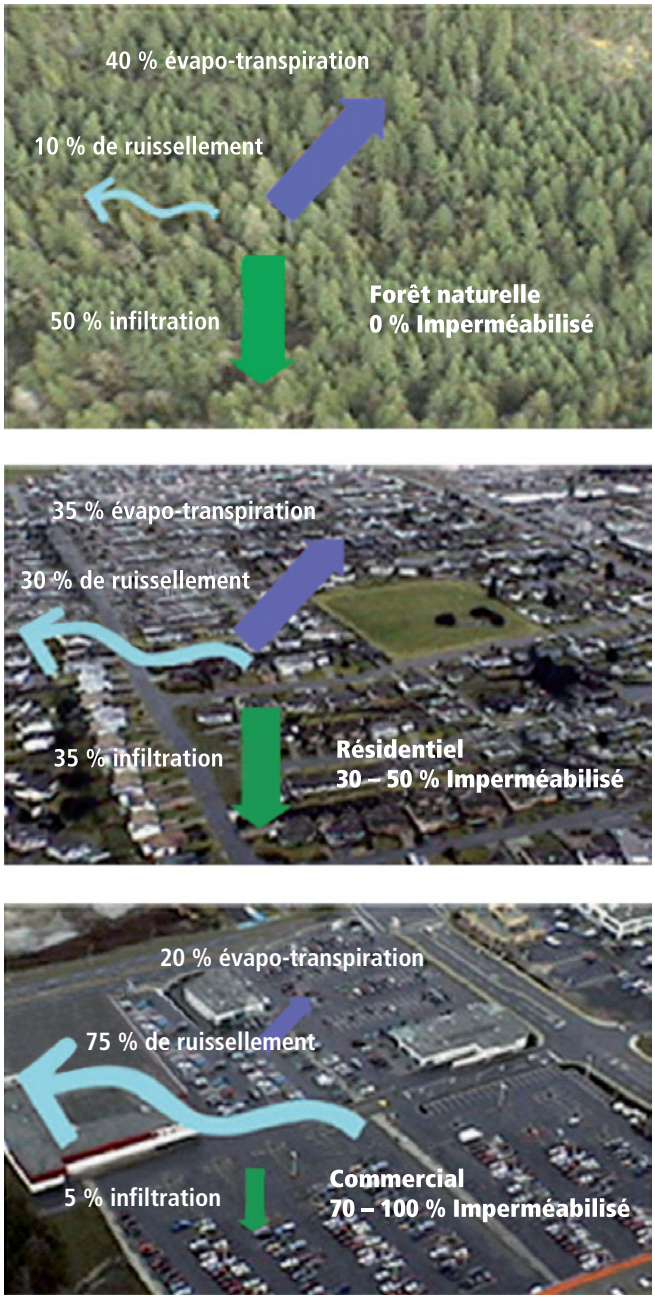


Figure 2.6 Modifications aux paramètres hydrologiques dues à l'urbanisation (adapté de Stephens, 2002).

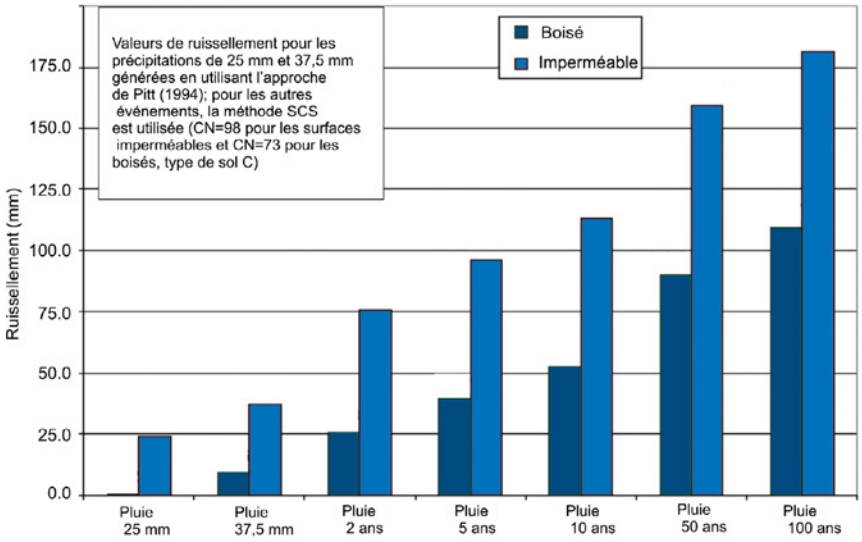


Figure 2.7 Comparaison des quantités ruisselées entre un secteur boisé et un autre complètement imperméabilisé (adapté du manuel de Pennsylvanie, 2006). Voir chapitre 6 pour une discussion de la méthode SCS et des indices de ruissellement (CN).

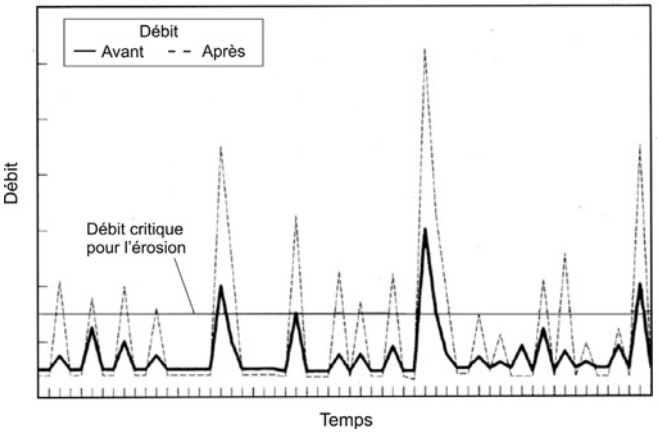


Figure 2.8 Illustration pour l'augmentation de la fréquence des débits plus grands que le seuil critique pour l'érosion en cours d'eau (adapté de MDE, 2000).

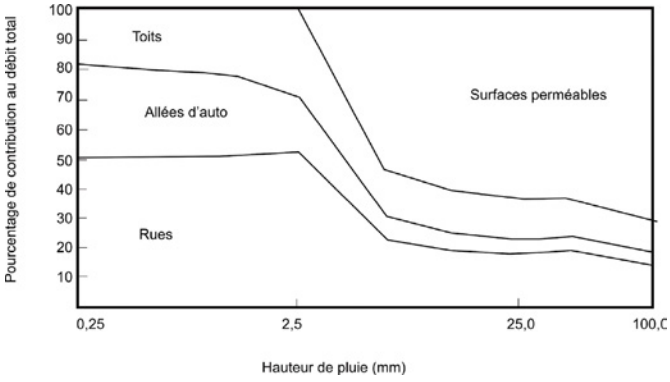


Figure 2.9 Origine des débits générés par un secteur résidentiel de densité moyenne avec des sols argileux (adapté de Pitt et Voorhees, 2000).

rer pour le contrôle de la qualité des eaux rejetées et de l'érosion en cours d'eau. La figure 2.8 illustre quant à elle le fait que l'urbanisation entraînera une augmentation de la fréquence des débits se situant au-dessus du seuil critique pouvant générer de l'érosion dans les cours d'eau.

Un autre aspect lié au point précédent est que la relation entre la précipitation et le ruissellement n'est pas linéaire, ce qui fait que les différents types de surfaces (perméables ou imperméables) auront une réponse hydrologique différente pour des pluies de différentes ampleurs. Ainsi, comme le mettent en évidence les courbes de la figure 2.9 pour un secteur résidentiel du centre-nord américain, les précipitations avec une quantité d'eau inférieure à 2,5 mm ne produiront pas de ruissellement pour les surfaces perméables, seuls les surfaces pavées et les toits générant des débits; au fur et à mesure que la précipitation augmente, la contribution des surfaces perméables augmentera également mais de façon non linéaire. Cette non-linéarité est plus prononcée pour des surfaces perméables que pour des surfaces imperméables, qui typiquement ont une réponse constante ou quasi-linéaire une fois que le ruissellement aura commencé. Ces différentes abstractions initiales et réponses hydrologiques font en sorte que le ruissellement produit par chaque type de surface varie considérablement selon l'ampleur de la pluie, ce qu'illustre schématiquement la figure 2.9.

Cette distinction est importante pour l'élaboration des plans de gestion des eaux pluviales parce qu'elle identifie

les sources de ruissellement qui ont le plus grand impact sur différents objectifs de contrôle. Si l'objectif est de contrôler la qualité des rejets et les impacts de la pollution causés de façon prédominante par de petits et fréquents événements pluvieux, on voit alors que le contrôle (et la réduction) des surfaces imperméables et le ruissellement qu'elles génèrent deviendront fondamentaux. D'un autre côté, si le contrôle de l'érosion et des inondations est plus critique, tous les différents types de surfaces sont importants puisqu'ils contribuent tous au ruissellement survenant lors des événements plus rares avec de plus grandes quantités de pluie.

En d'autres mots, les figures 2.7 et 2.9 mettent en évidence les points suivants :

- Les couverts perméables et imperméables répondent différemment d'un point de vue hydrologique à la pluie. Le pourcentage relatif de ruissellement produit pour chaque type de surface par rapport au ruissellement total varie avec la quantité totale de pluie.
- Les surfaces imperméables produisent typiquement la majorité du ruissellement pour de petits événements pluvieux, alors que le pourcentage venant des surfaces perméables augmente de façon non-linéaire avec l'augmentation de la quantité de pluie.

De plus, le ruissellement pour les surfaces imperméables peut aussi varier en fonction de leur rugosité, des conditions de surface et de leur connectivité au réseau de drainage. Des surfaces imperméables directement raccordées peuvent produire un volume de ruissellement plus important vers les milieux récepteurs que des surfaces qui ne sont pas directement raccordées (une zone perméable pouvant par exemple être insérée entre la zone imperméable et le fossé ou la conduite).

Le pourcentage imperméable est par ailleurs un bon indicateur général pour analyser les impacts sur la biodiversité, l'érosion et la qualité des cours d'eau; plusieurs études ont démontré une corrélation significative entre cette qualité et le pourcentage imperméable des bassins versants. La figure 2.10, adaptée de Schueler (2008), indique que des impacts sont visibles à partir de 10 % d'imperméabilisation et que les habitats peuvent se dégrader de façon importante entre 25 % et 60 % d'imperméabilisation, devenant non viables pour la plupart des espèces de poissons et affectant la biodiversité. On remarquera par ailleurs qu'il existe une gamme à l'intérieur de laquelle on observe une variation significative de la qualité des cours d'eau, pour un pourcentage d'imperméabilité donné.

Si l'objectif est de préserver la qualité des milieux récepteurs, on constate donc qu'il devient important de minimiser le couvert imperméable et de gérer efficacement les eaux de ruissellement au fur et à mesure que se poursuit l'urbanisation dans un bassin versant.

Globalement, les impacts de l'urbanisation touchent les aspects tant quantitatifs que qualitatifs, ce qui a évidemment un effet sur la morphologie des cours d'eau qui agissent comme milieu récepteur et la qualité des habitats dans ces milieux. Ces différents aspects sont examinés plus en profondeur aux sections suivantes. La dernière section du chapitre 2 abordera les impacts

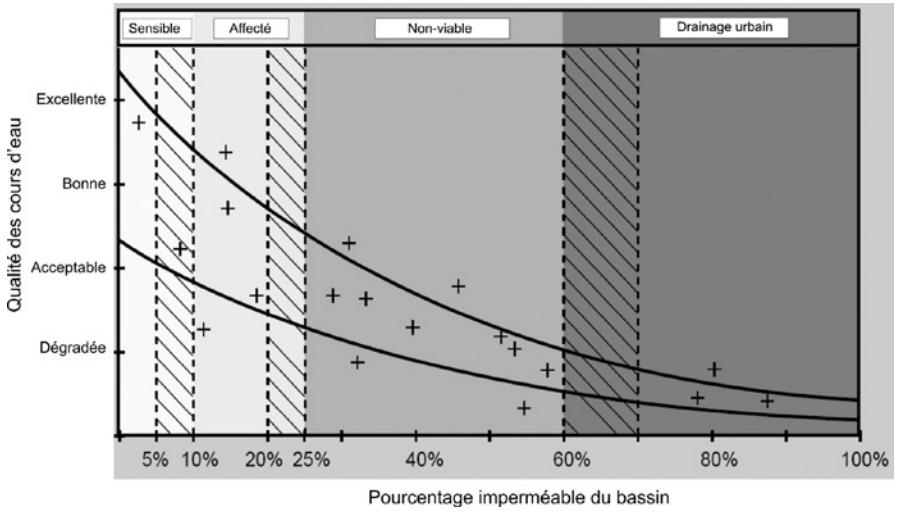


Figure 2.10 Relation entre le pourcentage de couvert imperméable et la qualité des cours d'eau (adapté de Schueler, 2008).

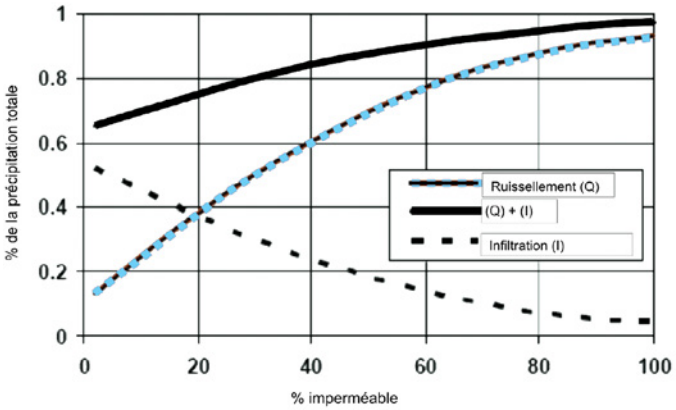


Figure 2.11 Changement dans les paramètres hydrologiques avec l'urbanisation (adapté de Marsalek, 1991 (cité dans Aquafor Beech, 2006).

appréhendés des changements climatiques.

2.2 IMPACTS QUANTITATIFS

Comme le montre la figure 2.11, adaptée de Marsalek (1991), le pourcentage imperméable fournit un indicateur fondamental des changements hydrologiques associés à l'urbanisation : au fur et à mesure que l'imperméabilisation d'un secteur augmente, les pourcentages de ruissellement de surface et d'infiltration se modifient et pour un terrain 100 % imperméable, le pourcentage d'infiltration est relativement faible.

La figure 2.12, basée sur les mesures obtenues aux États-Unis dans le cadre du programme NURP (*National Urban Runoff Program, EPA, 1983*), illustre cette relation qui a été établie entre le coefficient de ruissellement et

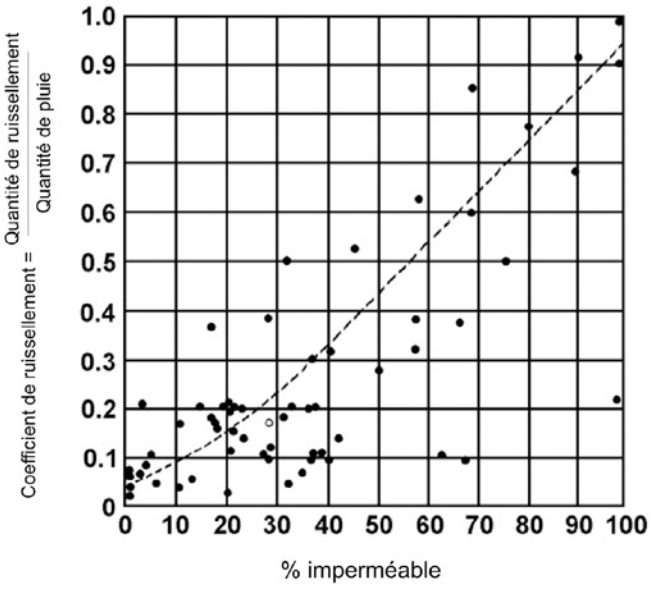


Figure 2.12 Relation entre le coefficient de ruissellement et le pourcentage imperméable (EPA, 1983).

le pourcentage imperméable. On constate évidemment que le pourcentage de précipitation qui est transformé en ruissellement augmente proportionnellement avec le pourcentage imperméable. Soulignons que les événements inclus dans ce graphique sont de façon générale des événements d'ampleur relativement petite et on constate également qu'il y a une dispersion appréciable des quantités qui ruissellent pour un même pourcentage d'imperméabilité, ce qui peut évidemment dépendre d'autres caractéristiques des bassins étudiés (comme la pente) mais également des conditions antécédentes de précipitation.

La figure 2.13 illustre par ailleurs les répercussions générales de l'urbanisation pour l'aspect quantitatif, en examinant les conséquences observables pour un cours d'eau. Dans le cas d'un bassin versant développé avec une densité moyenne, cette urbanisation se traduit directement par une série de modifications aux conditions hydrologiques. Parmi les principales conséquences, on retrouve notamment (Schueler, 1987) :

- un débit de pointe deux à cinq fois supérieur aux niveaux antérieurs à l'urbanisation;
- l'augmentation du volume des eaux de ruissellement à chaque événement pluvieux;
- la diminution du temps de concentration;
- des inondations pouvant être plus fréquentes et plus importantes;
- une baisse du débit de base des cours d'eau durant les périodes de sécheresse prolongées, en raison de la baisse de l'infiltration dans le bassin versant;
- l'augmentation de la vitesse de l'écoulement.

Généralement, on observe que les débits de récurrence plus rare sont moins affectés que les débits plus fréquents et que les impacts hydrologiques de l'urbanisation tendent à diminuer, en terme relatif, à mesure que l'intervalle de récurrence augmente. Hollis (1975) et plusieurs autres chercheurs ont indiqué qu'il n'était pas rare qu'un événement associé auparavant à une période de retour de 1 dans 10 ans devienne, avec une urbanisation accrue, un événement beaucoup plus fréquent, avec par exemple une période de retour de 1 dans 2 ans.

Une autre importante caractéristique des bassins versants imperméabilisés suite à l'urbanisation est la production de ruissellement même durant des événements pluvieux relativement petits. Comme on l'a déjà souli-

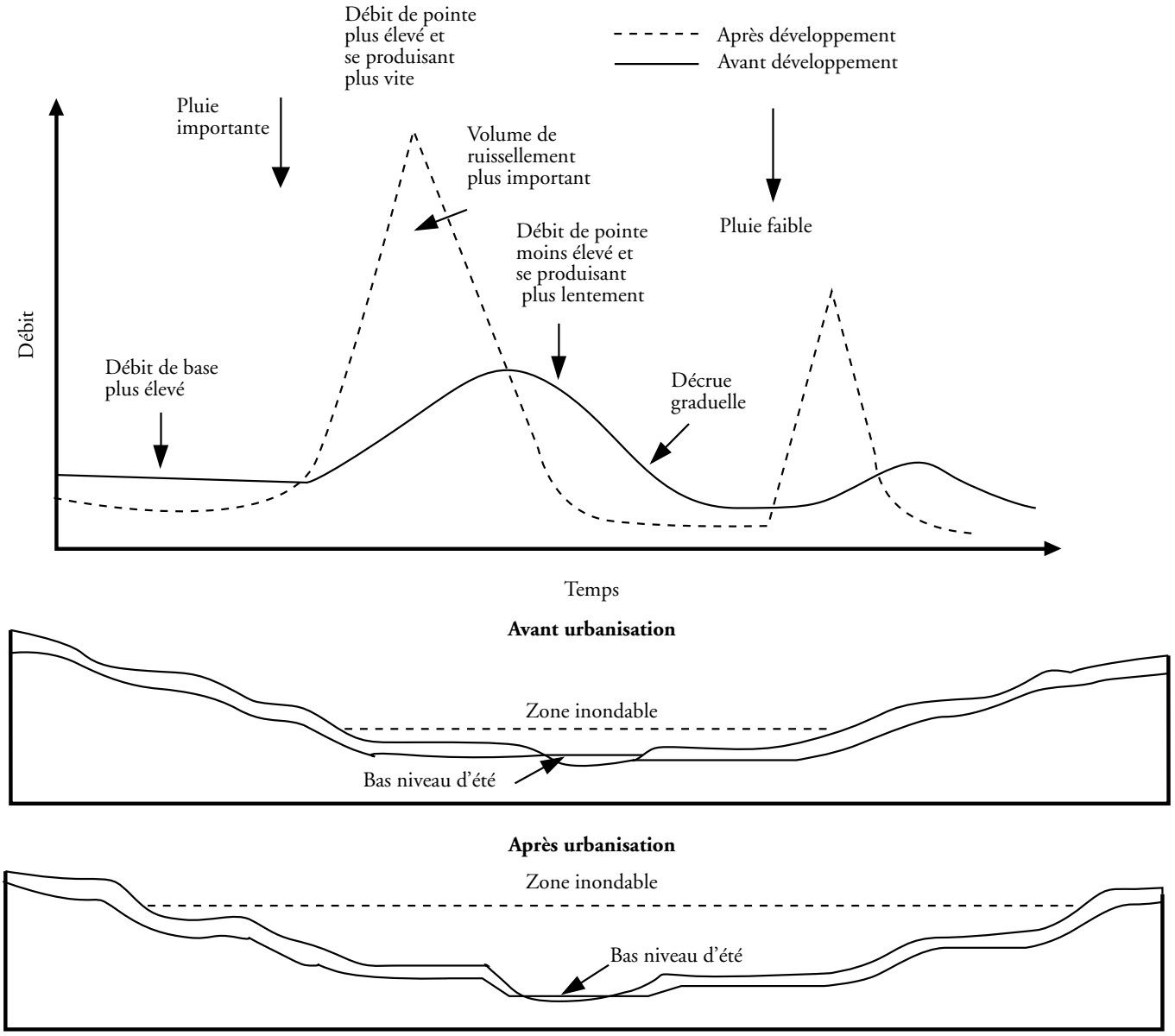


Figure 2.13 Modifications de l'hydrologie du bassin versant causées par l'urbanisation (adapté de Schueler, 1987).

gné, en conditions naturelles ces précipitations ne génèrent pas ou peu de ruissellement à cause de l'interception, de l'infiltration et de l'évapotranspiration, alors qu'avec l'urbanisation, on crée de nouveaux événements de ruissellement. Cette modification peut évidemment apporter des impacts non négligeables à la morphologie des cours d'eau.

Un autre élément mis en évidence par la figure 2.13 est l'augmentation non seulement du débit de pointe mais aussi du volume de ruissellement. Il est important de reconnaître qu'un bassin de rétention qui n'a pour objectif que de limiter les débits après ruissellement à ceux qui prévalaient avant le développement ne fait que retenir les volumes de ruissellement accrus et les relâcher en les décalant dans le temps. Ceci pourra donc créer des conditions dans les cours d'eau où on relâchera un débit pouvant potentiellement causer de l'érosion pendant une période relativement longue. C'est pourquoi les techniques et approches de réduction près de la source des volumes de ruissellement deviennent importantes à considérer dans un plan de gestion des eaux pluviales.

Un des principes fondamentaux de la gestion des eaux pluviales devrait être de préserver ou de reproduire le mieux possible, par différentes techniques et pratiques, le cycle hydrologique naturel, cela non seulement pour les débits relativement rares (pour minimiser les inondations et refoulements) mais également pour les débits associés à des événements pluvieux plus fréquents. Comme on le verra à des sections ultérieures dans le Guide, **ces plus**

petits événements sont ceux qui doivent être contrôlés si les objectifs visés sont de gérer la qualité de l'eau rejetée ou l'érosion des cours d'eau; conceptuellement, ceci représente donc un changement important par rapport à l'approche traditionnelle utilisée jusqu'à récemment dans la conception des réseaux de drainage avec une préoccupation touchant seulement les débits plus rares.

En résumé, les principaux impacts hydrologiques causés par un développement urbain non contrôlé sont les suivants :

- *Augmentation des volumes de ruissellement* – L'imperméabilisation du territoire entraîne une augmentation des volumes ruisselés totaux, non seulement pour des événements pluvieux importants mais aussi pour de petites pluies, qui ne produisent pas ou peu de ruissellement en conditions naturelles.
- *Augmentation des vitesses de ruissellement* – Les surfaces imperméabilisées et les sols compactés, ainsi que l'efficacité des réseaux de conduites et de fossés, font augmenter la vitesse à laquelle se produit le ruissellement.
- *Temps d'écoulement écourté* – Avec l'augmentation des vitesses de ruissellement, le temps de réponse hydrologique est plus rapide.
- *Augmentation des débits de pointe* – Les débits dans un bassin urbain peuvent être de 2 à 5 fois plus élevés que pour un bassin non développé; les différences varient avec la période de retour considérée, l'augmentation pour des débits rares étant généralement plus faible que celle pour des débits plus fréquents.
- *Augmentation de la fréquence des débits de plein bord*– L'augmentation des volumes et débits de ruissellement fait en sorte que les débits de plein bord, ou qui s'en approchent, se produisent à une fréquence plus élevée. Cette catégorie de débit a une influence directe sur l'érosion en cours d'eau.
- *Diminution des débits d'étiage* – L'infiltration réduite causée par l'urbanisation produit des cours d'eau avec des débits d'étiage plus faibles en temps sec et diminue la quantité d'eau qui peut alimenter les nappes souterraines.

2.3 IMPACTS QUALITATIFS

Jusqu'au début des années 1980, on considérait les eaux pluviales comme une source de pollution relativement mineure. Peu de données sont disponibles pour le Québec mais nombre d'études, comme le *Nationwide Urban Runoff Program* (NURP) des États-Unis (EPA, 1983) et d'autres études menées au Canada et en Europe, démontrent clairement que le ruissellement des eaux pluviales peut constituer une importante source de pollution. En fait, comme le montrent les tableaux 2.1 et 2.2, la quantité de polluants charriée annuellement par les eaux de ruissellement urbaines peut se comparer à celle des effluents d'eaux usées et des rejets industriels. Les tableaux 2.3 et 2.4 fournissent d'autres données comparatives et on pourra constater que pour certains paramètres, notamment les matières en suspension, les charges polluantes générées par le ruissellement urbain dépassent celles produites par les eaux usées après traitement.

Tableau 2.1

Comparaison de la qualité des eaux de débordement des réseaux unitaires, des eaux pluviales et des effluents des stations d'épuration (adapté de Brouillette – 2001).

Paramètres	Unités	Surverses de réseaux unitaires[1-2]	Eaux pluviales[2]	Eaux usées traitées[3]
Coliformes fécaux	(UFC/100 mL)	200 000 – 1 000 000	1 000 – 21 000	≥ 500
Matières en suspension	(mg/L)	270 – 550	67 – 101	15 – 30
DBO5	(mg/L O_2)	60 – 220	8 – 10	15 – 30
Phosphore total	(mg/L P)	1,20 – 2,80	0,67 – 1,66	0,40 – 1,00
Cuivre	(mg/L)	0,102	0,027 – 0,033	0,032
Plomb	(mg/L)	0,140 – 0,600	0,030 – 0,144	0,046
Zinc	(mg/L)	0,348	0,135 – 0,226	0,410

[1] U.S. EPA (1983) [2] Metcalf & Eddy (2003) [3] OMOE (1987)

Tableau 2.2

Qualité des eaux de débordement des réseaux unitaires, des eaux pluviales et des effluents des stations d'épuration (adapté de Novotny et Olem, 1994).

Type de rejet	DBO5 (mg/L)	MES (mg/L)	Azote total (mg/L)	Phosphore total (mg/L)	Plomb (mg/L)	Coliformes totaux (UFC/100 mL)
Eaux pluviales[a]	10 – 250 (30)	3 – 11 000 (650)	3 – 10	0,2 – 1,7 (0,6)	0,03 – 3,1 (0,3)	10^3 – 10^8
Site de construction[b]	ND	10 000 – 40 000	ND	ND	ND	ND
Débordement de réseaux unitaires[a]	60 – 200	100 – 1 100	3 – 24	1 – 11	(0,4)	10^5 – 10^7
Zone avec industries légères[c]	8 – 12	45 – 375	0,2 – 1,1	ND	0,02 – 1,1	10
Ruissellement de toit[c]	3 – 8	12 – 216	0,5 – 4	ND	0,005 – 0,03	10^2
Effluent d'égout non traité[d]	(160)	(235)	(35)	(10)	ND	10^7 – 10^9
Effluent de station d'épuration[e]	(13)	(13)	(ND)	(0,56)	ND	10^1 – 10^6 (coliformes fécaux)

Note : ( ) = moyenne; ND = non disponible; station d'épuration avec traitement secondaire (biologique)

[a] Novotny et Chesters (1981) et Lager et Smith (1974)

[b] Recherches non publiées – Wisconsin Water Resources Center

[c] Ellis (1986)

[d] Novotny *et al.*, (1989)

[e] MAMROT (2008). Évaluation de performance des ouvrages municipaux d'assainissement des eaux pour l'année 2007.

Tableau 2.3

Comparaison des charges polluantes (kg/ha-an) pour des réseaux séparatifs et des réseaux unitaires pour des régions urbaines en Ontario (adapté de Novotny et Olem, 1994).

Polluant	Réseaux séparatifs			Réseaux unitaires		
	Effluent de la station d'épuration – Temps sec	Effluent de la station d'épuration – Temps de pluie	Ruissellement urbain	Effluent de la station d'épuration – Temps sec	Effluent de la station d'épuration – Temps de pluie	Surverses de réseaux combinés
Matières en suspension	194	24	553	383	66	490
Azote total	133	16	11	253	44	25
Phosphore total	8	0,9	1,1	15	2,5	4,5

Tableau 2.4

Comparaison des charges polluantes (kg/ha-an) pour une ville hypothétique américaine de 100 000 habitants (tonnes/an) (adapté de Novotny et Olem, 1994).

Polluant	Eaux pluviales	Eaux usées brutes	Eaux usées traitées
Solides totaux	17 000	5 200	520
DCO	2 400	4 800	480
DBO5	1 200	4 400	440
Phosphore total	50	200	10
Azote total	50	800	80
Plomb	31		
Zinc	6		

Source : Pitt et Field (1977)

Les eaux de ruissellement en milieu urbain contiennent généralement un taux élevé de matières en suspension et peuvent avoir une incidence considérable sur la concentration en métaux, en sels, en éléments nutritifs, en huile et en graisse, en micro-organismes et en d'autres substances qui contaminent les plans et les cours d'eau récepteurs. Cela peut se répercuter sur les réserves d'eau potable, l'habitat aquatique, les activités récréatives, l'agriculture et l'esthétique. Les principales sources de pollution sont les contaminants des zones résidentielles ou commerciales, les activités industrielles, la construction, les rues et les aires de stationnement, les zones gazonnées et les retombées atmosphériques.

La figure 2.14 illustre les effets des polluants sur les ressources hydriques; pour ce qui est de l'importance relative, ce sont généralement les matières en suspension et les nutriments qui représentent la majeure partie de la quantité totale de polluants.

Le tableau 2.5 donne un aperçu des contaminants généralement présents dans les eaux de ruissellement, de leurs sources possibles et des répercussions qui leur sont associées. Globalement, les répercussions les plus importantes au niveau qualitatif incluent notamment (Marsalek, 2001; Amec *et al.*, 2001) :

- *la réduction du taux d'oxygène dissous dans les cours d'eaux*– le processus de décomposition de la matière organique utilise l'oxygène dissous dans l'eau, qui est essentiel pour les poissons et plusieurs types d'organismes vivant dans l'eau. Comme une certaine quantité de matière organique est lessivée lors du ruissellement, les niveaux d'oxygène dissous peuvent baisser rapidement et atteindre des niveaux où les poissons ne pourront plus subsister.
- *l'augmentation de la concentration des matières en suspension (MES)* – les particules provenant des sols érodés ou des rues et aires de stationnement sont une composante commune du ruissellement urbain. Une quantité excessive de MES peut nuire à la vie aquatique en affectant la photosynthèse, la respiration, la croissance et la reproduction. Les particules transportent également d'autres polluants qui sont attachés à leurs surfaces, incluant les nutriments, les métaux et les hydrocarbures. Une turbidité élevée due aux sédiments augmente les coûts de traitement pour l'eau potable et réduit la valeur des eaux de surface pour des usages industriels ou récréatifs. Les sédiments peuvent également remplir les fossés et boucher partiellement les conduites de drainage, causant des inondations.
- *l'enrichissement dû aux éléments nutritifs* – L'augmentation des niveaux de nutriments constitue un problème important puisque ce type de polluants contribue de façon directe à la prolifération d'algues dans les lacs et cours d'eau. Les algues peuvent également bloquer les rayons de soleil qui ne peuvent plus atteindre la végétation aquatique et contribuer à diminuer le taux d'oxygène. Les nitrates peuvent également contaminer les eaux souterraines. Les sources de nutriments dans l'environnement urbain incluent le lessivage des fertilisants, les débris végétaux, les rejets provenant des animaux, les débordements ou pertes des réseaux d'égouts domestiques, les rejets provenant des installations septiques, les détergents ainsi que les particules qu'on retrouve dans l'atmosphère.
- *la contamination microbienne* – Le niveau de bactéries, virus et autres micro-organismes observé dans le ruissellement urbain dépasse souvent les standards minimum de santé publique pour les usages récréatifs de contact. Les microbes peuvent également contaminer différentes espèces aquatiques comestibles et augmenter le coût de traitement de l'eau potable. Les principales sources sont les débordements de réseaux d'égouts domestiques, les installations septiques déficientes, les déchets animaux et certaines espèces animales vivant dans le milieu urbain.
- *la pollution causée par les hydrocarbures, les matières toxiques ainsi que le sel et les produits déglaçants de voirie* – Les huiles, graisses et l'essence contiennent une large variété de composés d'hydrocarbures, dont certains peuvent être très néfastes pour certaines espèces de poissons. De plus, en quantités importantes, l'huile peut affecter l'approvisionnement en eau et les usages récréatifs des plans d'eau. Les sels et produits déglaçants sont évidemment très répandus au Québec et peuvent causer des chocs toxiques au printemps, lors de la fonte des neiges.
- *l'augmentation de la température de l'eau due au réchauffement des débits sur les surfaces étanches et aux installations de gestion des eaux pluviales à ciel ouvert* – Lorsque les eaux de ruissellement coulent sur des surfaces imperméables, leur température augmente avant qu'elles atteignent les cours d'eau

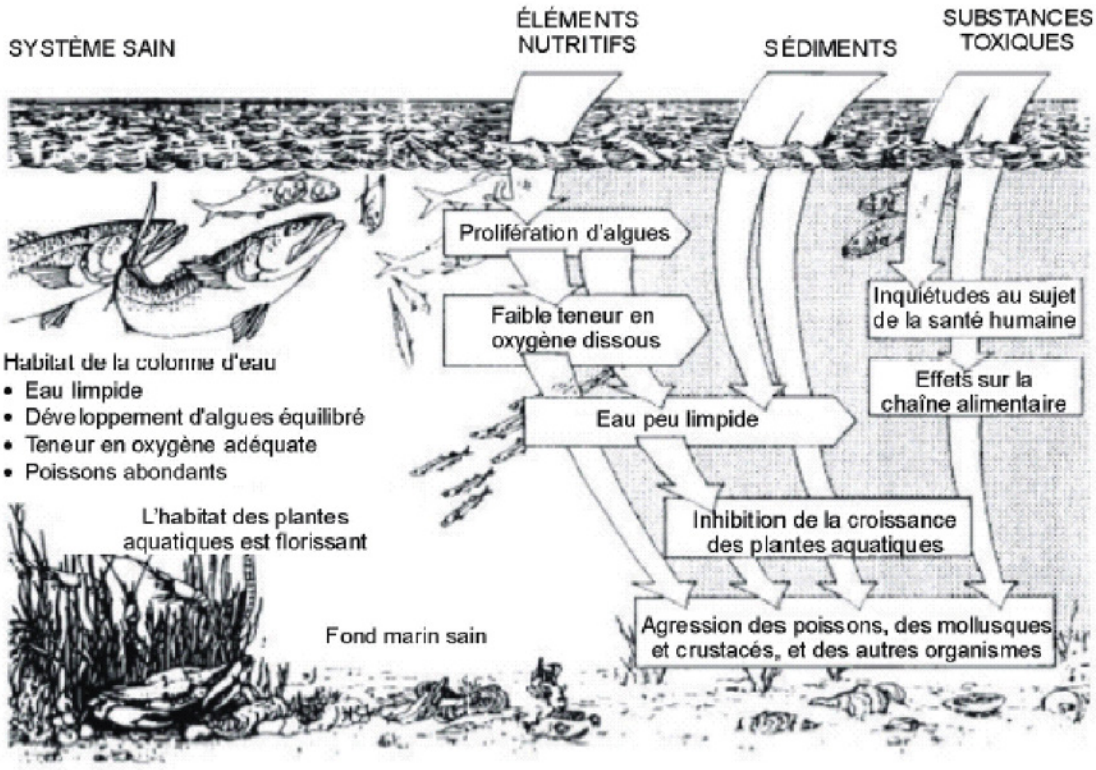


Figure 2.14 Effets généraux des polluants de source diffuse sur les habitats aquatiques (Infra Guide, 2003).

et lacs. De plus, les températures peuvent être augmentées quand elles transitent par des bassins de rétention peu profonds. Comme l'eau chaude peut contenir moins d'oxygène dissous que l'eau froide, cette « pollution thermique » réduit encore plus l'oxygène dans les cours d'eau urbains. Les changements de température peuvent affecter dramatiquement certaines espèces de poissons, qui peuvent seulement survivre dans une gamme étroite de température de l'eau.

- *apparition de déchets et de débris* – Des quantités considérables de déchets et de débris peuvent être transportées par les réseaux de drainage vers les milieux récepteurs. Le principal impact est souvent la dégradation visuelle des cours d'eau et la réduction de la valeur esthétique et récréative. Dans de plus petits cours d'eau, les débris peuvent causer des blocages qui peuvent provoquer des inondations.
- *une baisse de l'utilisation récréative des eaux à proximité des rivages.*

La dégradation de la qualité de l'eau dans les bassins soumis à l'urbanisation commence lorsque le développement est initié. L'érosion causée par les sites de construction produit de grandes quantités de sédiments qui sont rejetés vers les cours d'eau. Au fur et à mesure que le développement se poursuit, les surfaces imperméables remplacent le couvert naturel et les polluants générés par l'activité humaine commencent à s'accumuler sur ces surfaces. Durant les précipitations, ces polluants sont par la suite lessivés et atteignent finalement les cours d'eau.

Avec le climat québécois, l'accumulation de polluants dans la neige et les sels de déglaçage qui sont utilisés à large échelle en période hivernale peuvent être une source importante de pollution au printemps, lorsque la fonte des neiges vient relâcher les polluants qui sont stockés dans la neige (tableau 2.6). Dans une année typique, la quantité de sels utilisée dépasse 60 000 t pour Montréal et 38 000 t pour Québec (Marsalek, 2001). Les impacts potentiels associés à ces contaminants lors de la fonte peuvent évidemment être importants pour les cours d'eau et milieux récepteurs (tableau 2.7).

Comme le montrent les photos de la figure 2.15 et les données du tableau 2.8, le degré de pollution rattaché aux neiges usées peut être variable, selon le quartier et les méthodes utilisées pour la gestion de la neige (épandage de fondants ou non, déblaiement ou non des routes et trottoirs, enlèvement ou soufflage). De façon générale, les sites de stockage de neige peuvent contenir des quantités importantes de polluants (tableaux 2.8 et 2.9).

Tableau 2.5

Aperçu des principaux polluants des eaux pluviales, de leurs sources, de leurs effets et de leurs répercussions connexes.

Polluants des eaux pluviales	Sources	Effets	Répercussions connexes
Nutriments (azote/phosphore)	Eaux de ruissellement urbaines (engrais, détergents, débris d'origine végétale, sédiments, poussières, essence, pneus), eaux de ruissellement agricoles (engrais, déchets d'origine animale), installations septiques défectueuses.	Le phosphore est le premier élément nutritif qui pose problème dans la plupart des systèmes d'eau douce. Dans les systèmes d'eau salée, c'est l'azote qui pose problème, mais sa présence est également préoccupante dans les cours d'eau.	Prolifération d'algues, moins de lumière et d'oxygène dissous, émission d'autres polluants. Les éléments nutritifs peuvent limiter les activités de loisirs et de sports (natation, navigation de plaisance, pêche ou autres), réduire l'habitat animal et contaminer les réserves d'eau.
Matières en suspension (M.E.S.)	Chantiers de construction, autres terres remaniées et non couvertes de végétation, berges érodées, sablage des chaussées, ruissellement urbain.	Augmentation de la turbidité et dépôt de sédiments.	Augmentation de la turbidité, moins de lumière et d'oxygène dissous, dépôt de sédiments, étouffement de l'habitat aquatique.
Agents pathogènes (bactéries/virus)	Déchets d'origine animale, ruissellement urbain, installations septiques défectueuses.	Présence en grand nombre de bactéries et de souches virales, y compris les streptocoques et les coliformes fécaux. Les taux de bactéries sont généralement plus élevés en été; les températures élevées en favorisant la reproduction.	Les réserves d'eau potable, les zones de croissance des mollusques et les plages contaminées présentent des risques pour la santé.
Métaux (plomb, cuivre, cadmium, zinc, mercure, chrome, aluminium, etc.)	Procédés industriels, usure normale des câbles de freins et des pneus des véhicules, gaz d'échappement, fuite de fluides de véhicules, toitures métalliques.	Augmentation de la toxicité des eaux de ruissellement et accumulation (bioamplification) dans la chaîne alimentaire.	Toxicité de la colonne d'eau et des sédiments; bioaccumulation dans les espèces aquatiques et dans toute la chaîne alimentaire.
Hydrocarbures (pétrole et graisse, HAP)	Procédés industriels, usure des véhicules, gaz d'échappement, fuites de fluides de véhicules, huiles usées.	Aspect dégradé de la surface des eaux, interactions entre l'eau et l'air limitées (moins d'oxygène dissous). Les hydrocarbures ont une forte affinité pour les sédiments.	Toxicité de la colonne d'eau et des sédiments; bioaccumulation dans les espèces aquatiques et dans toute la chaîne alimentaire.
Composés organiques [pesticides, biphényles polychlorés (BPC), produits chimiques synthétiques]	Pesticides (herbicides, insecticides fongicides, etc.); procédés industriels.	Augmentation de la toxicité chez les espèces animales et les ressources halieutiques sensibles et accumulation (bioamplification) dans la chaîne alimentaire.	Toxicité de la colonne d'eau et des sédiments; bioaccumulation dans les espèces aquatiques et dans toute la chaîne alimentaire.
Sel (sodium, chlorures)	Épandage de sel sur les routes et stockage de sel à découvert.	Toxicité chez les organismes; diminution des ressources halieutiques; augmentation des taux de sodium et de chlorure dans les eaux souterraines et de surface. Pourrait perturber le processus respiratoire des espèces végétales à cause de ses effets sur la structure des sols. Peut également provoquer la perte d'autres composés nécessaires à la viabilité des végétaux, entraîner leur mort ou réduire leur croissance ou leur diversité en endommageant les racines et les feuilles.	Toxicité de la colonne d'eau et des sédiments. Le sel peut entraîner la disparition d'espèces animales, végétales et de ressources halieutiques sensibles. Il peut contaminer les eaux souterraines ou de surface.

Tableau 2.6

Principales sources des contaminants présents dans la neige (MDDEP, 2003).

Contaminants	Sources
Débris	Abrasifs, ordures, gazon, papiers, plastiques, sols
Matières en suspension (MES)	Abrasifs, cendres, particules provenant de la corrosion et de l'usure de véhicules et de structures
Huiles et graisses	Lubrifiants provenant des véhicules
Ions : chlorures (Cl-), sodium (Na+), calcium (Ca++)	Fondants
Métaux : plomb (Pb), manganèse (Mn), fer (Fe), chrome (Cr)	Corrosion et usure de véhicules et de structures (routes, bâtiments), gaz d'échappement

Tableau 2.7

Impacts potentiels sur l'environnement des déversements de neige dans les cours d'eau (MDDEP, 2003).

Contaminants	Impacts potentiels
Débris	Recouvrement du benthos, dommages aux frayères, nuisance à la suite de l'ingestion par les organismes
Matières en suspension (MES)	Augmentation de la turbidité, diminution de la photosynthèse, accroissement de la température de l'eau et maintien de la stratification de couches d'eau
Huiles et graisses	Effets mutagènes et cancérigènes possibles, diminution de l'échange avec l'air et de la pénétration de la lumière
Chlorures (Cl-)	Effets sur l'osmorégulation, danger pour certains poissons
Plomb (Pb)	Effets sur les reins, la fertilité et le cerveau, présence de concentrations dans la chaîne alimentaire
Manganèse (Mn) Fer (Fe)	Modification de la couleur de l'eau, possibilité d'effet sur l'éclosion des œufs de poissons, modification de la couleur de l'eau
Chrome (Cr)	Toxicité aiguë et chronique identifiée pour la vie aquatique

Tableau 2.8

Concentration de contaminants dans les neiges usées (MDDEP, 2003).

	Neiges usées				Égout unitaire	Égout pluvial	
Contaminant	**Zinger[1] 1985**	**Leduc[1] 1987**	**Lapointe[1] 1991**	**Paradis[2] 1993**	**Purenne[1] 1994**	**Leduc[1] 1987**	**Norme pluviale[3]**
Débris (mg/L)	5 888 (93)[4]	nd	110 000[5] (2)	nd	86[6]	nd	nd[7]
MES (mg/L)	1 209 (108)	213 (479)	2 057 (609)	497 (299)	107 (680)	125 (190)	30
Huiles & Graisses (mg/L)	105 (30)	16 (86)	29 (523)	13 (33)	12 (165)	9 (188)	15
Cl- (mg/L)	3851 (98)	1442 (479)	2021 (574)	2073 (299)	nd	30 (190)	1500
Fe (mg/L)	913 (93)	5 (158)	29 (608)	nd	1 (177)	5 (190)	17
Pb (mg/L)	85 (93)	0,3 (158)	0,7 (608)	0,1 (299)	nd	0,2 (190)	0,1
Cr (mg/L)	6,7 (93)	0,04 (158)	0,1 (608)	nd	nd	0,03 (190)	5

[1]Secteur mixte. [2]Secteur résidentiel. [3]Règlement relatif aux rejets dans les réseaux d'égout de municipalité.
[4]Les valeurs entres parenthèses indiquent le nombre d'analyses effectuées. [5]Moyenne de deux mesures pour du gravier.
[6]Résultat d'un calcul effectué sur des résidus de grille et de sable retenus. [7]Il n'y a pas de norme en concentration, mais une interdiction de déverser.

Tableau 2.9

Variation de la contamination pour trois secteurs résidentiels différents et pour trois précipitations différentes (MDDEP, 2003).

	Verdun			Lasalle			Lachine		
Date	Cl-	MES	Pb	Cl-	MES	Pb	Cl-	MES	Pb
1993-01-15	3288	811	0,22	2010	644	0,15	1940	465	0,11
1993-02-02	2128	494	0,08	2765	474	0,10	1016	172	0,03
1993-02-16	917	317	0,09	2855	799	0,15	3882	796	0,12
Écart	**3,6**	**2,6**	**2,8**	**1,4**	**1,7**	**1,5**	**3,8**	**4,6**	**4,0**

Source : Paradis et al, Caractérisation des neiges usées en fonction de la densité résidentielle pour les villes de LaSalle, Verdun et Lachine, Juin 1993.

Le tableau 2.9 ne présente pas de données sur la concentration des débris dans le ruissellement des eaux de pluie. Toutefois, on peut comprendre que la concentration des débris est plus élevée dans la neige que dans les eaux de pluie pour les raisons suivantes (MDDEP, 2003) :

- **La mécanisation de la collecte de la neige**
  Il faut utiliser beaucoup d'énergie pour déplacer les débris, compte tenu de leur grosseur. Lors de la collecte de la neige, cette énergie est déployée par les chargeurs, les souffleuses et les camions. Il devient donc très facile de transporter de grandes quantités de sable, de gravier et d'ordures avec de la neige, ce que l'eau de pluie ne peut faire qu'en faible quantité.
- **L'absence de dégrillage**
  L'entraînement des débris par l'eau de ruissellement dans l'égout pluvial est limité par la présence des grilles. Or, ce prétraitement n'existe pas pour les neiges usées déversées directement dans l'environnement.
- **L'épandage d'abrasifs**
  Les abrasifs sont épandus uniquement l'hiver et s'incorporent à la neige.

Le tableau 2.9 donne par ailleurs la variation de contamination observée pour différents secteurs résidentiels de la région de Montréal.

En résumé, la comparaison des différents facteurs fait ressortir les constats suivants pour les neiges usées et leur impact sur le ruissellement urbain (MDDEP, 2003) :

1. Les neiges usées des secteurs résidentiels ont des concentrations de contaminants plus élevées que celles de l'eau usée d'égout unitaire et de l'eau pluviale. Elles sont trop contaminées pour être rejetées directement dans les cours d'eau.
2 Les neiges usées des secteurs mixtes ont des concentrations de contaminants plus élevées que celles de secteurs résidentiels.
3. Les contaminants sont, par ordre d'importance : les débris, les MES, les huiles et graisses, les chlorures, le fer et le plomb. Les débris sont le contaminant pour lequel on possède le moins d'analyses malgré le fait que ce soit le contaminant dont les concentrations mesurées sont les plus élevées.
4. La concentration des contaminants peut varier davantage d'une précipitation à l'autre pour une même municipalité que d'une municipalité à l'autre pour une même tempête. Ce constat rend impossible une quantification exacte et unique de la concentration des neiges usées pour une municipalité.

Figure 2.15 Caractéristiques des neiges usées selon les secteurs et les techniques de gestion.

Pour le contrôle de la qualité des eaux ruisselées, il est par ailleurs important de distinguer les **zones qui sont plus à risque** et qui peuvent générer une plus grande quantité de polluants. Des exemples de zones à risque comprennent les aires de maintenance pour les véhicules, les stations-services ou les zones d'entreposage extérieur.

Finalement, **le ruissellement urbain dirigé vers des lacs ou des réservoirs** peut avoir des impacts négatifs spécifiques. Un impact notable est le remplissage des lacs et bassins avec des sédiments. Un autre impact significatif est l'augmentation des nutriments, ce qui peut entraîner la croissance non désirable d'algues et de plantes aquatiques. Les lacs ne peuvent éliminer aussi rapidement les polluants qu'un cours d'eau et agissent comme bassins pour l'accumulation de nutriments, de métaux et de sédiments. Puisque cela signifie que les lacs peuvent prendre plus de temps à récupérer s'ils deviennent contaminés, on doit donc porter une attention particulière dans ce cas à minimiser la quantité de polluants pouvant s'y déverser.

2.4 IMPACTS SUR LA MORPHOLOGIE ET L'ÉCOLOGIE DES COURS D'EAU

Les cours d'eau en milieu urbain répondent et s'ajustent au régime hydrologique modifié qui accompagne l'urbanisation (ASCE/WEF, 1998). La sévérité et l'ampleur de ces ajustements (voir figure 2.16) est fonction du degré d'imperméabilisation du bassin et dépend des caractéristiques spécifiques du cours d'eau.

La figure 2.17, adaptée d'un guide de la Colombie-Britannique (2002), fournit une illustration des impacts progressifs de l'urbanisation sur les cours d'eau urbains. Le principal paramètre dans ce cas est la crue moyenne annuelle, qui est généralement définie comme l'événement qui contrôle les dimensions des sections en travers du cours d'eau. Comme on peut le constater, l'augmentation de la valeur des crues moyennes annuelles ainsi que l'augmentation du nombre de fois que se produisent ces crues (voir également la figure 2.8) ont un impact direct sur la stabilité des cours d'eau. Un autre indicateur est le ratio de la crue moyenne annuelle par rapport au débit de base hivernal. Un ratio de 20:1 est un seuil à partir duquel certaines espèces de poisson pourront être affectées.

Par ailleurs, les travaux de recherche sur la côte ouest américaine ont permis d'établir certains seuils en se servant du pourcentage d'imperméabilité comme indicateur. Par exemple, à partir de 10 % d'imperméabilité, la stabilité des

Figure 2.16 Changements géomorphologiques dus à l'urbanisation mal contrôlée.

cours d'eau, de même que la biodiversité et l'abondance des poissons, commenceront à être affectées. La figure 2.10 déjà présentée montrait l'évolution des impacts sur la dégradation des cours d'eau, au fur et à mesure que se poursuit l'urbanisation.

La figure 2.18 donne une illustration schématique des processus de dégradation des cours d'eau dans un milieu qui s'urbanise. Les différents impacts et ajustements peuvent comprendre notamment (MOE, 2003; Amec *et al.*, 2001) :

- *Augmentation de la section hydraulique* pour accueillir les débits qui sont plus importants;
- *Érosion des berges* – les débits au-dessus du seuil critique pouvant entraîner de l'érosion se produisant plus souvent annuellement, le processus d'érosion des berges est initié par le bas lors des petits événements, ce qui mine le bas des berges et pourra éventuellement causer des glissements lors des événements plus importants;
- *Perte des arbres et de la végétation en berge* à cause de l'érosion;
- *Augmentation des charges de sédiments* à cause de l'érosion et apports additionnels dans un bassin versant en développement;
- *Modification des caractéristiques du lit du cours d'eau* (typiquement, la granulométrie des sédiments pourra changer de particules plus grossières à un mélange de particules plus fines et plus grossières);
- *Changements dans les caractéristiques physiques du cours d'eau,* comme la localisation et le type de méandre ainsi que les pentes.

L'écologie des cours d'eau urbains et les habitats aquatiques sont également affectés par les changements dans le régime hydrologique, la géomorphologie et la qualité de l'eau qui est associée au développement. Ainsi, on pourra observer les impacts suivants sur les habitats aquatiques :

- *Dégradation des habitats à cause de l'érosion des berges et de la perte de végétation* – les débits plus importants avec des vitesses d'écoulement plus élevées à cause du développement peuvent causer de l'affouillement et détruire des communautés biologiques. L'érosion des berges et la perte de végétation en rive réduisent les habitats pour plusieurs espèces de poissons et d'espèces aquatiques.
- *Perte ou dégradation des systèmes de rapides – bassins* – Les cours d'eau drainant des bassins non développés comprennent souvent des systèmes de rapides et de bassins plus profonds, qui fournissent d'excellents habitats pour de multitudes espèces de poissons et d'insectes aquatiques. Avec l'urbanisation, les bassins disparaissent et sont remplacés par un écoulement plus uniforme, et souvent moins profond.
- *Réduction des débits de base,* avec une augmentation potentielle de la température et une diminution des corridors de circulation des poissons.
- *Augmentation de la température de l'eau* – comme on le mentionnait à la section précédente, plusieurs espèces de poissons sont particulièrement sensibles à la température de l'eau.
- *Diminution de la biodiversité.* Lorsqu'il y a une réduction et une dégradation dans les différents habitats, le nombre et la variété, ou diversité, de

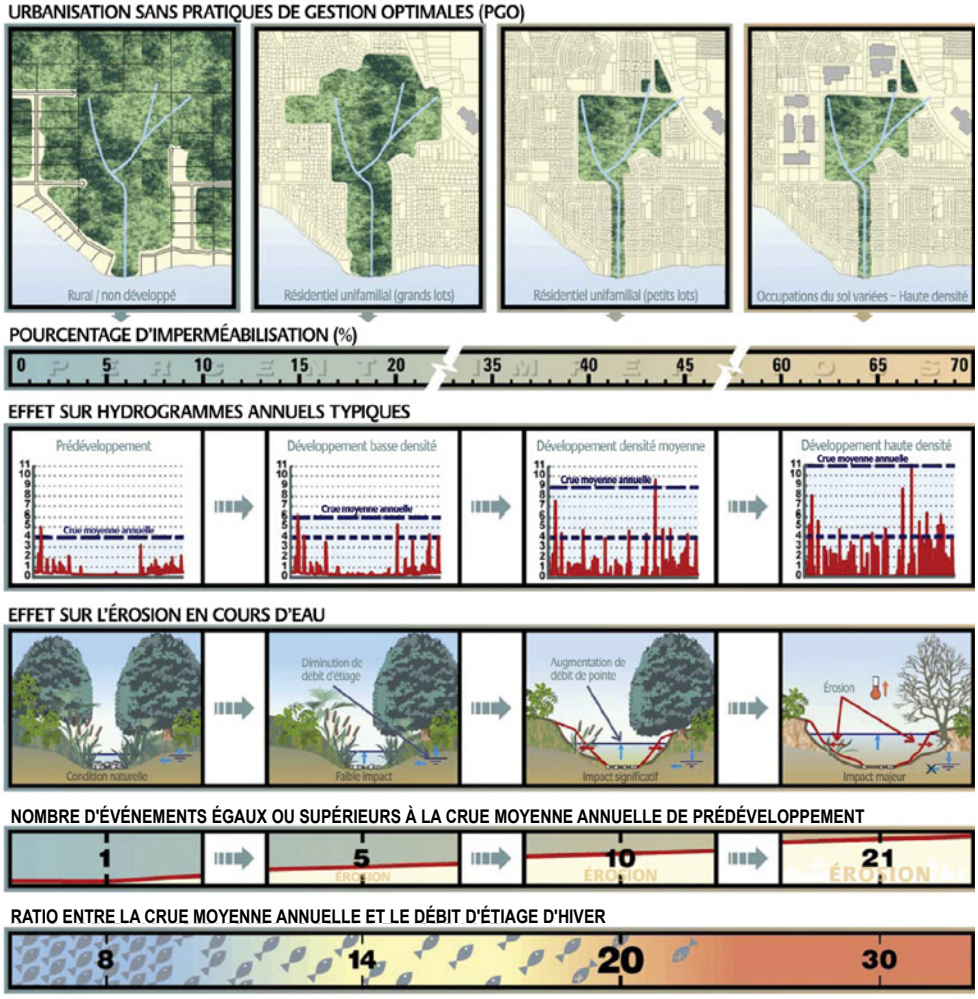


Figure 2.17 Impacts des changements hydrologiques causés par l'urbanisation (adapté de Stephens *et al.*, 2002).

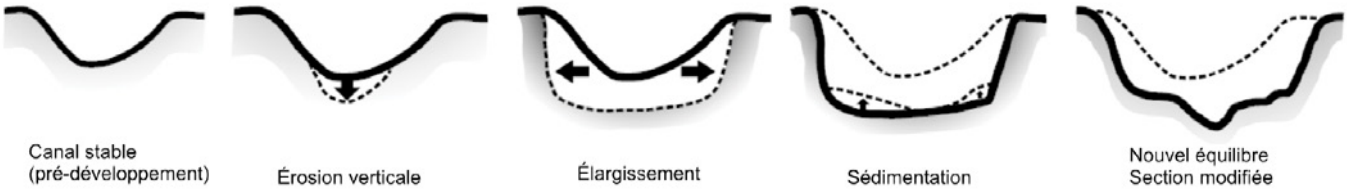


Figure 2.18 Processus de modifications géomorphologiques des cours d'eau en milieu urbain. (adapté de Amec *et al.*, 2001).

plusieurs organismes (plantes aquatiques, poissons, insectes) sont aussi réduits. Les espèces de poissons plus sensibles seront remplacées par des organismes qui sont mieux adaptés à des conditions dégradées. La diversité et la composition des organismes qu'on retrouve sur les lits des cours d'eau ont fréquemment été utilisés pour caractériser la qualité des cours d'eau urbains.

2.5 IMPACTS APPRÉHENDÉS DES CHANGEMENTS CLIMATIQUES SUR LE DRAINAGE URBAIN.

Il y a maintenant une certaine évidence à l'effet que le climat change à l'échelle de la planète (IPCC, 2007). En ce qui touche le drainage urbain, le rapport le plus récent de l'IPCC souligne entre autres conséquences qu'il est maintenant très probable que l'intensité et la sévérité des orages soient accentuées dans le futur, ce qui pourra évidemment avoir un impact non négligeable sur la conception des réseaux de drainage et le maintien des niveaux de service.

Pour le Québec, plusieurs études (voir la section « Références » du portail Ouranos pour des références) ont montré une augmentation des hauteurs et des intensités de pluie pour des événements de période de retour de 2 ans et plus en lien avec les changements climatiques. Les données intensité-durée-fréquence (IDF), lesquelles sont élaborées à partir d'enregistrements pluviométriques historiques, ne sont donc plus représentatives des conditions futures. Ainsi, les données IDF utilisées pour la conception d'ouvrages doivent être majorées pour tenir compte des effets des changements climatiques. Puisque la science du climat évolue rapidement, aucune valeur de majoration n'est présentée dans le présent guide. En effet, de telles valeurs risqueraient de devenir désuètes rapidement. Le lecteur est plutôt invité à consulter le site Web du Ministère pour obtenir les plus récentes valeurs recommandées.

Autre élément à mentionner : une attention particulière devrait également être portée aux périodes de redoux hivernal et de pluies en période hivernale, qui pourraient, dans un contexte de changement climatique, se produire plus fréquemment et être plus intenses. On devrait donc dans la conception des ouvrages de drainage prendre en compte le fait que ces événements météorologiques puissent se produire avec une fréquence accrue et ajuster en conséquence les différents éléments de contrôle pour qu'ils puissent quand même demeurer fonctionnels.

RÉFÉRENCES

AMEC *et al.* (2001). *Georgia stormwater management manual*. Volumes 1 et 2. Atlanta, Géorgie.

Aquafor Beech ltd (2006). *Stormwater management and watercourse impacts: the need for a water balance approach*. Rapport pour TRCA (Toronto Region Conservation Authority), Toronto, On.

ASCE/WEF (1998). *Urban Runoff Quality Management: Wef Manual of Practice No. 23* ASCE et WEF, New-York.

Brouillette, D. (2001). *Le contrôle des débordements de réseaux d'égouts en temps de pluie au Québec*. Vecteur Environnement, vol. 34, no. 1, pp. 64-67.

Chocat, B. (éditeur) (1997). *Encyclopédie d'hydrologie urbaine*. Lavoisier, Paris.

DEP (*Department of Environmental Protection*) Pennsylvanie (2006). *Stormwater Best Management Practices Manual*. Document 363-0300-002, Pennsylvanie.

Ellis, B. (1986). *Pollution aspects of urban runoff, dans Urban runoff pollution, H.C. Torno, J. Marsalek et M. Desbordes, ed.,* Springer Verlag, Berlin, New York.

EPA (1983). *Environmental Protection Agency des États-Unis. Results of Nationwide Urban Runoff Program*. EPA-PB/84-185552.

Federal Interagency Stream Restoration Working Group (FISRWG) (15 agences fédérales des États-Unis) (1998). *Stream Corridor Restoration: Principles, Processes, and Practices*. GPO Item No. 0120-A; SuDocs No. A 57.6/2:EN 3/PT.653. ISBN-0-934213-9-3.

Hollis, G.E. (1975). *Effect of urbanization on floods of different recurrence interval. Water Resources Research*. 11(3), 431-435.

Infra Guide (2003). *Contrôles à la source et sur le terrain des réseaux de drainage municipaux. Guide national pour des infrastructures municipales durables*, CNRC et Fédération canadienne des municipalités, Ottawa.

IPCC (2007), *Climate Change 2007: Impacts, Adaptation and Vulnerability. Contribution of Working Group II to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*, M.L. Parry, O.F. Canziani, J.P. Palutikof, P.J. van der Linden and C.E. Hanson, Eds., Cambridge University Press, Cambridge, UK, 976pp.

MAMROT (2008). *Évaluation de performance des ouvrages municipaux d'assainissement des eaux pour l'année 2007.* Ministère des Affaires municipales des Régions et de l'Occupation du territoire, Québec.

Marsalek, J. et coll. (eds), 2001. *Advances in Urban Stormwater and Agricultural Runoff Source Controls*, 1-15, compte rendu du Advanced Research Workshop on Source Control Measures for Stormwater Runoff de l'OTAN, St-Marienthal-Ostritz, Allemagne, publications universitaires Kluwer. Consulter le site <http://www.nato.int/science>.

Maryland Department of the Environment (MDE) (2000). *Maryland Stormwater Design Manual: Volume 1 and 2. Maryland Department of the Environment*, Annapolis, Maryland.

MDDEP (2003). *Guide d'aménagement des lieux d'élimination de neige et mise en œuvre du Règlement sur les lieux d'élimination de neige*. Ministère du Développement durable, del'Environnement et des Parcs, Québec. Document disponible sur internet (http://www.mddep.gouv.qc.ca/matieres/neiges_usees/index.htm).

MOE (2003). *Stormwater Management Planning and Design Manual.* Ministère de l'environnement de l'Ontario, Toronto, On.

Novotny, V. et G. Chesters (1981). *Handbook of nonpoint pollution: sources and management*, Van Nostrand Reinhold, New York.

Novotny, V., Imhoff, K.R., Othof, M. et Krenkel, P. (1989). *Karl Imhoff's Handbook of urban drainage and wastewater disposal,* Wiley Interscience, New York.

Novotny, V. et G. Olem. (1994). *Water Quality. Prevention, Identification, and Management of Diffuse Pollution*. Van Nostrand Reinhold, New York.

Pitt, R. et Field, R. (1977). *Water quality effects from urban runoff,* J. *Amer. Waterworks ass.* 69:432-436.

Pitt, R. et Voorhees, J. (2000). *The Source Loading and Management Model (SLAMM): A Water Quality Management Planning Model for Urban Stormwater Runoff.*" Available online at: http://unix.eng.ua.edu/~rpitt/SLAMMDETPOND/WinSlamm/MainWINSLAMM_book.html.

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

Schueler, T. (2008). *Technical support for the Bay-wide runoff reduction method. Chesapeake Stormwater Network*. Baltimore, MD www.chesapeakestormwater.net

Stephens, J. et al. (2002). *Stormwater planning. A Guidebook for Bristish Columbia*. British Columbia Ministry of Water, Land and Air Protection, Vancouver, C.-B.

PLANIFICATION INTÉGRÉE DE LA GESTION DES EAUX PLUVIALES AU QUÉBEC

CHAPITRE 3

Cette partie du Guide fournit une vue d'ensemble des différents éléments à considérer pour l'élaboration d'un plan de gestion des eaux pluviales et donne les critères généraux de conception qui sont recommandés. Après une discussion à la section 3.1 du contexte québécois dans lequel cette planification doit s'élaborer (où on traite notamment de la Politique nationale de l'eau, des documents pertinents et de la réglementation connexe), la section 3.2 discute ensuite des différentes échelles de planification et fournit des listes d'éléments à considérer dans chaque cas. On décrit ensuite de façon succincte aux sections 3.3 et 3.4 les conditions générales à considérer pour le drainage en milieu rural et en milieu urbain. La section 3.5 présente les principes généraux devant guider la planification pour la gestion des eaux pluviales, après quoi on retrouve à la section 3.6 une discussion des impacts environnementaux et des usages à préserver qui devraient guider l'établissement des contrôles spécifiques dans certains cas. Finalement, **la section 3.7 fournit quant à elle des recommandations quant aux critères de conception pour les aspects quantitatifs de l'érosion en cours d'eau, de la qualité des eaux et de la recharge de la nappe**, avec une description de la filière de Pratiques de Gestion Optimales (PGO) qui devrait conceptuellement guider l'élaboration d'un plan de gestion. Cette section regroupe donc les différents éléments de base permettant de fixer globalement les objectifs à atteindre et de planifier de façon appropriée la mise en place de Pratiques de Gestion Optimales (PGO).

Il importe de souligner que le guide intitulé « La gestion durable des eaux de pluie » (Boucher, 2010), publié par le MAMROT en mars 2010, constitue un bon complément au contenu du présent guide. Ce guide de bonnes pratiques, destiné aux acteurs du milieu municipal, promeut notamment l'emploi d'outils favorisant une gestion durable des eaux de pluie tout particulièrement en référence à des mécanismes de la Loi sur l'aménagement et l'urbanisme. Les outils proposés traitent de planification territoriale et de réglementation, des modes de promotion et de sensibilisation, des dispositions fiscales et financières ainsi que des initiatives municipales.

3.1 INTRODUCTION ET CONTEXTE QUÉBÉCOIS POUR LA PLANIFICATION DES EAUX PLUVIALES

3.1.1 Politique nationale de l'eau et gestion par bassin versant

L'encadrement légal pour la planification de la gestion des eaux pluviales au Québec doit faire référence à plusieurs lois et règlements et doit s'intégrer de façon générale dans les grands principes et objectifs énoncés dans le cadre de la Politique nationale de l'eau, adoptée en novembre 2002. Cette Politique, qui prend en compte les grandes tendances et les enjeux internationaux, a pour fondement le respect des exigences des approches écosystémiques et du développement durable et elle décrit notamment certains principes de base qui ont nécessairement un impact sur les modes de planification des eaux pluviales :

- L'eau fait partie du patrimoine collectif de la société québécoise;
- La protection, la restauration et la mise en valeur de l'eau requièrent un engagement collectif;
- Le principe de précaution doit guider l'action de la société québécoise envers sa ressource eau;
- Chaque citoyen doit pouvoir bénéficier, à un coût

abordable, d'un accès à une eau potable de qualité;
- Les usagers doivent être redevables quant à l'utilisation et la détérioration de l'eau selon une approche utilisateur-payeur et pollueur-payeur;
- La ressource eau doit être gérée de manière durable et intégrée, dans un souci d'efficacité, d'équité et de transparence;
- L'acquisition et la diffusion de l'information sur l'état de la ressource eau et des pressions qu'elle subit constituent des éléments essentiels à une gestion intégrée de l'eau.

La Loi affirmant le caractère collectif des ressources en eau et visant à renforcer leur protection, adoptée le 11 juin 2009, réitère certains de ces principes.

Les engagements fondamentaux pour la planification des eaux pluviales sont avant tout d'élaborer les actions en fonction d'un développement durable et de prendre en compte une gestion écosystémique et par bassin versant. Concernant la gestion par bassin versant, qui constitue une des pierres d'assise de la Politique nationale de l'eau, plusieurs documents ont été produits par le MDDEP pour encadrer cette approche et guider les différents intervenants impliqués (MDDEP, voir liste à la fin de cette section). L'approche intégrée de l'eau par bassin versant est un processus qui favorise la gestion coordonnée de l'eau à l'intérieur des limites d'un bassin versant en vue d'optimiser, de manière équitable, le bien-être socioéconomique qui en résulte, sans pour autant compromettre la pérennité d'écosystèmes vitaux (MDDEP, 2004). La gestion intégrée de l'eau par bassin versant est donc un concept très large qui englobe la planification des eaux pluviales mais aussi la gestion de plusieurs domaines de préoccupation qui touchent plusieurs types d'intervenants.

La mise en œuvre de la gestion intégrée de l'eau par bassin versant nécessite trois types de planification : l'une à l'échelle de l'État, l'une à l'échelle des bassins versants et l'autre à l'échelle du projet (MDDEP, 2004). La gestion à l'échelle du bassin versant a, dans un premier temps, été confiée aux organismes de bassins versants jugés prioritaires. À compter de 2009, le gouvernement a choisi d'étendre ce modèle de gestion à l'ensemble du Québec méridional.

3.1.2 Directive 004

Mise à part la Politique nationale de l'eau et la gestion par bassin versant, qui servent d'encadrement général à la planification pour les eaux pluviales, un autre document qui guide les concepteurs des réseaux de drainage est la Directive 004 (Réseaux d'égout – Ministère de l'environnement du Québec – 1989). Cette directive sert de cadre de référence pour le concepteur qui soumet un projet pour obtenir une autorisation du MDDEP en vertu de l'article 32 de la Loi de la qualité de l'environnement (L.R.Q., c. Q-2). On doit toutefois souligner que le document ne constitue pas une norme mais regroupe plutôt une série de recommandations et de bonnes pratiques pour la conception des réseaux de drainage. La gestion des eaux pluviales n'y est que brièvement abordée et le présent Guide vient compléter les informations qui sont déjà contenues à la Directive 004. La Directive aborde par ailleurs les différents types de réseaux d'égouts (pluvial, unitaire, domestique) alors que le présent Guide ne touche que les réseaux conçus pour recevoir les eaux de ruissellement (les réseaux pluviaux ou unitaires).

3.1.3 Politique sur la protection des rives, du littoral et des plaines inondables et guide d'interprétation

Reconnaissant l'importance des rives, du littoral et des plaines inondables pour la survie des composantes écologiques et biologiques des cours d'eau et des lacs, le gouvernement du Québec encadre la protection de ces éléments par la Politique de protection des rives, du littoral et des plaines inondables. La mise en œuvre de cette Politique s'est effectuée en deux étapes : d'abord par l'insertion de celle-ci dans les schémas d'aménagement et de développement des municipalités régionales de comté, puis par son intégration dans les règlements d'urbanisme de chacune des municipalités du Québec. Aussi, la Politique lie le gouvernement, ses ministères et ses organismes qui doivent la prendre en considération dans leurs activités et dans l'application de leurs programmes et leurs régimes d'autorisation. Cette politique propose un cadre normatif minimal; elle n'exclut pas la possibilité pour les différentes autorités gouvernementales et municipales concernées, dans le cadre de leurs compétences respectives, d'adopter des mesures de protection supplémentaires pour répondre à des situations particulières.

Les objectifs visés par la Politique sont notamment :
- d'assurer la pérennité des plans d'eau et des cours d'eau, maintenir et améliorer leur qualité en accordant une protection minimale adéquate aux rives, au littoral et aux plaines inondables;

- de prévenir la dégradation et l'érosion des rives, du littoral et des plaines inondables en favorisant la conservation de leur caractère naturel;
- d'assurer la conservation, la qualité et la diversité biologique du milieu en limitant les interventions pouvant permettre l'accessibilité et la mise en valeur des rives, du littoral et des plaines inondables;
- dans la plaine inondable, d'assurer la sécurité des personnes et des biens;
- de protéger la flore et la faune typique de la plaine inondable en tenant compte des caractéristiques biologiques de ces milieux et y assurer l'écoulement naturel des eaux;
- de promouvoir la restauration des milieux riverains dégradés en privilégiant l'usage de techniques les plus naturelles possibles.

Plusieurs de ces objectifs ne pourront être atteints qu'en assurant une bonne planification des eaux pluviales. Un guide d'interprétation de la Politique de protection des rives, du littoral et des plaines inondables est par ailleurs disponible (MDDEP, 2007).

3.1.4 Réglementation, juridiction et législation

3.1.4.1 Niveau fédéral

De façon générale, la juridiction en matière de gestion des eaux pluviales relève du niveau provincial mais on pourra dans certains cas toucher à des éléments qui relèvent de lois fédérales. Certains éléments de lois administrées par Environnement Canada ou Pêches et Océans, notamment concernant les poissons ou les voies navigables, pourront dans certains cas être impliqués (la loi sur les pêches (S.R., c. F-14) et la loi sur la protection des eaux navigables (L.R., 1985, c. N-22)).

3.1.4.2 Niveau provincial

La Loi sur la qualité de l'environnement (L.R.Q., c. Q-2) contient plusieurs articles qui sont pertinents pour la gestion des eaux pluviales. En vertu de l'article 22, les travaux susceptibles de nuire à la qualité du milieu ou qui prévoient l'émission, le dépôt, le dégagement ou le rejet dans l'environnement d'un contaminant au-delà de la quantité ou de la concentration prévue par règlement du gouvernement doivent avoir été autorisés au préalable par le MDDEP. Le premier alinéa de l'article 22 assujettit à l'obtention préalable d'un certificat tous les travaux et activités susceptibles de contaminer l'environnement ou d'en modifier la qualité. Le deuxième alinéa étend cette obligation à tous les travaux, ouvrages et activités effectués dans un cours d'eau à débit régulier ou intermittent, un lac, un marais, un marécage, un étang ou une tourbière.

L'article 32 de la Loi sur la qualité de l'environnement stipule par ailleurs que nul ne peut établir un aqueduc, une prise d'eau d'alimentation, des appareils pour la purification de l'eau ni procéder à l'exécution de travaux d'égout ou à l'installation de dispositifs pour le traitement des eaux usées avant d'en avoir soumis les plans et devis au ministre du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs et d'avoir obtenu son autorisation. De plus, l'article 32 précise que cette autorisation est également requise pour les travaux de reconstruction, d'extension d'installations anciennes et de raccordement entre les conduites d'un système public et celles d'un système privé. La Loi prévoit aussi que le gouvernement peut adopter des règlements pour soustraire de l'application de l'article 32 certaines catégories de projets, d'appareils ou d'équipements. La plupart des ouvrages mis en place pour la gestion des eaux pluviales sont donc assujettis à l'article 32.

Le Règlement sur l'application de l'article 32 de la Loi sur la qualité de l'environnement soustrait à l'autorisation du ministre certains travaux d'égout qui ne portent pas atteinte à la qualité de l'environnement. Il vise également à permettre aux municipalités de regrouper certaines demandes d'autorisation de travaux d'égout au moyen d'un plan quinquennal d'égout. Un guide présente les principales dispositions du Règlement. On y précise les travaux soustraits à l'autorisation requise en vertu de l'article 32 de la LQE, les travaux qui peuvent être autorisés au moyen d'un plan quinquennal et les travaux pour lesquels une autorisation distincte est toujours requise.

En ce qui concerne la gestion des eaux pluviales, le Guide mentionne notamment que cette gestion devrait idéalement être planifiée à l'échelle du bassin versant et, par la suite, être précisée jusqu'à l'échelle de chaque lot. Le plan quinquennal devrait présenter une planification qui débute au moins à l'échelle municipale et devrait s'intégrer au plan directeur de drainage dont les principaux éléments sont décrits à une section ultérieure.

Les travaux devront être par ailleurs conformes aux prescriptions générales fournies à la Directive 004 et celles contenues au devis normalisé NQ 1809-300 – Travaux de construction – Clauses techniques générales – Conduites

d'eau potable et d'égout, selon l'édition la plus récente de ce devis. Un devis distinct du devis normalisé peut être utilisé en autant que les clauses de ce devis n'amoindrissent pas les exigences du devis normalisé. Il s'agit d'exigences minimales pour assurer la construction d'infrastructures durables.

Dans certains cas de construction de digues ou de retenues d'eau, certaines dispositions contenues à la loi sur la sécurité des barrages, entrée en vigueur en avril 2002, pourront s'appliquer. C'est le MDDEP qui est responsable de l'application de cette loi (Centre d'expertise hydrique du Québec) et qui prescrit notamment des normes de sécurité, une classification des barrages, un niveau de surveillance minimum, le contenu des évaluations, des plans de gestion des eaux, des plans de mesures d'urgence et la tenue d'un registre par le propriétaire.

D'autres lois provinciales qui ne sont pas administrées par le MDDEP contiennent également des dispositions concernant la mise en place d'ouvrages pour la gestion des eaux pluviales et on devra s'y référer au besoin. On retrouve notamment la Loi sur la protection du territoire agricole (L.R.Q., c. P-41), la loi sur l'aménagement et l'urbanisme (L.R.Q., c. A-19.1), la loi sur le régime des eaux (L.R.Q., c. R.13), la loi sur la conservation et la mise en valeur de la faune (L.R.Q., c. C-61.1), la loi sur les forêts (L.R.Q., c. F-4.1), le Code civil du Québec (L.Q., 1991, c. 64) et la loi sur la sécurité civile (L.R.Q., c. S-2.3).

3.1.4.3 Municipalité régionale de comté (MRC) et Communautés urbaines

La loi sur les compétences municipales (L.R.Q., c. C-47.1) a regroupé et simplifié des dispositions qui traitent de compétences municipales autrefois incluses dans le Code municipal du Québec et la Loi sur les cités et villes. Elle octroie aux municipalités locales et aux MRC des pouvoirs administratifs et réglementaires en termes généraux, ce qui permet à celles-ci d'agir pleinement dans leur domaine de compétence. Par exemple, la MRC de Portneuf a adopté un règlement, en vertu de la loi sur les compétences minucipales, qui limite le taux de ruissellement des futurs développements.

La loi traite notamment de la gestion des cours d'eau et cela pourra évidemment avoir un impact sur certains aménagements concernant la gestion des eaux pluviales. De façon générale la responsabilité de la capacité d'écoulement des cours d'eau est sous la compétence exclusive de la MRC.

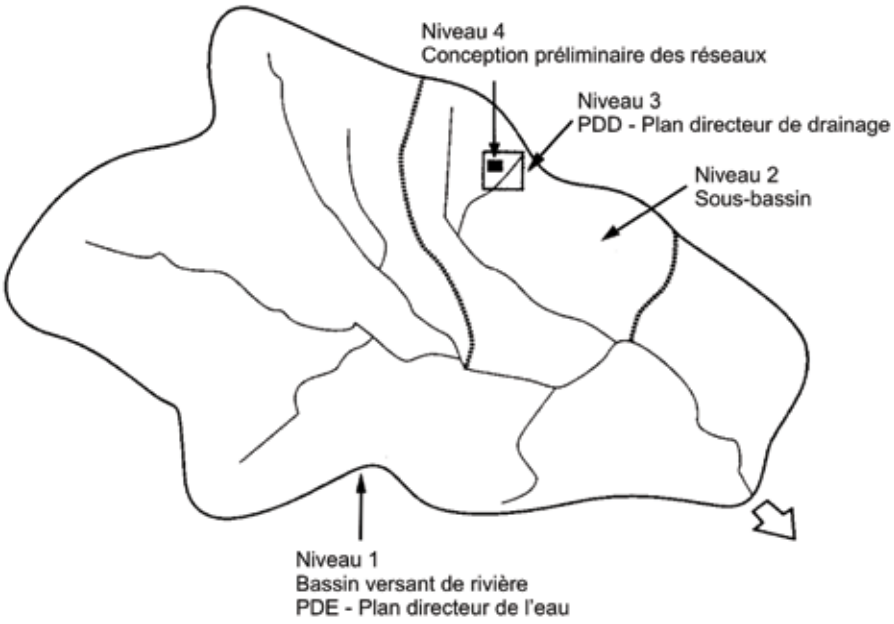


Figure 3.1 Échelles de planification pour la gestion des eaux pluviales.

3.1.4.4 Niveau municipal

Les municipalités sont généralement propriétaires des réseaux d'égout pluvial, ce qui leur confère une certaine responsabilité dans la gestion des eaux pluviales. Ainsi, elles font parfois l'objet de réclamations, justifiées ou non, lorsque des résidences subissent des refoulements ou des inondations lors de forts orages. Par ailleurs, le règlement de zonage établit des règles et oriente le développement. Les municipalités peuvent par ailleurs élaborer une réglementation qui régira à l'échelle locale certains aspects ou éléments de contrôle pour la gestion des eaux pluviales. On pourra par exemple inscrire dans un règlement spécifique les niveaux de contrôle qui sont exigés pour différents secteurs de la municipalité et d'autres éléments qui ne seraient pas couverts par le présent guide, par la Directive 004 ou par la norme NQ 1809-300. Les municipalités locales doivent par ailleurs adopter et voir à l'application des réglementations relatives à la protection environnementale des rives, du littoral et des plaines inondables, ce qui pourrait avoir des incidences sur les ouvrages qui pourraient être recommandés dans un plan de gestion des eaux pluviales.

3.1.4.5 Autres aspects réglementaires

Mis à part la Loi sur la qualité de l'environnement (L.R.Q., c. Q-2), qui traite des autorisations de travaux pour les réseaux d'égouts ainsi que des interventions sur les rives, le littoral et les zones inondables, plusieurs autres lois et règlements peuvent avoir à être considérés pour la gestion des eaux pluviales. Signalons notamment la Loi sur l'aménagement et l'urbanisme (L.R.Q., c. A-19.1), qui est appliquée par le ministère des Affaires municipales, des Régions et de l'Occupation du territoire (MAMROT); le MDDEP voit à l'application de la loi sur le régime des eaux, ainsi que la loi sur la sécurité des barrages (L.R.Q., chapitre S-3.1.01). Cette dernière loi, ainsi que le règlement qui l'accompagne, ont été mis en place à la suite des recommandations de la Commission scientifique et technique sur la gestion des barrages (CSTGB) et leur application a été confiée au MDDEP. Les dispositions de cette loi (qui sont plus amplement décrites au règlement) ainsi que celles de la loi sur le régime des eaux, pourraient devoir être considérées dans un plan de gestion des eaux pluviales, notamment lors de la mise en place d'ouvrages de rétention qui comprennent des barrages ou des endiguements.

Les documents développés par le MDDEP pour définir des objectifs environnementaux de rejet (MDDEP, 2007) peuvent aussi être pertinents pour établir des critères de gestion des eaux pluviales. Les différents critères de contrôle pour la qualité de l'eau pourront servir de base à la planification des rejets pour les eaux pluviales. Ils sont discutés de façon plus élaborée à la section suivante.

3.2 LES DIFFÉRENTES ÉCHELLES DE LA PLANIFICATION DE LA GESTION DES EAUX PLUVIALES

3.2.1 Introduction

La gestion des eaux pluviales doit se faire à plusieurs échelles qui s'imbriquent l'une dans l'autre, ce qui permet de bien établir les contraintes et les objectifs de contrôle qui sont nécessaires à tous les niveaux. Comme le montre la figure 3.1, quatre niveaux d'analyse doivent être considérés, préalablement à la préparation des plans et devis pour un secteur en particulier :

1. Le plan directeur de l'eau à l'échelle du bassin versant d'une rivière;
2. Le plan directeur à l'échelle d'un sous-bassin versant d'une rivière;
3. Le plan directeur de drainage (PDD), à l'échelle d'une ville, d'un secteur ou d'un développement envisagé;
4. La conception préliminaire des réseaux, qui décrit de façon plus détaillée à l'échelle locale les concepts retenus pour la gestion des eaux pluviales.

Au Québec, les planifications à l'échelle d'un bassin versant (les plans directeurs de l'eau) sont encadrées par le MDDEP et sont sous la responsabilité des organismes de bassin versant. Les autres niveaux de planification (sous-bassin versant, plan directeur de drainage et conception préliminaire) sont de façon générale sous la responsabilité des municipalités, qui doivent veiller à l'intégration des différents outils de planification pour assurer une cohérence à l'échelle locale.

3.2.2 Planification à l'échelle du bassin versant (PDE – Plan directeur de l'eau)

En matière de gestion des eaux pluviales, la planification à l'échelle du bassin versant est macroscopique et concerne les grands objectifs reliés au comportement hydrologique du bassin versant et à ses impacts sur les

usages considérés des cours d'eau concernés. On y traite autant des problématiques reliées au drainage agricole et forestier qu'à celles relatives au drainage urbain. Il importe d'ailleurs de mentionner qu'à l'échelle des grands bassins versants, les superficies des zones urbanisées sont généralement beaucoup moins grandes que celles des zones agricoles ou forestières.

Avec la mise en œuvre de la Politique nationale de l'eau, la planification à cette échelle est encadrée par les concepts de la gestion intégrée de l'eau par bassin versant (GIEBV) qui prévoient la réalisation d'un plan directeur de l'eau (PDE). Plusieurs documents élaborés par le MDDEP décrivent en détails les différents éléments devant être considérés pour l'établissement du PDE. On les retrouve sur le site Internet du MDDEP à l'adresse suivante : http://www.mddep.gouv.qc.ca/eau/bassinversant/fiches.htm (voir liste à la fin du présent chapitre).

Il importe de mentionner que, dans ce contexte de la GIEBV, la planification à l'échelle du bassin versant touche un grand nombre d'aspects de la gestion intégrée de l'eau qui débordent le seul aspect de la gestion des eaux pluviales.

Les caractéristiques d'un plan directeur de l'eau d'un bassin versant sont les suivantes :

- Protection des ressources et des usages;
- Le bassin couvre une superficie drainée par un cours d'eau important, souvent de l'ordre de plusieurs centaines de km^2 (ou plus petite suivant la topographie, la complexité des problèmes et le nombre d'intervenants);
- Au Québec, la réalisation d'un plan directeur de l'eau (PDE) est de la responsabilité des organismes de bassin, encadrés et appuyés par les directives émises par le MDDEP;
- Comme précédemment mentionné, le PDE traite de sujets plus larges, tels que la demande en eau, les sources d'approvisionnement et la qualité de l'eau à l'échelle du bassin versant. Tous les types d'activités (rurales, suburbaines, urbaines, industrielles et autres) sont considérés;
- Le plan directeur de l'eau aborde l'utilisation du sol et ses effets sur le milieu naturel, et prend en compte les impacts cumulatifs associés aux aménagements existants ou proposés.

Les principales étapes d'élaboration d'un plan de gestion des eaux pluviales à l'échelle du bassin versant sont les suivantes:

- Établir le portrait du bassin versant et poser le diagnostic relié aux différentes problématiques identifiées;
- Déterminer les enjeux et orientations sur lesquels se concentrera l'exercice de planification;
- Définir les objectifs d'intervention et choisir les indicateurs nécessaires au suivi de l'atteinte de ces objectifs;
- Élaborer un plan d'action.

À cette fin, les disciplines techniques mises à contribution dans l'élaboration d'un plan type de gestion des eaux pluviales à l'échelle du bassin versant sont les suivantes :

- Hydrologie des eaux de surface;
- Hydrologie et hydrogéologie souterraines;
- Mesures et analyses pour la qualité de l'eau;
- Hydraulique des cours d'eaux;
- Expertise dans les ressources aquatiques;
- Agronomie (usage de fertilisants).

De façon plus spécifique, en matière de gestion des eaux pluviales, on considère que la planification faite à l'échelle du bassin versant établit les buts et les objectifs généraux que les plans de niveau inférieur devront viser d'atteindre et de respecter en matière de gestion des ressources. C'est à cette étape (ou dans certains cas à l'échelle du sous-bassin) qu'intervient notamment la notion de « consigne de débit » par laquelle on détermine, à la suite d'un travail de simulation hydrologique et hydraulique, les débits à respecter. Ces débits sont ensuite transmis comme consignes aux étapes de planification plus locale dans lesquelles on définit alors les planifications et conceptions aux échelles appropriées. Avec ces consignes comme balises, ces conceptions permettent, entre autres, de respecter les contraintes plus globales, permettant ainsi de s'assurer de la cohérence et de l'harmonie de la planification entre les échelles locales et l'échelle globale.

Les objectifs fondamentaux d'une planification à l'échelle du bassin versant (ou d'un sous-bassin important) devraient en résumé inclure en ce qui concerne le drainage :

- l'établissement d'un niveau d'eau acceptable pour la protection contre les inondations pour les développements déjà existants à l'intérieur du bassin;
- l'établissement de contraintes à l'intérieur du système de drainage pour prévenir les impacts environnementaux;

- le développement de politiques et de critères de conception généraux pouvant être nécessaires pour l'élaboration de plans directeurs de drainage spécifiques à l'intérieur des municipalités visées.

3.2.3 Planification à l'échelle d'un sous-bassin versant

La planification à l'échelle du sous-bassin versant peut ou non être nécessaire, par exemple lorsqu'une planification à l'échelle d'un bassin versant important existe déjà. Les objectifs de base visés par la planification à l'échelle du sous-bassin versant, qui est normalement sous la responsabilité des municipalités, sont similaires à ceux pour un bassin versant mais les activités à cette échelle sont normalement un peu simplifiées par le fait que le sous-bassin se trouve entièrement à l'intérieur d'une municipalité et que le nombre d'intervenants s'en trouve donc réduit. Les objectifs sont dans ce cas :

- De fournir un niveau de protection acceptable pour les terrains actuellement développés à l'intérieur du sous-bassin versant;
- D'établir les contraintes à l'intérieur du système de façon à prévenir des dommages environnementaux;
- Développer des politiques et critères de conception pouvant être utilisés dans le développement des outils de planification pour des niveaux plus détaillés.

Le plan de gestion intégrée des eaux pluviales du sous-bassin versant doit évidemment s'insérer dans la planification à l'échelle du bassin versant (si elle existe) et il doit détailler les objectifs établis au niveau du bassin versant, à partir d'études et de consultations publiques s'il y a lieu. La planification à l'échelle d'un sous-bassin peut ou non être nécessaire lorsqu'une planification à l'échelle d'un plan directeur de drainage est jugée plus appropriée. Les éléments suivants sont notamment à considérer pour le plan de gestion à l'échelle du sous-bassin :

- Il requiert une cueillette de données couvrant l'ensemble de son territoire dans tout le sous-bassin ainsi que la réalisation d'études portant sur l'un ou l'autre des éléments suivants, selon les informations déjà disponibles :
  - Ressources en eau de surface;
  - Eau souterraine;
  - Qualité de l'eau;
  - Inventaire des ressources aquatiques et terrestres;
  - Hydraulique des cours d'eau.
- Il établit les interrelations entre les activités et le milieu afin de cerner les principaux éléments qu'il faut protéger;
- Il comporte une présentation de ces interrelations aux différents intervenants afin de convenir des objectifs à atteindre;
- Il présente plusieurs alternatives de stratégie de gestion qui seront soumises pour consultation aux intervenants afin de sélectionner la stratégie optimale sous les aspects environnementaux, économiques et sociaux;
- Ce plan contient des règles encadrant l'utilisation du sol, des concepts de systèmes de gestion des eaux pluviales ainsi que des critères et objectifs relatifs au développement.

Les disciplines techniques sollicitées pour l'élaboration d'un plan de sous-bassin sont les mêmes que celles requises au niveau précédent, auxquelles s'ajoutent :

- L'hydrologie urbaine, intégrant les techniques de gestion des eaux pluviales et la modélisation;
- L'ingénierie de conception des systèmes de gestion des eaux pluviales.

La planification à l'échelle d'un sous-bassin devra normalement spécifier les critères de performance globaux qui devront être pris en compte aux niveaux de planification plus détaillés. Ces critères devraient notamment comprendre :

- Les exigences de contrôle au niveau des lots et pour les techniques d'aménagement des sites afin de promouvoir l'infiltration près de la source et le maintien du cycle hydrologique;
- Les types d'ouvrages de contrôle permis en réseaux ou aux exutoires;
- La localisation approximative des bassins de rétention majeurs;
- Les niveaux de contrôle requis pour les aspects quantitatifs, qualitatifs et pour l'érosion;
- Les exigences spécifiques s'il y a lieu (mesures de mitigation, contrôles accentués pour certains polluants, capture/contrôle pour déversements, séparateurs d'huile/graisse pour certains types de développement, etc.).

Minimalement, un plan à l'échelle du sous-bassin devrait comprendre :

1. La définition des objectifs;
2. La délimitation du sous-bassin et des sous-secteurs internes;

3. L'identification des contraintes;
4. La localisation et capacités d'évacuation des principaux exutoires pour le drainage;
5. L'identification des impacts majeurs de l'urbanisation;
6. La formulation d'un concept de drainage optimal pour l'ensemble du secteur;
7. Les lignes directrices pour la mise en œuvre du plan;
8. Les critères de conception pour les composantes du système afin de permettre l'atteinte des objectifs.

3.2.4 Planification à l'échelle du bassin de drainage (PDD – Plan directeur de drainage)

L'objectif d'un plan directeur de drainage est d'analyser différentes alternatives à l'échelle d'un développement important ou d'une municipalité dans son ensemble afin d'identifier des solutions optimales de drainage qui permettront de respecter les critères définis à l'échelle du bassin versant et de tenir compte des contraintes reliées à l'utilisation du sol qui est envisagée (Rivard, 2005). L'élaboration de ce plan directeur doit donc tenir compte de la nature et de la capacité des réseaux en place qui orienteront et dicteront souvent les lignes directrices qui s'imposeront.

Pour un développement important, la définition du plan se fera souvent avec la collaboration du promoteur et des représentants municipaux en charge de l'urbanisme et du génie, en se basant sur les propositions du promoteur. Pour le développement d'un plan directeur visant l'ensemble de la municipalité, l'ingénieur responsable utilisera s'il existe le plan d'urbanisme de la municipalité et élaborera à partir de celui-ci les solutions de drainage et les critères en fonction des différents types d'occupation future du sol qui y sont définis. Les tracés de rues projetées ne sont en général pas très bien définis à cette étape.

La première étape consiste généralement à définir le système de drainage existant, en établissant les caractéristiques et capacités des principaux éléments d'évacuation. Lorsqu'un système de drainage naturel existe, il deviendra la plupart du temps le réseau de drainage principal et il sera normalement peu indiqué d'introduire des changements radicaux pour modifier le système de drainage naturel.

La deuxième étape est d'évaluer les besoins en contrôle pour atteindre les objectifs qui auront été identifiés à l'échelle du sous-bassin ou en fonction des analyses spécifiques effectuées pour le plan directeur de drainage. Plusieurs variantes pourront évidemment être définies à cette étape et on procédera généralement en maximisant les contrôles près de la source et en suivant par la suite le principe de filière de techniques de contrôle déjà discuté au chapitre 2. Lorsqu'un contrôle avec des bassins de rétention sera requis, un des aspects importants sera de planifier adéquatement la localisation de ces bassins et de prévoir que les terrains seront effectivement disponibles.

On ne saurait surestimer l'importance pour une municipalité de posséder un bon plan directeur de drainage pour guider ses fonctionnaires et ses élus dans leurs décisions; les plans directeurs, que ce soit pour le drainage, les réseaux d'égout domestique, d'aqueduc ou d'urbanisme, constituent la pierre angulaire autour de laquelle le développement s'articulera et pourra se faire de façon harmonieuse sans créer des problèmes coûteux à solutionner pour les générations qui suivent. L'importance du plan directeur de drainage est d'autant plus accentuée que la réhabilitation de ces réseaux ou l'implantation de correctifs impliquent très souvent des investissements majeurs. Les différentes informations à prendre en compte pour l'élaboration d'un plan directeur typique sont résumées au tableau 3.1.

Il y a lieu par ailleurs ici de distinguer la planification à l'échelle d'une ville, d'un secteur ou d'un développement envisagé qui est encadrée par le Règlement sur l'application de l'article 32 de la LQE. On parle ici d'un plan quinquennal d'aqueduc et d'égout qui est soumis au ministre en vertu de ce Règlement, ce qui doit être distingué des plans directeurs décrits au début du présent chapitre. Ces plans directeurs sont des outils de planification à long terme pour une municipalité, peuvent parfois prévoir les besoins sur un horizon aussi long que 30 ans, sont spécifiques aux ouvrages d'égout et ne considèrent généralement pas les problématiques environnementales des terrains à développer. Ces plans directeurs contiennent cependant les informations de base qui seront utiles à l'élaboration du plan quinquennal d'aqueduc et d'égout soumis au ministre en vertu du Règlement pour l'autorisation des travaux prévus sur un horizon de 5 ans.

Le plan quinquennal à soumettre au ministre (voir le Règlement sur l'application de l'article 32 de la loi sur la qualité de l'environnement (LQE) et le Guide d'interprétation qui y est associé) doit comporter les prévisions de développement sur un horizon de 5 ans et doit intégrer, en plus des aspects techniques reliés à la capacité des

ouvrages et au respect des normes réglementaires, tous les aspects environnementaux qui sont rattachés au développement des nouveaux terrains.

Tableau 3.1

Informations requises – plans directeurs de drainage (Rivard, 2005).

Plans d'ensemble montrant

a) bassin versant et développement proposé
b) topographie, cours d'eau principaux, secteurs boisés, etc.
c) occupation du sol (actuelle et future)
d) système majeur proposé, incluant les superficies extérieures drainées vers le bassin considéré
e) schéma pour la modélisation
f) délimitation de la zone inondable, lorsque nécessaire
g) secteurs présentant des problèmes d'érosion, d'inondation ou de qualité de l'eau
h) élévations, existantes et proposées, des points principaux

Tableaux montrant

a) caractéristiques des sous-bassins, conditions avant et après développement
b) détails des traverses existantes de cours d'eau (ponceaux, ponts, routes)
c) détails sur les cours d'eau et fossés principaux
d) débits simulés à différents points, pour des conditions avant et après développement
e) niveaux d'eau calculés pour différents points importants, pour des conditions avant et après développement
f) matrices coûts-bénéfices pour les différentes alternatives étudiées
g) dimensions préliminaires des ouvrages de contrôle des eaux pour les différentes solutions analysées

Figures montrant

a) débits avant et après développement, sans contrôle et avec contrôle aux points importants
b) ouvrages pour le contrôle de l'érosion, de la qualité des eaux et pour les inondations pour chacune des alternatives étudiées
c) profil des niveaux d'eau pour le système majeur

Modèle(s) utilisé(s)

Une description du ou des modèles utilisés en cours d'étude doit être fournie au rapport, en incluant tous les détails et les informations pertinentes permettant de vérifier et de valider les résultats.

3.2.5 Planification à l'échelle du développement ou du site d'intervention (Conception préliminaire des réseaux)

Le plan de conception préliminaire des réseaux présente de façon détaillée les ouvrages de gestion des eaux pluviales proposés dans un lotissement faisant partie d'un secteur d'aménagement pour lequel existe un plan de drainage. Il s'agit d'une conception détaillée pour les réseaux de drainage mineur et majeur et qui a les caractéristiques suivantes :

- Ce plan couvre une zone déterminée, à aménager en conformité avec les schémas d'aménagement du territoire et les plans de gestion des eaux pluviales pertinents;
- Il contient la conception détaillée des ouvrages de gestion des eaux pluviales (rétention, réseau de transport, pratiques de gestion optimales);
- Ce plan peut être préparé par les consultants du promoteur et soumis à la municipalité et aux organismes pertinents pour approbation.

La principale différence entre le présent niveau de planification et celui d'un plan directeur de drainage est que la définition d'un patron de rues est habituellement disponible comme point de départ pour la conception préliminaire, alors qu'on travaille typiquement avec des occupations de sol ou des patrons de rue plus ou moins arbitraires dans le cas d'un plan directeur (Rivard, 2005). Le plan directeur de drainage permet d'établir de façon générale les contraintes globales de développement et fournit aux gestionnaires les solutions qui sont envisageables et recommandables; l'étape de conception préliminaire permet d'élaborer la solution optimale de drainage pour un secteur bien défini en tenant compte des différents éléments identifiés dans le plan directeur, de manière à ce que le réseau de drainage du secteur particulier s'intègre bien à une problématique plus globale. On doit ici démontrer, si possible dans un rapport technique, que le réseau de drainage et ses différentes composantes permettront d'atteindre les objectifs et contraintes établis dans le plan directeur. Les principaux aspects à considérer sont :

- la validation des schémas de rues en ce qui a trait aux contraintes de drainage, avec proposition de correctifs s'il y a lieu (pentes des rues, analyse du réseau majeur, couvert minimum sur les conduites (élément important pour des secteurs plats), planification des points bas, etc.);

- le contrôle de la quantité et de la qualité d'eau ruisselée pour prévenir l'érosion et/ou la surcharge en aval;
- une analyse détaillée pour démontrer la performance des différentes composantes du réseau proposé;
- la localisation et l'optimisation des bassins de rétention ou des autres PGO à prévoir pour l'ensemble du développement considéré et les méthodes utilisées pour dimensionner les ouvrages de rétention.

Les différentes informations à prendre en compte pour l'élaboration d'un plan de conception préliminaire typique sont résumées au tableau 3.2. En plus de l'ingénieur responsable de la conception des réseaux, des intervenants de différentes disciplines seront appelés à contribuer aux étapes de conception détaillée, notamment les biologistes ainsi que les spécialistes en environnement et en aménagement paysager. Ceux-ci pourront compléter l'expertise de l'ingénieur.

3.3 CONSIDÉRATIONS RELATIVES AU DRAINAGE EN MILIEU RURAL

3.3.1 Drainage routier

Mis à part évidemment le drainage agricole, une part importante des modifications au réseau de drainage en milieu rural est reliée au drainage routier. Dans la plupart des cas, le drainage routier est conçu avec des fossés latéraux pour évacuer les débits. Les impacts les plus importants qui peuvent être causés par le réseau routier se produisent lorsqu'il y a croisement avec un cours d'eau. Les niveaux de service à prévoir pour les traverses sont généralement fonction du type de route traversée, selon la classification du Ministère des Transports du Québec (MTQ). Le Manuel des ponceaux, le Guide de préparation des projets routiers ainsi que les normes appropriées du MTQ doivent être utilisés pour la conception des ouvrages de traverses.

Différentes pratiques de gestion optimales (PGO) décrites au présent Guide, comme par exemple des bassins de sédimentation ou de contrôle avant le rejet des fossés vers les cours d'eau, peuvent évidemment être applicables pour le drainage routier en milieu agricole afin de réduire les impacts.

Tableau 3.2

Informations requises – conception préliminaire (Rivard, 2005).

Plans d'ensemble montrant

a) le cadastre ainsi que le patron de rues, avec l'occupation du sol
b) détails du réseau de drainage mineur avec les conduites, les regards et les puisards (en indiquant ceux nécessitant une restriction)
c) détails du réseau de drainage majeur avec les sous-bassins, les pentes de rue et les directions de l'écoulement pour la pluie centennale ou de référence
d) détails préliminaires pour les bassins de rétention, incluant l'aménagement
e) schéma pour la modélisation
f) élévations aux points importants
g) plan de contrôle de l'érosion et de la sédimentation si requis

Tableaux montrant

a) pourcentage d'imperméabilité et autres caractéristiques physiques pour les sous-bassins
b) débits pour les conditions après développement pour chaque regard du réseau mineur
c) lignes piézométriques pour la période de récurrence de design et pour les débits centennaux (1/100 ans)
d) débits avec contrôle pour différents points importants

Figures montrant

a) hydrogrammes aux exutoires et aux sorties d'ouvrages de contrôle, conditions avant développement et après développement avec contrôle
b) lignes piézométriques pour la période de récurrence de design et pour les débits centennaux (1/100 ans)
c) Détails préliminaires pour les exutoires, les structures de contrôle et les bassins de rétention et de sédimentation

Modèle(s) utilisé(s)

Une description du ou des modèles utilisés en cours d'étude doit être fournie au rapport, en incluant tous les détails et les informations pertinentes permettant de vérifier et de valider les résultats.

3.3.2 Drainage en territoire agricole

L'impact le plus important de l'agriculture sur l'hydrologie des zones rurales résultent du drainage d'une zone marécageuse ou de la conversion de boisé à des champs ou des zones de cultures. Ces interventions peuvent produire des augmentations importantes de la quantité de ruissellement et des vitesses d'écoulement, ce qui par la suite crée de l'érosion. Lorsque des interventions de la sorte sont prévues à grande échelle, il pourrait être approprié de planifier les systèmes de drainage à une échelle régionale.

Le redressement ou la modification des caractéristiques physiques des fossés de drainage agricole sont également des éléments pouvant avoir un impact significatif sur le ruissellement et les vitesses d'écoulement. En modifiant la réponse hydrologique et l'efficacité des modes de drainage, la multiplication de fossés de drainage produira un impact sur les crues ainsi que sur les débits d'étiage.

L'érosion des terres agricoles peut par ailleurs entraîner des fertilisants et des pesticides qui pourront se retrouver dans les cours d'eau, ce qui produira une augmentation significative des nutriments (azote et phosphore).

3.4. CONSIDÉRATIONS RELATIVES AU DRAINAGE EN MILIEU URBAIN

3.4.1 Drainage en zone urbaine

La caractéristique la plus dominante du paysage urbain d'un point de vue du drainage est le haut taux d'imperméabilisation des surfaces. Les zones urbaines sont également caractérisées par un aménagement des pentes de terrain qui favorise la concentration des débits et l'évacuation rapide de ces débits. Ces éléments, qui ont déjà été décrits plus en détails précédemment, produisent donc des changements hydrologiques plus importants en comparaison avec les systèmes de drainage mis en place dans les zones rurales.

Le nombre d'événements pluviométriques produisant du ruissellement est plus important dans les zones urbaines. Des précipitations relativement petites qui ne produiraient que peu de ruissellement en milieu rural produiront proportionnellement des débits et volumes beaucoup plus importants en milieu urbain. Les types de pluie devant servir pour les analyses devront donc être adaptés au type de milieu analysé. Ainsi, pour les zones rurales, les pluies plus longues avec des intensités plus faibles mais une quantité de pluie plus importante ou des événements survenant lors de la fonte des neiges pourraient se révéler des événements plus critiques que pour un secteur urbain. Pour une zone urbaine, des précipitations plus courtes mais plus intenses seront souvent plus critiques.

3.4.2 Moyens de protection contre les inondations

L'analyse et la conception des systèmes de drainage en milieu urbain doivent se faire en tenant compte des réseaux mineur et majeur. Lorsque la capacité des réseaux mineurs (conduites) est dépassée, on doit déterminer ce qui se produira lors d'événements d'occurrence plus rare et concevoir le réseau majeur de façon à prévenir ou minimiser les inondations. Le réseau majeur existe toujours, qu'il soit planifié ou non et le niveau de service global du système pourra être rehaussé si on tient compte explicitement du réseau majeur.

3.5 PRINCIPES GÉNÉRAUX POUR LA GESTION DES EAUX PLUVIALES

3.5.1 Généralités

Certaines caractéristiques différencient la planification de la gestion intégrée des eaux pluviales de l'approche traditionnelle :

- Dans une perspective de gestion intégrée, les eaux pluviales sont perçues comme une ressource à protéger parce qu'elles sont importantes pour :
  - La recharge de la nappe souterraine en vue de maintenir le débit de base dans les cours d'eau;
  - L'alimentation en eau;
  - La vie aquatique (poissons et autres espèces) et la faune;
  - L'esthétique et l'utilisation à des fins récréatives des cours d'eau;
- Pour une planification efficace qui tient compte de ces préoccupations, il faut faire intervenir dans la conception des projets les disciplines du génie, des sciences de l'environnement et de l'urbanisme;
- La conception doit tenir compte du spectre complet des événements pluvieux et non seulement des orages importants, qui sont rares. Il est entendu que l'écologie naturelle est le produit des conditions moyennes plus que des conditions extrêmes, et qu'elle en dépend. Il faut donc examiner la distribution annuelle des pluies sur un territoire ou

un bassin versant, et maintenir le plus possible les débits de pointe, les volumes de ruissellement et les autres caractéristiques hydrologiques dans leur état proche des conditions naturelles;
- On reconnaît l'importance de maintenir le débit de base dans les rivières et les cours d'eau;
- On reconnaît l'importance de tenir compte de la capacité des cours d'eau récepteurs d'assimiler les débits prévus.

La « planification intégrée de la gestion des eaux pluviales » repose donc nécessairement sur une approche multidisciplinaire de la planification des infrastructures liées aux eaux pluviales; cette planification exige un degré beaucoup plus élevé d'interactions interdisciplinaires entre les urbanistes, les ingénieurs, les architectes-paysagistes et les scientifiques de l'environnement. Les éléments clés à prendre en compte sont les suivants :

- Protéger la propriété contre les inondations et protéger l'habitat aquatique et terrestre de toute dégradation;
- Reproduire le plus fidèlement possible le comportement hydrologique naturel du bassin en considérant la totalité des évènements pluvieux;
- Reconnaître la multiplicité des domaines d'expertise impliqués, que ce soit la planification environnementale et l'aménagement du territoire, l'écologie aquatique et terrestre, la biologie et la chimie de l'eau, en plus des disciplines plus traditionnelles que sont le génie municipal et l'hydrologie des eaux de surface ou souterraines.

Les principes de base à prendre en compte pour un développement durable en ce qui a trait à la gestion des eaux pluviales devraient notamment comprendre les éléments suivants :

- Minimiser « l'empreinte écologique » dans l'aménagement du territoire (voir notamment le chapitre 4 qui traite de l'aménagement du territoire);
- Équilibrer les besoins économiques, environnementaux et sociaux dans la planification, la construction et l'exploitation des infrastructures;
- S'engager à conserver et, si possible, améliorer les ressources naturelles, tant au plan local que global, pour les générations futures.

Les installations modernes liées aux eaux pluviales exigeant par ailleurs d'importantes immobilisations et des efforts soutenus pour leur exploitation et entretien, il faut considérer ces ouvrages en fonction de leur cycle de vie, et prévoir en conséquence les budgets d'entretien préventif et d'interventions non planifiées. La viabilité financière des différentes pratiques suppose :

- Un financement adéquat pour la conception et la construction des ouvrages;
- Aucune déficience ou anomalie lors de la remise des ouvrages aux services municipaux d'exploitation et d'entretien;
- Des sources de financement permettant d'exploiter et d'entretenir les installations de façon adéquate, et de les remplacer à la fin de leur vie utile.

3.5.2 Principes et objectifs généraux de conception

Idéalement, la planification doit se faire à l'échelle du bassin versant de rivière ou encore à l'échelle du sous-bassin, ce qui permettra de définir à une grande échelle les principaux objectifs de contrôle devant être mis en place à l'échelle du développement local. Si ces outils de planification ne sont pas disponibles, la planification à l'échelle du plan directeur ou pendant les activités de conception préliminaire devrait se faire en gardant à l'esprit les grands principes suivants :

1. Reproduire les conditions hydrologiques de prédéveloppement, dans la mesure du possible pour toute la gamme de précipitations (non seulement les événements rares de forte intensité mais également les petites pluies, qui ont un impact significatif sur le cycle hydrologique);
2. Confiner les activités de développement et de construction aux aires qui sont moins critiques;
3. Maintenir la densité de développement désirée en allouant des densités plus élevées aux zones plus favorables au développement;
4. Minimiser les changements à la topographie naturelle;
5. Préserver et utiliser le système de drainage naturel.

Plus spécifiquement, les objectifs qui devraient être visés par la planification sont de :

- Préserver et rétablir au besoin le cycle hydrologique pour protéger et préserver les ressources en eau de surface et en eaux souterraines, en minimisant les surfaces imperméables directement raccordées et en

mettant l'emphase sur un contrôle près de la source et des mesures réparties sur le territoire;

- Maintenir le régime hydrique dans les cours d'eau (incluant ceux qui sont intermittents) et milieux récepteurs de façon à ce qu'il s'approche des conditions avant développement, minimisant ainsi les augmentations de débits, de vitesses et de volumes et la réduction des débits de temps sec;
- Viser à maintenir la morphologie naturelle des cours d'eau pour éviter des problèmes d'érosion et la dégradation de la qualité de l'eau et des milieux récepteurs; par exemple, éviter les implantations de structures sur le littoral des cours d'eau;
- Maintenir ou améliorer les conditions pour les débits de temps sec dans les cours d'eau;
- S'assurer que la capacité de recharge naturelle d'un secteur en développement et que la qualité des eaux souterraines sont préservées et demeurent non affectées par le développement urbain.

Les organismes provinciaux et fédéraux doivent par ailleurs être contactés pour assister au besoin le concepteur dans l'identification et la localisation des données sur les ressources naturelles, ce qui pourra dans certains cas avoir des impacts sur la définition des objectifs. Le chapitre 4 traite en profondeur des différents éléments et ressources naturelles à préserver mais on devra notamment localiser et caractériser les ressources suivantes :

- Cours d'eau et lacs pouvant servir de milieux récepteurs;
- Zones inondables;
- Marais/marécages et milieux humides;
- Aires de préservation;
- Zones sensibles pour les aspects environnementaux;
- Zones de boisé ou végétation à préserver;
- Habitats spécifiques à préserver;
- Zones de recharge pour la nappe phréatique;
- Zones avec pentes fortes;
- Zones sensibles à l'érosion.

Les zones et éléments naturels à préserver ayant été localisés et caractérisés, on pourra considérer les zones restantes comme développables et procéder à l'élaboration des critères de contrôle.

La liste qui suit, adaptée des recommandations du *Center for Watershed Protection* (MPCA, 2005), regroupe 12 principes généraux de conception qui définissent une

Figure 3.2 Exemple d'aménagement pour aires de stationnement (Ville de Portland, Orégon).

Figure 3.3 Exemple d'aménagement d'une rue résidentielle avec biofiltration (Ville de Seattle, Washington).

Figure 3.4 Exemple d'aménagement en milieu densément urbanisé (Ville de Portland, Orégon).

gestion intégrée des eaux de ruissellement dans le tissu urbain. On constatera que plusieurs de ces **principes** impliquent de nouvelles approches et attitudes pour la conception des réseaux de drainage.

1. *Fournir une performance fiable à long terme pour l'enlèvement des polluants.* Les ouvrages doivent être dimensionnés pour capter un volume suffisant de ruissellement et doivent comprendre différentes techniques en série avec une séquence de mécanismes pour l'enlèvement de ces polluants.
2. *Reproduire dans la mesure du possible l'hydrologie qui prévaut avant le développement.* Les pratiques de gestion optimales mises en place devraient opérer de façon à reproduire l'hydrologie naturelle pour toute la gamme d'événements pluvieux, de façon à recharger la nappe, protéger les cours d'eau contre l'érosion, maintenir la qualité de l'eau et minimiser les dommages dus aux inondations.
3. *Intégrer les pratiques dans l'aménagement global du site.* Le design général du site devrait supporter la fonction et la performance des ouvrages, en minimisant ou en déconnectant les surfaces imperméables, en effectuant un contrôle à la source et en utilisant de meilleures pratiques d'aménagement qui réduisent la quantité du ruissellement quittant le site et les impacts négatifs sur la qualité du milieu.
4. *L'entretien peut être assuré à long terme de façon adéquate.* L'entretien de routine et les activités à plus long terme doivent être considérés avec attention au cours du processus de conception pour réduire les coûts de maintenance et assurer la pérennité des ouvrages.
5. *Les pratiques sont acceptées par le public.* Avec une bonne intégration et un aménagement adéquat, les ouvrages devraient être vus comme un élément positif par les résidents vivant aux environs.
6. *Créer des aménagements attirants.* Les pratiques devraient être conçues pour être visibles à l'intérieur du site et être aménagées pour constituer un élément invitant dans le paysage.
7. *Apporter des bénéfices multiples pour la communauté.* Les pratiques devraient être associés à d'autres bénéfices comme la revitalisation des quartiers, les équipements récréatifs (par exemple utilisation de bassins de rétention comme parc) et pour faire prendre conscience aux résidents des approches mises en place pour la gestion des eaux pluviales.
8. *Utilisation créative de la végétation.* Une pratique bien intégrée permet non seulement de verdir le site pour créer un aspect visuel intéressant mais utilise aussi la végétation pour des bénéfices importants concernant la gestion des eaux pluviales (interception, évapotranspiration, infiltration et biofiltration).
9. *Fournir un modèle pour les améliorations futures*. Une pratique bien intégrée est inspectée, évaluée et fait l'objet d'un suivi pour permettre une amélioration dans les principes de conception et dans la performance des ouvrages.
10. *Réaliser des bénéfices environnementaux additionnels.* La conception d'une pratique intégrée maximise d'autres bénéfices environnementaux comme la création et le maintien d'habitats aquatiques ou terrestres, la protection des zones naturelles existantes et la réduction des îlots de chaleur en milieu densément urbanisé.
11. *Réduire les coûts globaux des infrastructures*. Une pratique intégrée réduit la quantité de pavage, de bordures, de conduites d'égout pluvial et d'autres ouvrages qui sont utilisés dans une conception plus traditionnelle des réseaux de drainage.
12. *Coûts globaux acceptables.* Une pratique intégrée ne produira pas des coûts globaux élevés durant sa vie utile.

Avant de présenter à la section 3.7 les objectifs spécifiques de contrôle recommandés, la section qui suit fournira une discussion générale quant aux différents impacts environnementaux et usages à préserver pour différents types de milieux récepteurs, ce qui devrait normalement guider l'élaboration des critères spécifiques de contrôle.

3.6 IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX, USAGES À PRÉSERVER ET TYPES DE MILIEUX RÉCEPTEURS

Le ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs (MDDEP) est responsable de l'établissement des exigences pour la protection de la santé humaine et des ressources biologiques dans une optique de préservation, de maintien et de récupération des usages de l'eau et des ressources biologiques aquatiques. Afin d'évaluer les effets nuisibles des contaminants dans le milieu aquatique et de s'assurer que le niveau de qualité désiré est atteint, le MDDEP se réfère aux critères de qualité de l'eau. La gestion des eaux pluviales devra se faire dans le respect

des usages de l'eau et des critères de qualité de l'eau qui leurs sont associés.

Trois types de critères de qualité de l'eau peuvent être distingués (MDDEP, 2007) : des critères narratifs qui fournissent des règles générales pour protéger les eaux de toute dégradation grossière; des critères numériques qui spécifient les seuils sans effet pour les contaminants considérés un à un; puis des critères de toxicité globale qui permettent d'évaluer la toxicité d'un mélange de substances.

Les critères narratifs portent sur des aspects généraux et ils sont principalement reliés à la protection de la qualité esthétique des plans d'eau. Ils comprennent aussi une recommandation générale qui prohibe la présence de toute substance en concentration toxique pour la santé humaine, la vie aquatique ou la faune terrestre. Les critères numériques sont définis spécifiquement pour chaque contaminant et pour chaque usage de l'eau. On entend ici par critère une concentration seuil uniquement basée sur les effets nuisibles des substances – toxicité, organoleptique, dégradation esthétique – qui, si elle est dépassée, risque d'entraîner la perte complète ou partielle de l'usage pour lequel le critère a été défini. Finalement, les critères de toxicité globale permettent, par l'utilisation d'une combinaison de tests de toxicité, de vérifier si la recommandation narrative pour la vie aquatique est bel et bien respectée, même lorsque plusieurs contaminants sont présents simultanément.

Les critères de qualité sont généralement liés à des usages spécifiques de l'eau. Ainsi, le MDDEP relève comme principaux usages : les sources d'eau destinées à la consommation, la consommation d'organismes aquatiques, la vie aquatique, la faune terrestre et avienne piscivore ainsi que les activités récréatives.

3.6.1 Critères de qualité pour la prévention de la contamination de l'eau et des organismes aquatiques

Les critères de prévention de la contamination de l'eau (CPC) sont établis à partir des principes de base de l'analyse de risque, qui sert ici à estimer les concentrations qui minimisent ou précisent le risque potentiel d'effets délétères pour l'humain, liés à une exposition par la consommation d'eau ou d'organismes aquatiques. Ils sont basés sur l'estimation du danger de la substance et sur une exposition potentielle des individus sur toute la durée de leur vie.

Pour les eaux de surface où une prise d'eau potable est présente, les CPC sont calculés de façon à protéger un individu qui consommerait pendant toute sa vie une eau (E) contaminée à cette concentration et des organismes aquatiques (O) qui ont bioaccumulé la substance à partir de l'eau à la concentration du CPC (EO). Pour les eaux de surface ne servant pas de source d'eau potable, les CPC sont calculés de façon à protéger un individu qui consommerait durant toute sa vie des organismes aquatiques (O) ayant bioaccumulé la substance à partir de l'eau à la concentration du CPC (O).

3.6.2 Critères de qualité pour la protection de la vie aquatique et des milieux récepteurs

La vie aquatique, tant celle qui est présente dans un plan d'eau que celle qui devrait s'y retrouver si le plan d'eau n'était pas déjà affecté, doit être protégée contre toute agression provenant des effets directs des substances toxiques, ou des effets indirects liés, par exemple, à une baisse en oxygène dissous ou au dépôt de matières en suspension. Les critères de qualité numériques retenus pour la vie aquatique s'appuient sur les recommandations du CCME (CCMRE, 1987 et mises à jour) mais aussi sur ceux de l'U.S. EPA et de certains États américains ou provinces canadiennes lorsque l'information était jugée plus à jour ou plus adaptée au contexte québécois. Ils peuvent aussi avoir été calculés à partir de la méthode du MDDEP.

3.6.3 Critères de qualité pour la protection de la faune terrestre piscivore

La faune terrestre piscivore est définie ici par les espèces non domestiques des classes taxonomiques *aves* et *mammalia* (oiseaux et mammifères). Les critères de qualité pour la faune terrestre piscivore (CFTP) correspondent à la concentration d'une substance dans l'eau qui ne causera pas, sur plusieurs générations, de réduction significative de la viabilité ou de l'utilité (au sens commercial ou récréatif) d'une population animale exposée par sa consommation d'eau ou son alimentation. Le critère final pour la faune terrestre piscivore est la valeur la plus basse entre celle calculée pour protéger les espèces aviennes et celle calculée pour protéger les mammifères.

3.6.4 Critères de qualité pour la protection des activités récréatives et des aspects esthétiques

Les critères de qualité pour la protection des activités récréatives visent principalement à prévenir les dangers pour la santé liés au contact direct ou indirect avec l'eau mais ils couvrent aussi les aspects esthétiques de la ressource. Les critères associés aux activités récréatives à contact primaire visent à protéger les activités où tout le corps est régulièrement en contact avec l'eau, comme chez les baigneurs et les véliplanchistes. Sous la même rubrique apparaissent les critères d'activités à contact secondaire qui visent à protéger les autres activités comme la navigation de plaisance, le canotage, la pêche, etc., au cours desquelles le corps est en contact moins fréquent avec l'eau. Une note accompagnant le critère indique alors s'il s'applique aux activités à contact secondaire. Finalement, le critère pour les aspects esthétiques vise à protéger les aménagements riverains tels les parcs, haltes routières, lieux de séjour et campings de tout impact visuel négatif.

3.7 SÉLECTION DES CRITÈRES DE CONCEPTION D'UN PLAN DE GESTION DES EAUX PLUVIALES

De façon à pouvoir compenser pour les différents impacts hydrologiques associés à l'urbanisation (voir chapitre 2), les critères de conception devraient idéalement couvrir quatre aspects :

- Contrôle quantitatif (inondation/refoulement);
- Potentiel d'érosion dans les cours d'eau;
- Contrôle qualitatif (charge de polluant, habitat aquatique, usages récréatifs, esthétique, capacité de dilution en fonction des objectifs de rejet (OER));
- Cycle hydrologique (recharge de la nappe phréatique, maintien des débits d'étiage).

3.7.1 Contrôle quantitatif

Idéalement, les contrôles quantitatifs devraient être établis à l'échelle du plan directeur de l'eau (bassin versant de rivière) ou du sous-bassin, à une échelle suffisante pour pouvoir évaluer adéquatement les exigences de contrôle basées sur les impacts cumulatifs du développement anticipé. Si les outils de planification à des niveaux supérieurs ne sont pas disponibles, on devra établir dans ce cas les critères qui sont jugés les plus appropriés compte tenu du contexte local.

Les contrôles quantitatifs sont généralement plus efficaces en tête de bassin versant. Les ouvrages de rétention peuvent permettre de réduire les débits de pointe, en relâchant les débits en différé. Toutefois, comme les bassins de rétention n'affectent pas les volumes de rétention mais ne font que décaler dans le temps les débits, il faut porter une attention particulière aux bassins de rétention qui sont mis en place plus en aval dans le bassin versant. En effet, sous certaines conditions, la relâche de ces bassins de rétention localisés dans les parties inférieures du bassin versant pourra s'additionner défavorablement aux débits provenant de la partie supérieure et produire une diminution négligeable des débits globaux dans le cours d'eau (et pouvant même provoquer une augmentation des débits dans le cours d'eau principal). Il y a donc lieu d'évaluer par modélisation ce possible effet de mauvaise synchronisation des débits relâchés afin de déterminer les critères de contrôle qui sont appropriés.

Les critères seront évidemment à adapter à chaque cas mais des recommandations générales peuvent être formulées :

- S'il y a un potentiel d'inondation directement an aval d'un site en développement, un contrôle quantitatif devra nécessairement être mis en place.
- Si le développement est situé dans la partie supérieure du bassin versant, les débits après-développement devraient être similaires aux débits prévalant avant le développement, et ce, pour les périodes de retour de 2 ans à 100 ans.
- Si le développement est situé dans les parties inférieures du bassin versant, les contrôles quantitatifs devraient être établis avec une modélisation permettant d'évaluer le potentiel de synchronisme des débits de pointe.

L'établissement des débits pour les conditions de prédéveloppement devra se faire avec des approches appropriées, tenant compte du fait que la réaction hydrologique d'un site non développé diffère de celle d'un site urbanisé. Le chapitre 6 discute en détails de cet aspect mais soulignons ici que l'évaluation adéquate des conditions de prédéveloppement est évidemment fondamentale puisqu'une sous-évaluation des débits conduira à l'imposition d'un critère de contrôle trop restrictif (et des ouvrages de rétention potentiellement trop importants) alors qu'une surévaluation fera en sorte que les contrôles risquent de ne pas être suffisants pour la protection des milieux récepteurs.

Le terme « conditions de prédéveloppement » peut par ailleurs être interprété de différentes façons. Règle générale, ces conditions seront celles qui prévalent immédiatement avant le développement proprement dit; dans certains cas, cependant, ces conditions pourront être de nature différente que celles existant immédiatement avant le développement (par exemple un boisé au lieu d'un champ cultivé qui génère des débits entraînant des impacts) si on veut protéger une ressource en particulier qui est déjà affectée.

Un autre élément à considérer pour l'analyse du contrôle quantitatif du développement urbain est la distance, en aval du développement, sur laquelle devrait être évalué l'impact hydrologique sur le cours d'eau touché. Pour évaluer cette distance, on peut utiliser la règle du 10 %, proposée par Debo et Reese (1992). Basée sur une analyse de cas réels, cette règle spécifie que le point en aval jusqu'où devraient être analysés les cours d'eau est le point où le développement représenterait 10 % du bassin versant total. Minimalement, les analyses devraient dans ce cas inclure les effets sur les ponceaux ou ponts en aval (au moins pour les débits de périodes de retour 1 dans 2 ans, 1 dans 10 ans et 1 dans 100 ans) et établir si les augmentations de niveau d'eau pourront avoir un impact sur les zones inondables (avec un calcul des débits et des vitesses avant et après développement). Cependant, pour des cours d'eau récepteurs avec un très grand débit par rapport aux débits considérés (par exemple un secteur résidentiel dont les eaux se jettent directement dans le fleuve Saint-Laurent), les analyses n'auront pas à être faites pour les impacts sur le cours d'eau majeur, puisque ce dernier sera peu affecté.

D'autres questions qui peuvent survenir concernent les points suivants :

- Est-ce qu'une analyse des effets en aval est toujours nécessaire ou devrait-elle être faite au cas par cas ?
- Est-ce qu'il y a une dimension de site en développement à considérer pour justifier une analyse des effets en aval ?
- Qu'est-ce qui devrait être intégré à une telle analyse (ponceaux, érosion, inondation) ?
- Quelles données sont nécessaires pour compléter une telle étude et quelles devraient être les méthodes à utiliser ?

Une analyse des conditions en aval devrait normalement être faite si le site à développer a une superficie plus grande que 20 ha avec un pourcentage d'imperméabilité supérieur à 25 % ou lorsqu'il est connu que les réseaux en aval sont déjà surchargés. D'un autre côté, une telle analyse ne devrait vraisemblablement pas être complétée si le projet :

- Se draine directement dans un lac de dimensions importantes, dans le fleuve Saint-Laurent ou un cours d'eau de grande importance;
- Lorsque la superficie du projet est plus petite que 2 ha;
- Si le projet est un redéveloppement d'un secteur déjà existant (à condition bien entendu que les conditions hydrologiques existantes soient maintenues et qu'il n'y ait pas de problème connu en aval dans les réseaux).

3.7.2 Contrôle de l'érosion

L'approche qui est préférable pour analyser les problèmes potentiels d'érosion est d'examiner cet aspect à l'échelle du bassin versant ou du sous-bassin, en utilisant des simulations pour déterminer les dépassements des indices d'érodabilité pour les conditions avant et après le développement qui est envisagé à l'intérieur du bassin versant. Ces analyses devraient être basées sur les forces tractrices ou des données de vitesse-durée. Le chapitre 9 traite de cet aspect, en discutant le contexte et les principes d'analyse qui sont recommandés.

À l'échelle du plan directeur pour un développement, lorsque les analyses à plus grande échelle ne sont pas disponibles, on pourra établir les contrôles avec une simulation utilisant une pluie de conception. Le critère qui est recommandé est de retenir pendant 24 heures les débits générés après le développement par une pluie de type NRCS (Natural Resources Conservation Service, antérieurement appelé SCS (Soil Conservation Service)) d'une durée de 24 heures et d'une période de retour d'un an. Les détails pour la dérivation de cette pluie et les autres approches, simplifiée ou détaillée, qui sont recommandées pour les analyses sont décrites au chapitre 9.

Même s'il est possible que les eaux de ruissellement d'un développement en particulier n'augmentent pas de façon significative les débits et niveaux d'eau dans un cours d'eau récepteur (parce que les débits ajoutés par le développement sont faibles relativement aux débits totaux dans le cours d'eau ou pour toute autre raison qui fait en sorte que l'impact sur les débits de pointe dans le cours d'eau est jugé faible), il pourrait tout de même être nécessaire d'effectuer un contrôle pour limiter le potentiel d'érosion.

3.7.3 Contrôle qualitatif

Un certain niveau de contrôle peut être établi en évaluant la vulnérabilité du milieu récepteur et le niveau de développement ou d'imperméabilité anticipé. Deux niveaux de contrôle peuvent être définis, en se basant sur la performance quant à l'enlèvement des matières en suspension (MES) :

- **Protection normale :** pourcentage d'enlèvement des MES de 80 % à long terme sur une base annuelle.
- **Protection minimale :** pourcentage d'enlèvement des MES de 60 % à long terme sur une base annuelle.

Le chapitre 8 du Guide traite de façon plus approfondie de ces critères et de leur justification. La protection normale est applicable pour la plupart des projets. La protection minimale n'est applicable que dans les cas où il est démontré que les milieux récepteurs sont insensibles aux charges de MES et présentent peu de potentiel pour une réhabilitation partielle ou totale. Généralement, on pourra avoir recours à ce type de protection dans les situations suivantes :

- Zones où les habitats aquatiques se sont adaptés à de fortes concentrations de MES avant les changements dans le bassin versant (par exemple, des conditions d'habitats aquatiques qui peuvent se retrouver naturellement dans des secteurs avec des sols de granulométrie fine);
- Cours d'eau qui ont été fortement altérés (par l'urbanisation ou des pratiques agricoles) et où il est démontré qu'il y a peu de potentiel de réhabilitation des écosystèmes.

Dans certains cas particuliers, une protection accentuée pourra être appropriée lorsqu'il apparaît que des habitats très sensibles pourront être affectés par les rejets de réseaux pluviaux. On pourra dans ces cas augmenter le contrôle à 90 % pour les MES.

Par ailleurs, l'autre paramètre devant être contrôlé est le **phosphore**, pour lequel un pourcentage d'enlèvement de 40 % est recommandé.

Un autre aspect qui peut nécessiter un contrôle est l'augmentation de la température de l'eau associée à l'urbanisation et qui peut être accentuée par la présence de bassins de rétention. Lorsque cette élévation de température peut causer un problème pour les milieux récepteurs et qu'il n'y a pas de planification à plus grande échelle qui traite de cet élément, certaines mesures de mitigation peuvent être envisagées :

- Le contrôle à l'échelle des lots (près de la source) est maximisé;
- Un mécanisme de refroidissement à la sortie de l'émissaire;
- Un mécanisme améliorant la dilution ou la diffusion des eaux;
- Une stratégie pour l'utilisation de plantation pour maximiser les zones d'ombrage;
- Configuration des ouvrages de façon à ce que de grandes surfaces d'eau exposées directement soient minimisées;
- Techniques alternatives d'aménagement du site.

3.7.4 Recharge/Cycle hydrologique

Aucune exigence de base n'est ici recommandée de façon générale, quoique le recours à des processus d'infiltration soit encouragé par l'entremise des principes d'aménagement et de pratiques optimales de gestion favorisant l'infiltration et la diminution des volumes de ruissellement.

À titre d'exemple, la Ville de Toronto exige que les premiers 5 mm de toutes les précipitations soient complètement infiltrés sur le site ou près de la source. D'autres manuels, comme ceux de l'état du Maryland (2000) ou du Vermont (2001), recommandent par ailleurs d'infiltrer une certaine quantité de pluie en fonction des types de sol (classification du NRCS). Le tableau 3.3 donne les quantités recommandées au Vermont.

Tableau 3.3

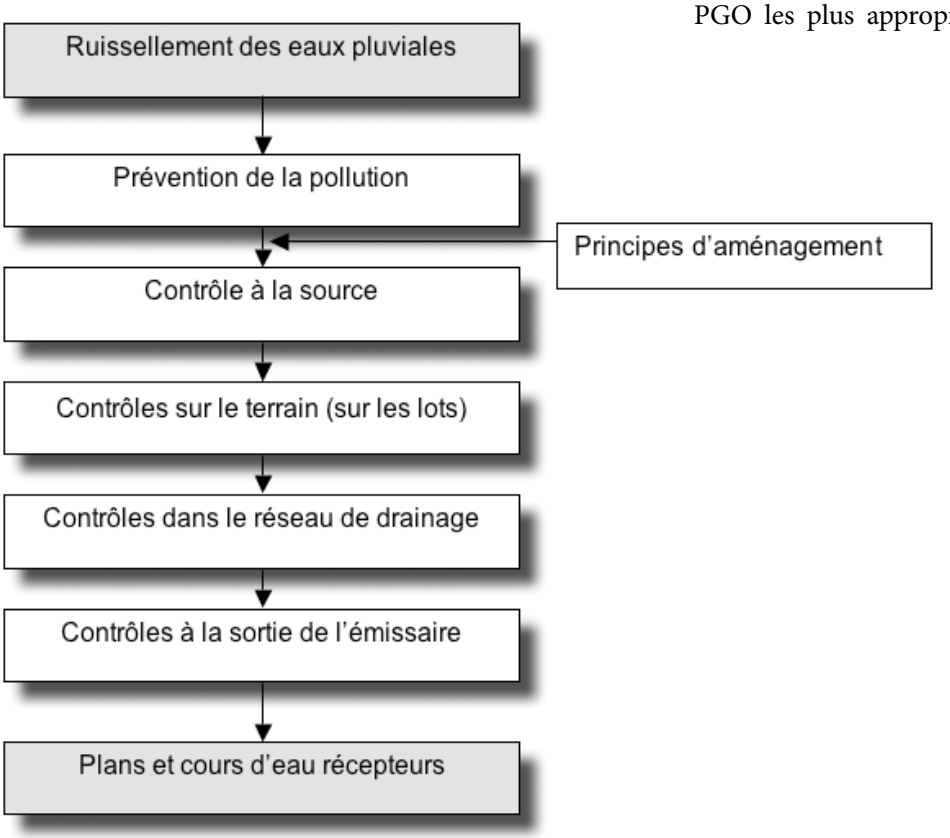
Valeurs recommandées pour la recharge en fonction du type de sol (adapté de Vermont (2001).

Type hydrologique de sol (classification du NRCS – 1999)	Exigences pour la recharge de la nappe
A	10 mm
B	6 mm
C	2,5 mm
D	Pas d'exigence

3.7.5 Résumé des critères et sélection d'un plan de gestion des eaux pluviales

De façon générale, l'objectif de base qui doit être visé par une planification pour la gestion des eaux pluviales est de préserver le cycle hydrologique naturel, en tenant compte des quatre aspects précédemment discutés (contrôle quantitatif, contrôle de l'érosion, contrôle qualitatif et contrôle pour la recharge ou le maintien du cycle hydrologique de base). Le niveau idéal de planification pour définir adéquatement les différents ouvrages et pratiques de gestion optimales qui permettront d'atteindre ces objectifs est évidemment à l'échelle du bassin versant ou du sous-bassin.

En l'absence d'analyses à ces échelles, la sélection des pratiques de gestion optimales devrait toujours avoir comme objectif de préserver le cycle hydrologique naturel, en utilisant un principe de filière de traitement. Comme le montre la figure 3.5, on devrait tout d'abord, dans la mesure du possible, prévenir la pollution et évaluer en premier lieu les possibilités de contrôle à l'échelle du lot (le plus près possible de la source), ensuite les contrôles dans les réseaux et, finalement, à l'émissaire avant le rejet au cours d'eau. Le chapitre 11 discutera en profondeur des différentes pratiques de gestion optimales (PGO) pouvant être mises en place à différents endroits; le chapitre 14 fournit par ailleurs une grille d'analyse permettant d'encadrer la prise de décision quant aux PGO les plus appropriées pour un site en particulier.



Source : Tiré et adapté de l'UDFCD (1992), Urbonas et Roesner (1993), MOE (2003); InfraGuide (2003).

Figure 3.5 Chaîne de traitement relative au contrôle du ruissellement.

RÉFÉRENCES

Liste des documents d'encadrement produits par le MDDEP sur la GIEBV (à jour 20 août 2007)

Gestion intégrée de l'eau par bassin versant
Documents d'encadrement

- Fiches d'information
  - Les clés du succès d'un projet pilote en milieu rural
  - Dispositifs expérimentaux permettant d'évaluer l'effet de la mise en oeuvre de bonnes pratiques agricoles sur la qualité de l'eau
  - Guide pour l'élaboration d'un plan directeur de l'eau: sommaire
  - La gestion intégrée de l'eau par bassin versant: une voie d'expression du développement durable
  - Contrôle de la pollution diffuse d'origine agricole: quelques réflexions basées sur la modélisation de scénarios de pratiques agricoles pour atteindre le critère du phosphore pour la prévention de l'eutrophisation dans la rivière aux Brochets
  - L'analyse de bassin versant
  - Efficacité des bandes riveraines: analyse de la documentation scientifique et perspectives
  - Aide-mémoire pour élaborer un plan directeur de l'eau
- Cadre de référence
- Élaboration d'un plan directeur de l'eau: guide à l'intention des organismes de bassins versants
- Capacité de support des activités agricoles par les rivières: le cas du phosphore total
- Détermination d'objectifs relatifs à la réduction des charges d'azote, de phosphore et de matières en suspension dans les bassins versants prioritaires
- Développement d'une vision pour un bassin versant
- Gestion intégrée de l'eau par bassin versant: concepts et application
- Habiletés nécessaires aux organismes de bassins versants pour la gestion intégrée de l'eau
- Politique nationale de l'eau
- Guide de mise en place d'une organisation de bassin versant

BOUCHER, Isabelle (2010). La gestion durable des eaux de pluie, Guide de bonnes pratiques sur la planification territoriale et le développement durable, ministère des Affaires municipales, des Régions et de l'Occupation du territoire, coll. « Planification territoriale et développement durable », 118 p. (www.mamrot.gouv.qc.ca)

Debo, T. and A. Reese. 1992. *Determining downstream analysis limits for detention facilities*. Proceedings from International Conference on Innovative Technologies in the Domain of Urban Stormwater Drainage.

Friedman, Avi (2007). *Sustainable residential development*. McGraw-Hill, New-York.

InfraGuide (2003). *Contrôles à la source et sur le terrain des réseaux de drainage municipaux*. Guide national pour des infrastructures municipales durables, CNRC et Fédération canadienne des municipalités, Ottawa.

Maryland Department of the Environment (MDE) (2000). *Maryland Stormwater Design Manual: Volume 1 and 2. Maryland Department of the Environment*, Annapolis, Maryland.

Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs (MDDEP) (2002). *Politique Nationale de l'eau*. MDDEP, ISBN-2-550-40074-7 (PDF).

Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs (MDDEP) (2007). Politique – *Protection des rives, du littoral et des plaines inondables – Guide d'interprétation*. Publications du Québec, ISBN-978-2-551-19737-8.

Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs (MDDEP) (2007). *Calcul et interprétation des objectifs environnementaux de rejet pour les contaminants du milieu aquatique, 2e édition*, Québec, ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs, Direction du suivi de l'état de l'environnement, ISBN-978-2-550-49172-9 (PDF), 57 p. et 4 annexes.

Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs (MDDEP) (2008). *Critères de qualité de l'eau de surface*, Direction du suivi de l'état de l'environnement, ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs, Québec, ISBN 978-2-550-53364-1 (PDF), 424 p. et 12 annexes.

Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs (MDDEP) (2008). *Guide d'interprétation du Règlement sur l'application de l'article 32 de la Loi sur la qualité de l'environnement*, Québec, Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs, Direction des politiques de l'eau, 49 p. ISBN 978-2-550-53449-5.

Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs (MDDEP) (2003). *Guide d'aménagement des lieux d'élimination de neige et mise en oeuvre du Règlement sur les lieux d'élimination de neige*. Ministère du développement durable, de l'environnement et des parcs, Québec. Document disponible sur internet (http://www.mddep.gouv.qc.ca/matieres/neiges_usees/index.htm).

MOE (2003). *Stormwater Management Planning and Design Manual*. Ministère de l'environnement de l'Ontario, Toronto, On.

MPCA (*Minnesota Pollution Control Agency*) (2005). *Minnesotta Stormwater Manual*. Minnesota Stormwater Steering Committee, Minnesotta.

Rivard, G. (2005). *Gestion des eaux pluviales – Concepts et applications*. 2e édition, Alias Communication Design, Laval.

Urbonas, B. R., et L.A. Roesner, 1993. *Hydrologic Design for Urban Drainage and Flood Control, Handbook of Hydrology*, publié par D.R. Maidment, New York: McGraw-Hill, p. 28-1-28-52.

Vermont Agency of Natural Resources, 2001. *Vermont Stormwater Management Manual*, rédigé par le Center for Watershed Protection, (Vermont) É.-U.

DÉVELOPPEMENT DU TERRITOIRE ET GESTION DES EAUX PLUVIALES

CHAPITRE 4

4.1 INTRODUCTION

La première étape pour assurer une gestion adéquate et optimale des eaux pluviales, tant pour des secteurs en développement que pour des secteurs déjà en place, consiste à bien planifier l'aménagement du site lors de la conception des réseaux. Le développement d'un territoire peut se faire de façon à minimiser les impacts sur les ressources et les milieux récepteurs en utilisant des concepts simples comme la conservation des espaces et du mode de drainage naturel, la réduction des surfaces imperméabilisées et une meilleure intégration des techniques végétales permettant d'assurer un traitement à la source. La reconnaissance des possibilités qui sont offertes lors de la conceptualisation des projets conduit nécessairement, dans certains cas, à une remise en question quant aux normes de conception des espaces imperméabilisées en milieu urbain comme les rues et les aires de stationnement, les marges de recul ou tout autre paramètre pouvant avoir un effet direct sur la part du site qui sera imperméabilisée. Il y a donc lieu, tôt dans l'élaboration du concept d'aménagement, de favoriser un dialogue entre les responsables de l'urbanisme et de l'aménagement du territoire et ceux responsables de l'élaboration des systèmes de drainage puisque l'interaction entre les deux champs de responsabilité apparaît évidente pour produire un aménagement mieux adapté.

Ces différentes approches, qui ont peu été utilisées et répandues à large échelle au Québec jusqu'à maintenant, portent différents noms dans la littérature anglophone (*Low Impact Design* (LID), *Better Site Design Practices* ou *Conservation Design*) mais ces approches ont toutes en commun certains objectifs de base (Prince George's County, 1999; Center for Watershed Protection, 1998a; Delaware DNR, 1997; Amec *et al.*, 2001; Puget Sound Action Team, 2005) :

- Gestion des eaux de ruissellement, tant d'un point de vue quantitatif que qualitatif, aussi près de la source qu'il est possible, tout en tentant de minimiser la portion des eaux de ruissellement qui devra être collectée et acheminée en réseau. Soulignons que cette vision de la gestion des eaux pluviales implique nécessairement un recours plus important à des principes d'infiltration et à une gestion à la source, contrairement au modèle traditionnel de drainage, qui sous-tend une évacuation rapide et très efficace des eaux de ruissellement.
- Prévention des impacts associés aux eaux de ruissellement plutôt que d'avoir à mettre en place ultérieurement des mécanismes de mitigation de ces impacts.
- Utilisation de méthodes simples et souvent non structurales pour la gestion des eaux pluviales, qui sont souvent moins coûteuses et nécessitent moins de maintenance que des contrôles structuraux.
- Création d'un aménagement paysager qui soit multifonctionnel.
- Utilisation de l'hydrologie naturelle du site pour encadrer son développement.

La réduction des impacts potentiels des eaux de ruissellement par une meilleure conception du site, de son aménagement général et des modes de drainage devrait être la première considération de la personne responsable de la conception du système de drainage. En termes d'opération, de coûts et d'esthétisme, l'utilisation

de meilleures pratiques pour le développement des sites offre des bénéfices importants par rapport à d'autres approches impliquant davantage un contrôle plus en aval. À titre d'exemple, des analyses du *Center for Watershed Protection* (1998b) ont démontré que l'utilisation de meilleurs principes d'aménagement du territoire pouvait conduire à une réduction des surfaces imperméables et du ruissellement de 7 à 70 %, dépendant des conditions du site. Pour un site avec des habitations de type résidentiel avec une densité moyenne, ces analyses indiquent que l'application de meilleures techniques pour l'aménagement pouvait réduire le couvert imperméable et le ruissellement annuel de 24 %, réduire de moitié les charges polluantes de phosphore et augmenter l'infiltration sur le site de 55 %. Il est donc essentiel que les opportunités d'avoir recours à ces approches soient adéquatement explorées lors de la conceptualisation des systèmes de drainage pour un site en particulier, avant même de considérer des contrôles structuraux mis en place en aval du site.

Du point de vue des eaux de ruissellement et des différents impacts que le développement peut produire, le paysage urbain peut être vu comme une combinaison de **trois types de zones.** La première zone comprend les espaces non développés ou naturels, qui sont souvent des parcs ou des aménagements par exemple autour des cours d'eau. La deuxième zone est celle où nous vivons et travaillons; elle comprend les maisons ainsi que les cours autour des habitations (avant, arrière ou latérales). Enfin, la dernière zone concerne les espaces alloués pour l'automobile et les déplacements; elle inclut notamment les rues, les entrées charretières ainsi que les aires de stationnement. Les dimensions, l'apparence, la localisation ainsi que la conception de ces trois zones sont déterminées en grande partie par la réglementation municipale et les normes provinciales ou canadiennes en ce qui a trait à la conception des routes ou autoroutes.

Avant de présenter à la section 4.3 les différents principes pouvant guider la planification et l'aménagement de chacune des trois zones, il y a lieu tout d'abord de fournir, à la section suivante, une description des ressources qui peuvent se retrouver sur un site et qu'on pourra être appelé à protéger. La prise en compte des ressources existantes avant le développement implique nécessairement dans plusieurs cas une analyse à plus grande échelle et touchant plusieurs sous-bassins, rejoignant ainsi une gestion par bassin versant. La section 4.4 discutera brièvement des barrières qui doivent être surmontées dans certains cas alors que la section 4.5 présentera des exemples concrets d'application.

4.2 ÉVALUATION DU SITE ET CARACTÉRISATION DES RESSOURCES

Bien que les approches impliquant une vision à l'échelle du bassin versant ne soient pas discutées en profondeur dans le présent guide, les considérations à cette échelle devront nécessairement, dans certains cas, faire partie du processus de planification. On pourra notamment à cet effet consulter la documentation pertinente qui a été produite au cours des récentes années par le MDDEP mais, pour les fins de la présente discussion, on peut évidemment souligner que plusieurs des décisions touchant l'aménagement d'un site doivent être adéquatement intégrées à une planification à plus grande échelle, comme on le décrivait aux chapitres 2 et 3. Cette vision globale est importante pour plusieurs raisons :

- Les approches de gestion par bassin versant permettent de prendre en compte et d'influencer la distribution du développement, en fonction notamment des ressources existantes et des impacts potentiels à plusieurs échelles.
- Les surfaces imperméables sont importantes à considérer si les ressources en aval doivent être protégées et l'analyse de l'occupation du sol, dans une perspective de bassin versant, favorise une meilleure connaissance des impacts cumulatifs reliés au développement du bassin versant.
- Une approche plus adéquate de la protection des ressources peut être développée et mise en application lorsqu'elle est basée sur certaines considérations associées au bassin versant (comme par exemple les pentes fortes, les hauts niveaux de la nappe phréatique ou les besoins ou contre-indications pour la recharge de la nappe).
- Une approche par bassin versant permet également aux promoteurs et au public en général de mieux comprendre les décisions touchant l'occupation du sol et le développement.
- Les décisions prises quant à l'occupation du sol dans un contexte de gestion par bassin versant fournissent aux élus municipaux une base rationnelle qui peut être mieux comprise par la population.

Dans ce contexte, les ressources et les limitations ou contraintes qui peuvent leur être associées doivent nécessairement être discutées et intégrées aux analyses globales pour le développement d'un site. Plusieurs de ces ressources, comme par exemple les zones inondables ou la protection des littoraux, font déjà l'objet de contrôles et de réglementations à l'échelle municipale ou provinciale. La description et la discussion qui suivent ne visent évidemment pas à remplacer les différents documents qui sont déjà existants pour la protection de certaines ressources spécifiques mais ont surtout pour principal objectif de mettre en évidence un certain nombre d'éléments qui doivent être considérés lorsqu'on étudie le mode de gestion des eaux pluviales qui serait optimal pour un site.

Les ressources naturelles d'un site qui sont importantes à préserver ou à affecter le moins possible comportent des éléments qui sont bénéfiques aux milieux récepteurs. Un autre bénéfice pour le public en général est de contribuer dans plusieurs cas à réduire les débits et volumes de ruissellement, à traiter dans une certaine mesure ces eaux de ruissellement et à prévenir des dommages sur le site proprement dit ou plus en aval. Les différentes ressources importantes à prendre en compte lorsqu'on parle de gestion des eaux pluviales incluent notamment :

- Les milieux humides;
- Les plaines inondables;
- Les forêts;
- Les champs;
- Les rives;
- Les sols ;
- Autres éléments comme les dépressions de surface et le réseau naturel de drainage.

Tout en reconnaissant qu'un certain chevauchement puisse en pratique exister entre certains de ces éléments (comme par exemple les zones inondables et les rives) et que les bénéfices qui leur sont associés puissent être cumulatifs, les différentes sections qui suivent présenteront une discussion plus en profondeur de chacun de ces aspects pris indépendamment. Avant cette discussion, il y a toutefois lieu de placer chacun de ces éléments dans un contexte d'analyse plus global.

4.2.1 Principes d'écologie pour l'analyse et l'aménagement des ressources

Certains principes généraux peuvent être utiles pour guider les responsables de l'aménagement urbain en tenant compte des systèmes écologiques (Delaware DNR, 1997). Le tableau ci-dessous résume ces principes de base.

Tableau 4.1

Principes d'écologie et d'aménagement appliqués au design urbain (adapté de Delaware, 1997).

▪ Les anciennes ressources ont plus de valeur que les nouvelles (marais, milieux humides et les forêts sont des ressources clés)
▪ Les habitats complexes ont plus de valeur que les habitats simples
▪ Les larges terrains ont plus de valeur que les petits terrains (les plaines inondables sont des ressources clés)
▪ La fragmentation réduit la fonction de l'écosystème
▪ La valeur des petits terrains est augmentée lorsqu'ils sont raccordés à de plus grandes zones (les cours d'eau et sous-bassins en tête de bassin versant sont des ressources clés)
▪ Les espèces rares sont importantes et devraient être considérées
▪ Notre connaissance du système global est limitée et imparfaite (facteurs de sécurité à considérer)

Âge et complexité de l'écosystème

Les milieux humides, plaines d'inondation et forêts matures sont des ressources clés à préserver puisqu'elles sont généralement les plus anciennes et les moins modifiées. L'importance accrue des ces ressources s'explique notamment par la fonction de l'écosystème, qui augmente avec le temps. L'évolution de la complexité et de la fonction d'un écosystème peut par exemple être observée dans la succession d'un champ de culture jusqu'à une forêt mature. Cette évolution est illustrée graphiquement par les images de la figure 4.1.

Lorsqu'un environnement non habité est colonisé au début par des plantes et des animaux, la communauté est simple, change rapidement (instable) et montre peu de signes d'organisation (photo 1 de la figure 4.1). On verra apparaître après 1 à 5 ans des plantes qui sont capables de croître avec un sol faible en matière organique, qui peuvent soutenir de longues périodes de sécheresse et qui peuvent soutenir beaucoup de soleil.

Avec le temps, des accumulations spécifiques de végétaux plus diversifiés apparaîtront et on observera le remplacement des herbes par des arbustes. Le contenu

organique du sol augmente par la décomposition de la végétation et l'ombre créé par les arbustes contribuera à réduire l'évaporation. Ce type de changement se verra après 5 à 10 ans.

Par la suite, la croissance des arbres s'accentuera et on verra apparaître des boisés, où les arbres croissent en hauteur avec une quantité d'arbustes et de plantes herbacées qui donnent une densité appréciable à l'écosystème (photo 3 de la figure 4.1). Cette période peut durer de 10 à 50 ans. Avec le temps, au fur et à mesure que la forêt gagne en maturité, on observe après 100 à 200 ans que la forêt comprend des arbres de dimensions appréciables et que la présence d'arbustes et de plantes au sol est moins appréciable (photo 4 de la figure 4.1).

Ces considérations concernant l'état et le degré de maturité des écosystèmes peuvent à première vue sembler éloignées de la gestion des eaux pluviales mais elles sont plutôt fondamentales si on veut développer le territoire en minimisant les impacts sur les milieux récepteurs. À chaque degré de maturation des écosystèmes correspond une réponse hydrologique définie et, dans un contexte où on vise à minimiser les impacts du développement urbain en tentant de reproduire le mieux possible la réponse hydrologique des systèmes existants avant le développement, on devra nécessairement établir les critères de contrôle en fonction de ces écosystèmes qu'on remplace par des habitations et des surfaces imperméables.

Dimensions du territoire et fragmentation

La fonction d'un écosystème augmente en fonction de ses dimensions et diminue par ailleurs en fonction de sa fragmentation; c'est d'ailleurs une des prémisses du système de parcs de conservation au niveau provincial ou national, qui dicte que de grands territoires sont requis pour préserver la fonction et la valeur des écosystèmes comme un tout. Dans le cas du développement urbain, l'inverse est vrai et, au fur et à mesure que les systèmes naturels sont coupés et fragmentés par la mise en place de rues, de bâtiments et de systèmes d'utilités publiques, la fonction des écosystèmes s'en trouve réduite. La forme du territoire a également une influence sur la fonction de l'écosystème, une forme carrée ou ronde étant plus appropriée qu'une forme irrégulière ou rectangulaire parce qu'elle contient une plus grande proportion d'habitat intérieur.

Figure 4.1 Évolution des ressources avec le temps et de la complexité des écosystèmes.

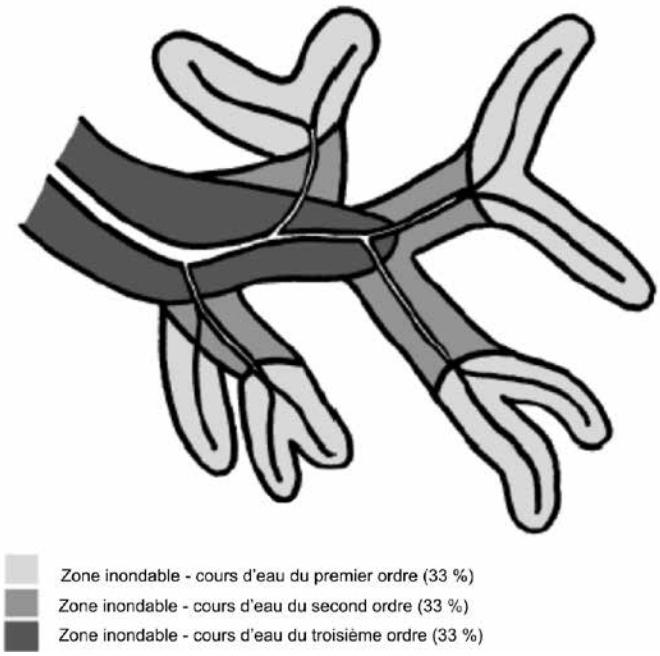


Figure 4.2 Illustration des zones inondables associées aux cours d'eau de différents ordres.

Importance des zones riveraines des cours d'eau de premier ordre

Les cours d'eau de premier ordre sont ceux qui n'ont pas d'affluent; ils se retrouvent donc dans la partie la plus en amont des systèmes hydrographiques, sont souvent situés dans des zones boisées et sont souvent également associés à des lacs ou des zones humides. Ces cours d'eau sont la plupart du temps de faibles dimensions mais leur environnement est important à préserver puisqu'ils ont un impact non négligeable sur les régimes hydrologiques et les zones inondables plus en aval. Leur valeur écologique est également liée au fait qu'ils drainent souvent une partie importante du territoire. Par exemple, il a été établi aux États-Unis que les cours d'eau de premier et second ordre représentaient près de 73 % des cours d'eau inventoriés. La figure 4.2 illustre schématiquement la relation entre l'ordre des cours d'eau et les limites des zones inondables : ceux du premier ordre, qui sont souvent de largeur inférieure à 3 m, représentent approximativement un tiers de la surface totale de zones inondables pour la plupart des bassins versants (Delaware DNR, 1997). Dans ce contexte, il devient important de viser à préserver les zones inondables dans ces secteurs en amont puisque, de façon cumulative, ces petites zones ont un impact non négligeable sur le comportement hydrologique de l'ensemble du bassin versant.

4.2.2 Milieux humides

L'expression « milieu humide » couvre une large gamme d'écosystèmes comme les étangs, les marais, marécages ou les tourbières. Ces milieux sont caractérisés par la présence d'eau durant une période suffisamment longue pour influencer la nature du sol et la composition de la végétation. Ils constituent une zone de transition entre les milieux terrestres et aquatiques et on les retrouve en bordure des lacs ou des cours d'eau, près des estuaires ou de la mer ou enfin dans des dépressions mal drainées. Ces écosystèmes, dans leur état naturel, apportent des bénéfices appréciables à différents niveaux pour la qualité des écosystèmes.

- Ils captent et stockent divers polluants et éléments nutritifs tels que les nitrates ou les phosphates. Ils contribuent ainsi au maintien d'une eau de qualité pour l'alimentation humaine et pour les milieux récepteurs de façon générale. Les zones humides agissent souvent comme un élément d'absorption pour différents polluants comme les matières en suspension, l'azote et le phosphore. Le tableau 4.2 illustre cette caractéristique des marais naturels.

Tableau 4.2
Gamme et pourcentage médian de rétention des matières en suspension, des nitrates et phosphore totaux pour des marais naturels
(adapté de Delaware DNR (1997) – source : Shaver et Maxted, 1993)

Polluant	Nombre de sites			Rétention nette (%)	
	Total	Puits	Source	Gamme	Médiane
MES	8	8	0	23 à 93	76
N Total	28	28	0	14 à 100	77
P Total	34	25	9	-171 à 98	44

- Ils emmagasinent les eaux de ruissellement et les précipitations, atténuant ainsi les risques d'inondation. Ils agissent en retenant temporairement les eaux de crue et en désynchronisant également l'arrivée des pointes de débit dans le système hydrographique en aval. Ils contribuent aussi à réduire les débits et volumes de ruissellement durant les événements pluvieux de faible importance, ce qui minimise les forces érosives dans les cours d'eau et protègent les habitats qu'on y retrouve.
- Ils stabilisent les sols, freinent les effets du vent et contribuent à dissiper la force des vagues et des marées ainsi que l'érosion des rives par le courant.

- Ils constituent une importante réserve pour la biodiversité et représentent des zones d'alimentation, de reproduction, d'abri, de refuge et de repos pour de nombreuses espèces allant des micro-organismes aux insectes, amphibiens, reptiles, oiseaux, poissons et mammifères. Ils contribuent ainsi de manière importante à la production des ressources en espèces sauvages pour la chasse, la pêche et le piégeage.

La localisation des systèmes de traitement pour les eaux pluviales dans les aires qui furent des milieux humides avant leur conversion pour leur présente utilisation (par exemple avant d'être converti en champs de culture) offre une meilleure garantie de succès. Leur localisation dans des zones qui sont déjà affectées par le développement permet également d'offrir un meilleur gain environnemental et d'atteindre des objectifs multiples. La mise en place de marais artificiel peut être une des techniques envisageables pour un site en particulier et certains guides techniques détaillés sont disponibles.

Au Québec, les projets pouvant affecter les milieux humides sont assujettis à une demande d'autorisation en vertu du deuxième alinéa de l'article 22 de la Loi sur la qualité de l'environnement (L.R.Q., c. Q-2), qui prévoit que les travaux prévus « … dans un cours d'eau à débit régulier ou intermittent, dans un lac, un étang, un marais, un marécage ou une tourbière… » sont assujettis à l'obtention préalable d'un certificat d'autorisation du ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs du Québec. Pour la démarche d'autorisation, le MDDEP distingue les territoires visés par la loi en deux grands ensembles, soit les basses terres du Saint-Laurent et la plaine du lac Saint-Jean et le reste du Québec. Les différentes conditions à respecter pour les demandes d'autorisation pour chaque catégorie sont décrites sur le site du MDDEP.

4.2.3 Zones inondables

Les zones inondables sont les zones relativement basses en bordure des rivières, lacs et océan et qui sont périodiquement inondées lors des crues. Tout en remplissant souvent des fonctions sociales comme espaces verts avec une utilisation récréative, elles remplissent plusieurs autres fonctions importantes touchant la diversité biologique des milieux, le cycle hydrologique, la géomorphologie des cours d'eau et le contrôle de la qualité des eaux.

Pour les aspects qui concernent directement la gestion des eaux pluviales, les plaines inondables fournissent des zones de stockage et d'acheminement des eaux lors de crues importantes. Dans leur état naturel, elles servent à réduire les vitesses d'écoulement et les débits de pointe lorsque l'eau passe à travers la végétation souvent plus dense qu'on y retrouve. Les zones inondées peuvent également réduire la sédimentation et filtrer différents polluants qui peuvent être associés aux matières en suspension.

Reconnaissant la valeur écologique et biologique des plaines inondables et également pour minimiser les conséquences liées au développement dans ces zones, le Québec s'est doté en 1987 d'une politique gouvernementale en matière de protection des rives, du littoral et des plaines inondables. En 1996, cette politique a été révisée afin de résoudre des difficultés rencontrées lors de son application, en introduisant la possibilité pour une municipalité régionale de comté (MRC) ou une communauté urbaine de faire approuver un plan de gestion de ses rives et de son littoral et d'adopter des mesures particulières de protection divergeant, en tout ou en partie, de celles de la politique. La dernière révision de la politique en mai 2005 concerne notamment une protection accrue des zones de grand courant des plaines inondables.

Cette politique donne un cadre normatif minimal; elle n'exclut pas la possibilité pour les différentes autorités gouvernementales et municipales concernées, dans le cadre de leurs compétences respectives, d'adopter des mesures de protection supplémentaires pour répondre à des situations particulières. Un guide des bonnes pratiques, produit par le MDDEP (2007), fournit des informations techniques quant à l'application de la politique. Plusieurs des éléments de la politique, dont l'établissement de la ligne des hautes eaux, la définition des rives, du littoral et des plaines inondables peuvent avoir un impact non négligeable sur l'aménagement d'un site. On devra donc se référer au besoin à la version la plus récente de la politique et du guide pour tenir compte de ces éléments.

4.2.4 Bande riveraine (rives)

Le concept de bande riveraine élaboré dans cette section est tiré de la publication de Schueler (1995) et doit être adapté pour être appliqué au Québec. La *Politique de protection des rives, du littoral et des plaines inondables*

(PPRLPI) adoptée par l'état québécois considère qu'une bande de **protection intégrale** d'une largeur de 10 à 15 mètres doit être appliquée sur tous les lacs et cours d'eau permanents comme intermittents. Cette bande y est définie comme la rive du lac ou du cours d'eau. Le régime de protection qui doit être appliqué sur une rive, entre autres par les réglementations municipales, s'apparente en partie à celui qui est proposé par l'auteur pour la bande immédiate adjacente au plan d'eau.

Plusieurs auteurs dont Gagnon et Gangbazo (2007) nomment « bande riveraine » un espace riverain sous couvert végétal permanent composé d'un mélange de plantes herbacées, d'arbustes et d'arbres adjacents à un cours d'eau ou à un lac. Dans nombres de situations, ces bandes riveraines peuvent être assimilées à la rive telle que définie dans la PPRLPI, mais ce n'est pas toujours le cas. Les rives assurent la transition entre les écosystèmes aquatiques et terrestres et elles constituent souvent une zone entre le cours d'eau et la plaine de débordement. L'analyse et la délimitation des rives sont donc abordées directement dans la PPRLPI.

Parce qu'elles font la jonction entre ces deux milieux différents et qu'elles subissent de nombreuses perturbations naturelles, les rives sont particulièrement dynamiques et diversifiées. Cette grande diversité s'explique par la juxtaposition de trois écosystèmes (aquatique, riverain et terrestre) sur une superficie relativement restreinte, par la présence d'eau, de nourriture et d'un couvert protecteur, par la diversité de structure de la végétation, par l'importance de l'effet de lisière créé par les écotones et par la variabilité des conditions au gré des saisons. On doit toutefois noter que pour jouer pleinement ces rôles, les rives doivent être suffisamment larges, comporter trois strates – herbacée, arbustive et arborescente – et être composées d'espèces indigènes.

Les rives peuvent remplir plusieurs fonctions importantes qu'on peut regrouper en deux classes, soit la prévention ou la réduction de la contamination de l'eau (fonction d'assainissement) et le maintien des habitats aquatiques et riverains (fonction écologique). Les rives représentent à la fois un habitat pour la faune et la flore, un écran contre le réchauffement excessif de l'eau, une barrière contre les apports de sédiments dans les plans d'eau, un rempart contre l'érosion des sols et des rives, un régulateur du cycle hydrologique, un filtre contre la pollution de l'eau et un brise-vent naturel. Elles jouent également un rôle important dans la protection de la qualité esthétique du paysage.

Concrètement, la fonction première des rives est de protéger les cours d'eau, lacs ou milieux humides et elles peuvent être utilisées dans l'élaboration du concept d'aménagement d'un site pour capturer et filtrer les polluants qui seront générés. Leur efficacité dépend de plusieurs facteurs dont notamment leur largeur, la topographie du terrain, le type de végétation qui la compose, la présence d'une infrastructure de drainage agricole de surface, le type de sol, les conditions climatiques et leur emplacement dans le bassin versant. De plus, il a été démontré que les rives dans leur état naturel peuvent n'avoir qu'un impact limité sur la qualité des eaux de ruissellement, principalement à cause de la façon dont ces eaux atteignent les bandes riveraines dans les bassins versants urbains (Schueler, 1995). La figure 4.3 illustre cet élément. Pour être efficace dans l'épuration des eaux, une rive doit être alimentée par un écoulement en nappe; or, comme le montre le schéma de la figure 4.3, les entrées des eaux de ruissellement se font davantage en des points précis alimentés par des exutoires du réseau de drainage. Ceci réduit donc considérablement le pourcentage d'un bassin qui pourra voir ses eaux de ruissellement traitées par une rive.

Pour optimiser le traitement, on pourra prévoir à la limite de la zone extérieure une zone de dépression et une bande filtrante engazonnée. Les eaux de ruissellement qui seront captées par la dépression seront par la suite réparties uniformément pour créer un écoulement en nappe, favorisant ainsi une meilleure filtration des sédiments transportés et infiltration dans la rive. Schueler (1995) propose par ailleurs certains critères de performance qui peuvent être considérés pour améliorer l'efficacité des rives. Il suggère la création d'une bande riveraine intégrant la rive, dont la conception et la gestion inclurait notamment les éléments suivants :

1. **Largeur minimale de la bande riveraine.**
   Pour protéger adéquatement les cours d'eau, une largeur de 30 m est recommandée (Schueler, 1995). La figure 4.4 résume certains éléments de conception à prendre en compte pour l'utilisation d'une bande riveraine pour le traitement des eaux pluviales. Sur cette figure, la bande adjacente constituerait la rive et sa largeur devrait être de 10 à 15 m selon la pente selon la PPRLPI.

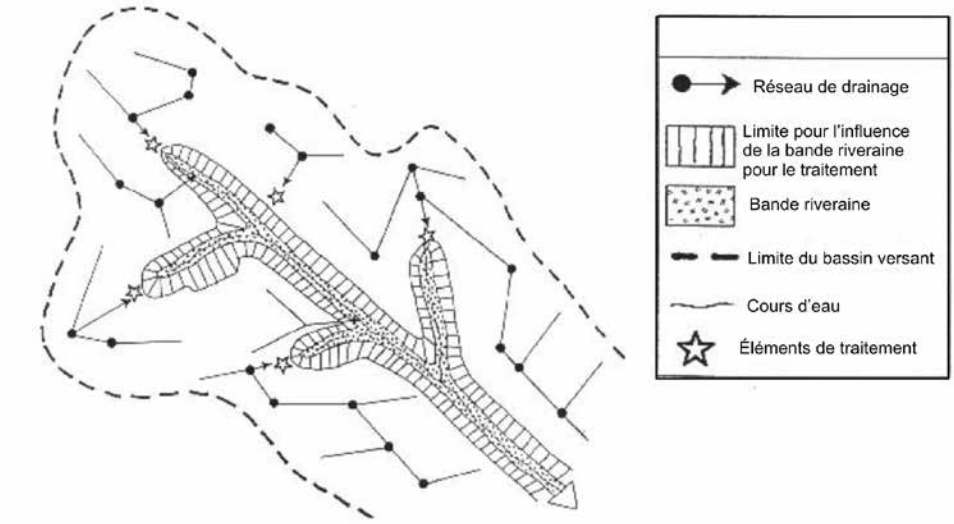


Figure 4.3 Modes d'entrée des eaux de ruissellement urbain avec un mode de drainage conventionnel.

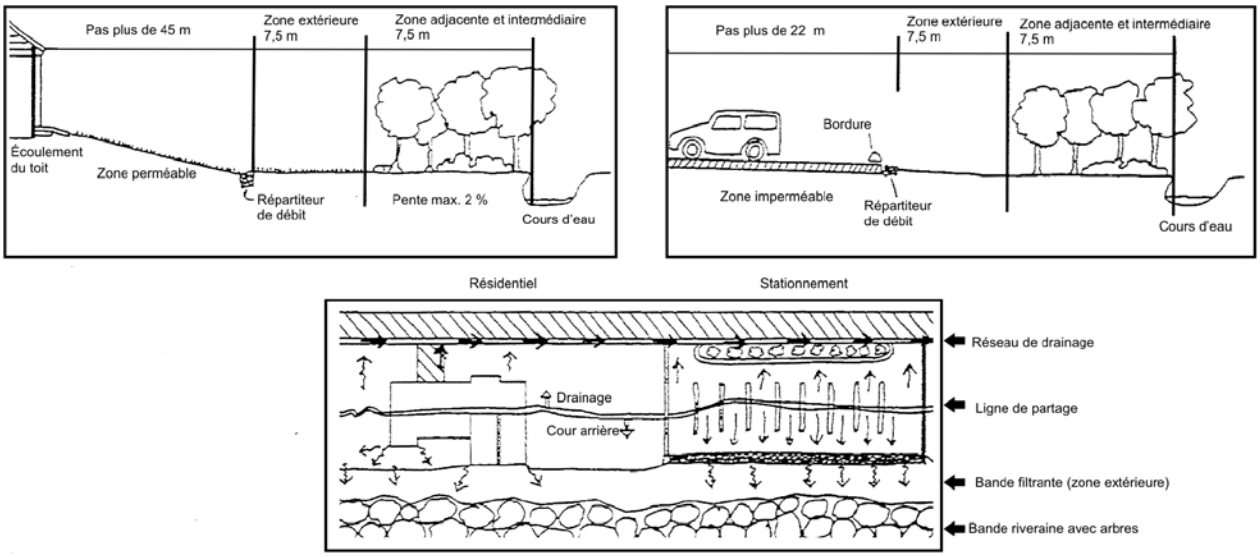


Figure 4.4 Critères de conception pour l'utilisation d'une rive pour le traitement des eaux pluviales (adapté de Schueler, 1995).

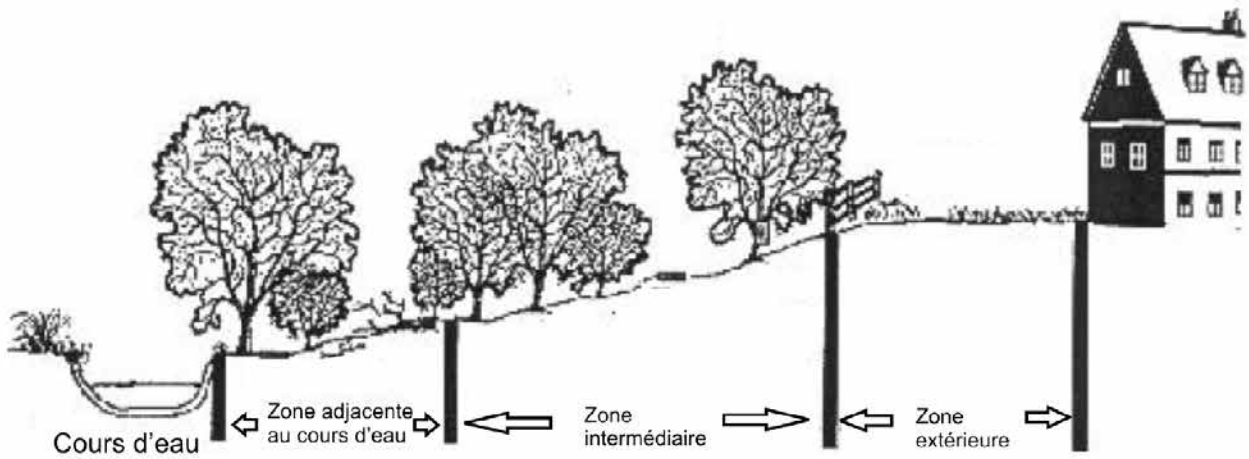


Figure 4.5 Bande riveraine divisée en trois zones (adapté de Schueler, 1995).

2. **Système avec trois zones, en divisant la bande comme le montre la figure 4.5.**
   Comme le montre la figure 4.5, la bande riveraine devrait être, pour fins d'analyse, subdivisée en trois zones distinctes. Chaque zone remplit une fonction différente et a une largeur différente et des types de végétation et d'aménagement distincts.

   La **zone adjacente au cours d'eau ou rive** protège l'intégrité physique et écologique de l'écosystème du cours d'eau. Le type de végétation est une forêt mature qui peut fournir de l'ombre, des débris de feuilles et de bois et une protection contre l'érosion. Selon la PPRLPI, une largeur minimale est de 10 à 15 m de chaque côté, soit environ la distance nécessaire pour un rideau significatif d'arbres matures.

   La **zone intermédiaire** a une largeur variable en fonction de la nature du cours d'eau, des dimensions de la plaine inondable 1 dans 100 ans, des pentes adjacentes et des marais ou zones humides en rive. Ses principales fonctions sont de protéger les composantes essentielles du cours d'eau et de servir de zone tampon entre le développement et le cours d'eau. On y retrouve également une forêt mature mais plus clairsemée, avec des espaces pour des ouvrages de gestion des eaux pluviales ou pour des utilisations récréatives. La largeur minimale est de 15 m mais elle peut être augmentée en fonction de la nature du cours d'eau et de sa position dans le bassin versant (ordre du cours d'eau), les pentes ou la présence d'habitats qu'il faut protéger.

   Finalement, la **zone extérieure**, d'une largeur minimale de 7,5 m, sera dans plusieurs cas une arrière-cour de résidence et on y retrouvera donc du gazon ou des aménagements paysagers.
3. **Viser à conserver ou favoriser une forêt mature.**
   En règle générale, on visera à maintenir pour les zones adjacente et intermédiaire une végétation davantage associée à des conditions de prédéveloppement, ce qui sera habituellement une forêt mature. En cas d'absence de ce type de végétation, son implantation devrait y être favorisée. Même si à court terme on ne peut atteindre cet objectif pour différentes raisons, on devra idéalement s'assurer que les mécanismes de gestion mis en place permettront de l'atteindre ultimement. Dans certains cas, on pourra par exemple implanter des arbres afin d'accélérer le processus. On devra également s'assurer que le type de végétation utilisé est bien adapté aux zones qui font l'objet d'une revégétalisation.
4. **Intégration d'autres éléments de traitement dans la bande riveraine.**
   Finalement, pour une bonne gestion des eaux pluviales, il est important de réaliser que les bandes riveraines peuvent être une composante importante dans un système de traitement pour un site. Les bandes riveraines ne pourront traiter en général qu'un faible pourcentage du débit (de l'ordre de 10 %) et on devra donc prévoir également d'autres composantes dans la filière de traitement. La figure 4.4 montre comment les zones adjacente et intermédiaire peuvent être utilisées pour traiter les eaux provenant de secteurs perméables (largeur maximale de 45 m) ou imperméable (largeur maximale de 22 m). Un élément important à mettre en place dans ce cas est un répartiteur de débit, qui permettra d'assurer que les eaux sont réparties uniformément et que l'écoulement se fera en nappe sur les trois zones et non pas de façon concentrée. Le chapitre 11 traitera d'aménagement pour ce type de répartiteur de débit.

4.2.5 Forêts

La présence d'une forêt dans un bassin versant peut affecter de façon importante les conditions hydrologiques. L'impact sur les conditions de ruissellement que peut apporter une forêt dépend notamment de la structure des sols, de la couche organique et de la végétation. Les sols dans les forêts agissent généralement comme des capteurs d'éléments nutritifs, en fonction notamment des caractéristiques de la couche de sol et de la position de la forêt dans le bassin versant. La couche organique fournit une barrière aux sédiments, maintient la porosité de la surface et de hauts taux d'infiltration. La présence d'arbres et de végétation au sol a évidemment un impact important sur la quantité de précipitation qui pourra être transformée en ruissellement. L'interception de la précipitation par les feuilles des arbres, par la végétation au sol et par la couche organique fait également en sorte que le ruissellement est minimisé.

4.2.6 Champs

Les champs représentent souvent un état de transition vers l'établissement d'une forêt. Dans le contexte d'une

gestion des eaux pluviales, les champs peuvent servir de bandes filtrantes, en captant physiquement les matières en suspension, par des processus de biofiltration et en favorisant l'infiltration.

4.2.7 Autres éléments

Les autres éléments à considérer pour la caractérisation d'un site incluent les dépressions naturelles de la surface, le système naturel de drainage ainsi que les caractéristiques des sols en place.

Avant le développement, les sites naturels ont souvent un pourcentage appréciable de la superficie qui est constitué de dépressions de surface. L'urbanisation réduit généralement de façon appréciable ce pourcentage en modifiant les profils de terrain existants, ce qui en combinaison avec la compaction des secteurs engazonnés et l'augmentation des surfaces imperméables conduit à une augmentation des débits et volumes de ruissellement.

L'identification des modes de drainage naturel devrait également permettre de guider la conception des systèmes de drainage pour le développement d'un site. Généralement, l'eau n'est pas évacuée en ligne droite alors que, typiquement, les systèmes de drainage conventionnels sont plutôt prévus avec des réseaux de drainage en conduite qui amènent l'eau le plus rapidement et directement possible vers l'exutoire. Un examen plus approfondi du système de drainage existant avant le développement pourra dans plusieurs cas dicter les caractéristiques du réseau le plus approprié si on veut minimiser les impacts sur les conditions hydrologiques (débit et volume de ruissellement, temps de réponse).

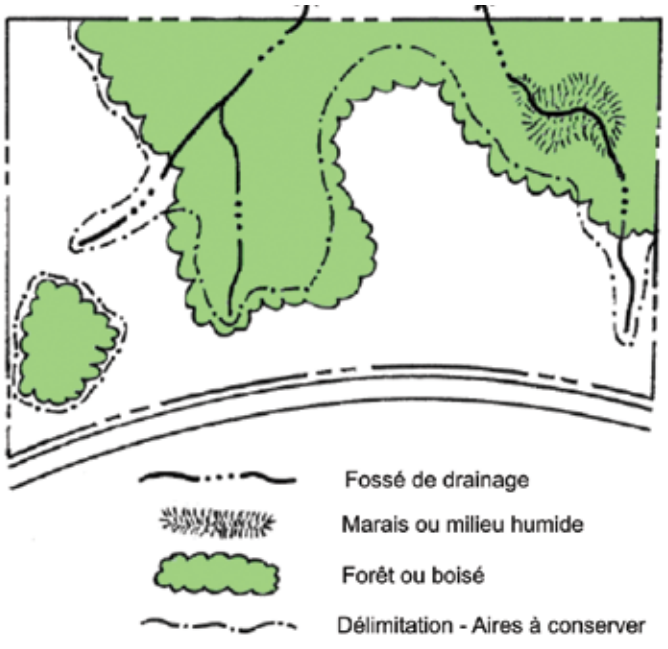


Figure 4.6 Localisation et délimitation des aires naturelles à préserver.

Finalement, une approche commune pour le développement d'un territoire est de nettoyer et de creuser le sol sur l'ensemble du site, ce qui inclut même les zones qui seront conservées comme des parcs ou des bassins de rétention. Il faut toutefois reconnaître que cette façon d'agir fait en sorte que la composition de la couche supérieure des sols ainsi que le degré de compaction seront sensiblement affectés par le développement. Cet aspect est souvent négligé dans les analyses pour la gestion des eaux pluviales mais il peut avoir une influence non négligeable sur les conditions hydrologiques d'un site après son développement (Pitt, 1999). Idéalement, on devrait donc tenter d'enlever le moins possible de sols naturels et de minimiser la possibilité de compaction des aires qui serviront pour le traitement des eaux pluviales, de façon à maintenir le mieux possible les capacités d'infiltration des sols en place.

4.3 PRINCIPES D'AMÉNAGEMENT

Les principes d'aménagement du territoire à suivre pour une meilleure planification en ce qui a trait à la gestion des eaux pluviales peuvent être regroupés en trois principales catégories :

1. La préservation des aires naturelles et des ressources;
2. L'utilisation des techniques d'aménagement de moindre impact (TAMI);
3. La minimisation du couvert imperméable dans l'aménagement du site.

Les sections qui suivent fournissent un résumé des principaux éléments à considérer dans chaque catégorie; différentes références peuvent également être consultées pour de plus amples détails (Amec *et al.*, 2001; Prince George's County, 1999; CWP, 1998a; Schueler, 1995; MPCA, 2005).

4.3.1 Préservation des aires naturelles et des ressources

Après avoir complété l'inventaire des éléments naturels de drainage et des ressources sur un site, l'objectif premier devrait être de préserver le plus possible les caractéristiques

existantes du site. Ceci peut se faire de plusieurs façons :

- *Préserver le plus possible les aires naturelles dans un état non remanié*

  En suivant les principes généraux énoncés aux sections précédentes, les zones naturelles qu'on devrait tendre à protéger incluent les zones avec végétation bien implantée, les zones avec arbres matures, les fossés de drainage naturel et les rives. À fortiori, le lit des cours d'eau devra demeurer à l'état naturel et être exempt de structures en aménagement. Le maintien de ces éléments naturels dans l'aménagement du site permettra de rester plus près des conditions hydrologiques qui prévalaient avant le développement et d'utiliser ces éléments comme des zones de traitement et d'infiltration.

- *Préserver la configuration des bandes riveraines*

  Les bandes riveraines servent à protéger et délimiter physiquement un cours d'eau ou un lac des développements ou empiètements futurs; elles permettent également de maintenir l'intégrité des habitats et peuvent aussi jouer un rôle pour le traitement des eaux de ruissellement. L'analyse peut se faire en considérant le système de trois zones déjà présenté, avec des caractéristiques spécifiques à chacune des zones comme l'indique le tableau 4.3. Une bande riveraine avec des arbres matures devrait être maintenue et on devrait encourager la reforestation lorsque la forêt est disparue dans cette zone.

Figure 4.7 Exemple de bande riveraine maintenue.

- *Éviter les constructions dans les zones inondables*

  En principe, toutes les constructions et tous les ouvrages sont interdits dans les zones inondables. La politique de protection des zones inondables (voir le Guide des bonnes pratiques qui l'accompagne) spécifie quelles sont les types d'habitations ou de structures qui peuvent être permises dans les zones de grand courant (inondées lors d'une crue de récurrence de vingt ans) et de faible courant (inondées lors

Tableau 4.3

Caractéristiques des trois zones de la bande riveraine (adapté de Schueler, 1995).

	Zone adjacente au cours d'eau (Rive)	**Zone intermédiaire**	**Zone extérieure**
Largeur	Minimum 10 à 15 m plus milieux humides et habitats critiques	Variable selon l'importance du cours d'eau, la pente, la zone inondable (100 ans)	Minimum 7,5 m de retrait par rapport aux structures
Objectif de végétalisation	Forêt mature naturelle. Végétaliser si requis	Forêt contrôlée, léger dégagement toléré	Végétalisation encouragée, mais normalement du gazon
Usages acceptables	**Très restreint** p. ex. contrôle des inondations, droit de passage aux personnes autorisées, sentier pédestre	**Restreint** p. ex. certains usages récréatifs, évacuation partielle des eaux pluviales, piste cyclable	**Sans restriction** p. ex. usage résidentiel incluant gazon, potager, évacuation d'eaux de pluie (gouttières de toit)

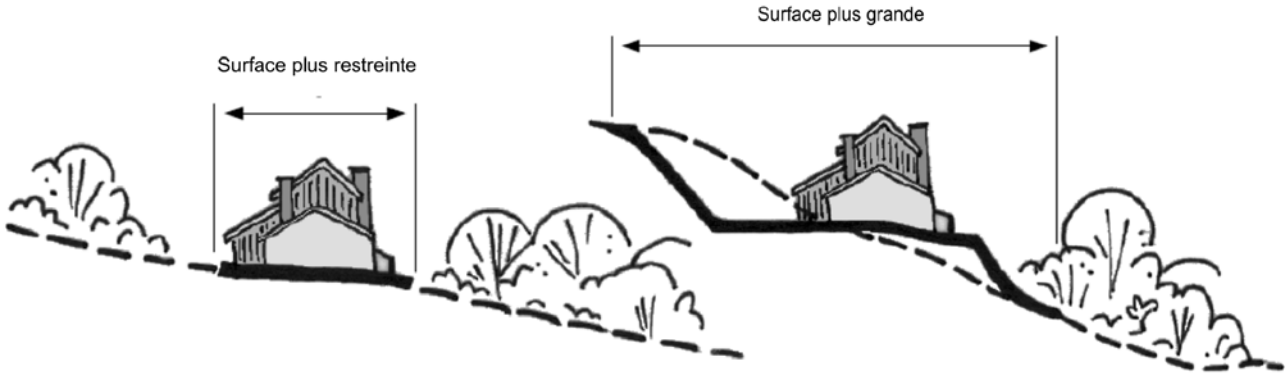


Figure 4.8 Conséquence d'une construction sur des pentes fortes comparativement à des pentes plus faibles.

d'une crue de récurrence de cent ans).

- *Éviter les zones de pentes fortes*
  La préservation des zones de pentes fortes dans leur état naturel permet de prévenir l'érosion accentuée du sol et la dégradation de la qualité des eaux de ruissellement qui l'accompagnent. De plus, la construction dans des zones à pentes accentuées exige une plus grande surface que pour une construction dans des zones à pentes faibles (figure 4.8), sans compter les problèmes géotechniques potentiels associés à ce genre de pratique.
- *Minimiser le développement sur des sols poreux ou érosifs*
  Les sols avec une bonne capacité d'infiltration comme le sable ou le gravier fournissent une bonne opportunité pour l'infiltration des eaux de ruissellement et la recharge de la nappe phréatique et ils devraient donc être préservés comme un élément potentiel de gestion des eaux pluviales. La caractérisation adéquate des sols en place devrait par conséquent être faite dans tous les cas. Les habitations et structures devraient par ailleurs être prévues dans les zones où les sols sont moins perméables. Les zones avec des sols plus érosifs devraient d'un autre côté être idéalement maintenues dans leur état naturel afin de limiter le potentiel d'une érosion accrue après le développement.

4.3.2 Utilisation des techniques d'aménagement de moindre impact (TAMI)

Après l'établissement des éléments de drainage naturel et l'exploration des possibilités quant à leur préservation et leur intégration au concept de développement, différentes techniques d'aménagement peuvent être analysées pour réduire les impacts quantitatifs et qualitatifs des eaux de ruissellement. Ces techniques touchent notamment la localisation et la configuration des surfaces imperméables sur le site et incluent les pratiques suivantes :

- *Adapter l'aménagement du site aux conditions naturelles.*
  La localisation des rues et des bâtiments sur un site devrait suivre le plus possible les formes naturelles et la topographie existant avant le développement. On pourra ainsi préserver les fossés et le système de drainage naturels et éviter en même temps de trop remanier les sols en place (figure 4.9). Les figures 4.10 et 4.11 montrent des exemples d'aménagement pour des terrains

Figure 4.9 Préservation de la topographie naturelle du site.

avec des pentes plus fortes ou des pentes plus faibles.

L'exemple d'aménagement illustré à la figure 4.10 (avec pentes fortes) met en évidence le principe que les rues devraient être conçues pour suivre le mieux possible les contours naturels du terrain, de façon à réduire les déblais et les interventions sur les secteurs avec pentes fortes. Comme le montre la figure 4.10, les rues locales aménagées avec des boucles courtes et en cul-de-sac peuvent suivre les crêtes de contours et se raccorder aux collectrices de façon à éviter de croiser les cours d'eau. Dans des secteurs avec des pentes naturelles plus faibles (figure 4.11), un modèle plus traditionnel de maillage qui peut être interrompu par les cours d'eau naturels peut être utilisé. Dans tous les cas, les bâtiments et les surfaces imperméables devraient être à l'écart des pentes fortes, éloignés des corridors naturels de drainage et à l'extérieur des zones inondables. De plus, l'axe principal des bâtiments devrait être, de façon générale, orienté avec les contours existants.

- *Localiser le développement dans les zones moins sensibles.*

  Pour minimiser les impacts hydrologiques sur les sols en place sur le site, le développement devrait être davantage concentré dans les zones moins sensibles au remaniement ou qui ont une valeur inférieure en termes de fonction hydrologique.
- Réduire les limites des zones où se fera le déboisement ou le remaniement des sols en place.
- *Utiliser si possible un aménagement par groupe (clustering).*

  Ce type d'approche vise à concentrer les habitations et les surfaces imperméables dans une zone plus compacte en échange d'espaces verts et d'aires naturelles qui sont maintenus ou créés ailleurs sur le site (figures 4.12 et 4.13). Cette approche offre plusieurs avantages en réduisant les zones qui devront être remaniées, en altérant le moins possible les conditions naturelles du site et avec des coûts de construction et d'entretien qui sont moins élevés. Le recours à ce type de développement, qui devrait être privilégié considérant l'importance des bénéfices qui peuvent en découler, s'inscrit notamment dans une stratégie globale de réduction du pourcentage imperméable du site.

  Les bénéfices associés à un aménagement groupé sont nombreux et Schueler (1995) en présente une discussion détaillée. Les principaux bénéfices incluent la réduction du pourcentage imperméable, la réduction du ruissellement et des charges polluantes, la réduction globale des coûts d'aménagement, la concentration du ruissellement vers des sites pour faciliter son traitement et le support pour d'autres

Figure 4.10 Exemple d'aménagement avec des pentes naturelles fortes.

Figure 4.11 Exemple d'aménagement avec des pentes naturelles plus faibles.

Figure 4.12 Vue aérienne d'un aménagement par groupe (*clustering*).

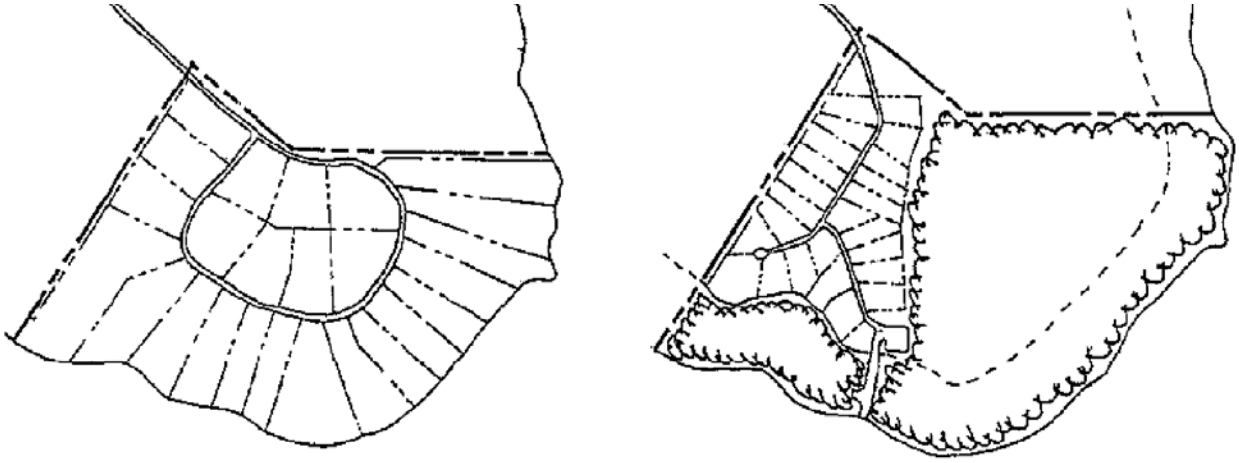


Figure 4.13 Comparaison entre un développement conventionnel (à gauche) et un développement groupé (clustering) (à droite).

objectifs communautaires.

4.3.3 Minimisation du couvert imperméable dans l'aménagement du site

La réduction du pourcentage imperméable dans l'aménagement d'un site constitue la technique la plus efficace pour réduire les impacts sur le cycle hydrologique. La figure 4.14 montre différents exemples de techniques simples permettant de réduire le pourcentage imperméable.

Plusieurs avenues peuvent ici être explorées en ce sens (Puget Sound Action Team, 2005; CWP, 1998a; Amec *et al.*, 2001; Schueler, 1995) :

1. Réduire la longueur et la largeur des rues;
2. Réduire les dimensions des bâtiments;
3. Réduire les dimensions des espaces de stationnement;
4. Utiliser moins de cul-de-sac ou choisir des formes alternatives;
5. Créer des zones de contrôle et de traitement pour les aires de stationnement.

Chacune de ces avenues est discutée plus en détails aux sections qui suivent.

4.3.3.1 Réduire la longueur et la largeur des rues

La définition des configurations de rues doit être analysée afin de réduire le plus possible les longueurs totales. De plus, les rues dans les secteurs résidentiels doivent être conçues avec les largeurs minimalement requises pour permettre d'avoir les largeurs de voies de circulation nécessaires, le stationnement sur la rue et l'accès pour les urgences. Dans plusieurs développements, les largeurs minimales de rue sont souvent excessives et ne reflètent pas toujours les besoins actuels ni futurs. Les largeurs de rue devraient être basées sur le volume de trafic anticipé et il existe une opportunité non négligeable, en particulier pour des zones résidentielles, de réduire ces largeurs et par conséquent le pourcentage imperméable global des développements.

4.3.3.2 Réduire les dimensions des bâtiments

Lorsque possible, la réduction de la surface au sol utilisée par les bâtiments, en utilisant par exemple des constructions en hauteur au lieu d'occuper une partie plus importante du lot, pourra amener une réduction appréciable des surfaces imperméables.

4.3.3.3 Réduire les dimensions des espaces de stationnement

Particulièrement pour des secteurs commerciaux ou industriels, les superficies réservées aux aires de stationnement peuvent être appréciables et on aura donc intérêt à réduire le plus possible ces superficies. Le tableau 4.4 présente des exemples d'exigences typiques et les compare aux demandes moyennes. En pratique, les exigences peuvent être régies par la réglementation municipale ou les normes provinciale ou canadienne.

4.3.3.4 Utiliser moins de cul-de-sac ou choisir des formes alternatives

Des secteurs avec un nombre trop important de cul-de-sac peuvent contribuer à accroître de façon importante les surfaces imperméables. Leur nombre devrait donc être limité le plus possible et des concepts d'aménagement mieux adaptés devraient être encouragés (figure 4.14).

Tableau 4.4
Exigences minimum des aires de stationnement (adapté de Schueler, 1998a).

Utilisation du territoire	Besoins en stationnement		Demande actuelle moyenne de stationnement
	Ratio de stationnement	Gamme typique	
Maisons unifamiliales	2 espaces par unité de logement	1,5 – 2,5	1,11 espace par unité de logement
Centre commercial	5 espaces par 1000 pi^2 de SBP	4,0 – 6,5	3,97 par 1000 pi^2 de SBP
Dépanneur	3,3 espaces par 1000 pi^2 de SBP	2,0 – 10,0	--
Industrie	1 espace par 1000 pi^2 de SBP	0,5 – 2,0	1,48 par 1000 pi^2 de SBP
Clinique médicale / dentaire	5,7 espaces par 1000 pi^2 de SBP	4,5 – 10,0	4,11 par 1000 pi^2 de SBP
SBP = Superficie brute de plancher, sans espace de rangement ni de services			

Note : Multiplier par 0,0929 pour convertir des pi^2 en m^2.

Un rayon de 9,1 m est adéquat pour des rues résidentielles à faible volume. Un rayon de 12,2 m avec un centre aménagé pourra permettre les mouvements des véhicules d'urgence lorsqu'un rayon interne de 6,1 m est maintenu (Schueler, 1995). Un cul-de-sac en T, quoiqu'il nécessite des manœuvres plus élaborées, pourra être justifié dans une zone résidentielle à faible volume lorsqu'il dessert 10 maisons ou moins. De façon générale, les îlots dans les culs-de-sac devraient être aménagés avec des aires de rétention ou de biorétention pour favoriser la réduction des volumes et débits de ruissellement.

4.3.3.5 Créer des zones de contrôle et de traitement pour les aires de stationnement et de circulation

Une autre façon de réduire l'impact hydrologique de grandes surfaces pavées est de créer des îlots de végétation permettant d'assurer un contrôle et un traitement à la source. Pour les stationnements, ces zones sont facilement intégrées à l'aménagement général du site (figure 4.16). Cette approche est moins utilisée pour les rues dans les secteurs résidentiels mais ces zones de traitement peuvent tout de même être aménagées comme des éléments permettant de ralentir le trafic, en particulier pour des secteurs avec de faibles volumes de circulation

Figure 4.14 Exemples de réduction des surfaces imperméables. (a) Cul-de-sac avec aménagement de l'îlot; (b) terre-plein aménagé; (c) rues résidentielles moins larges; (d) stationnement «vert» avec aménagement des îlots).

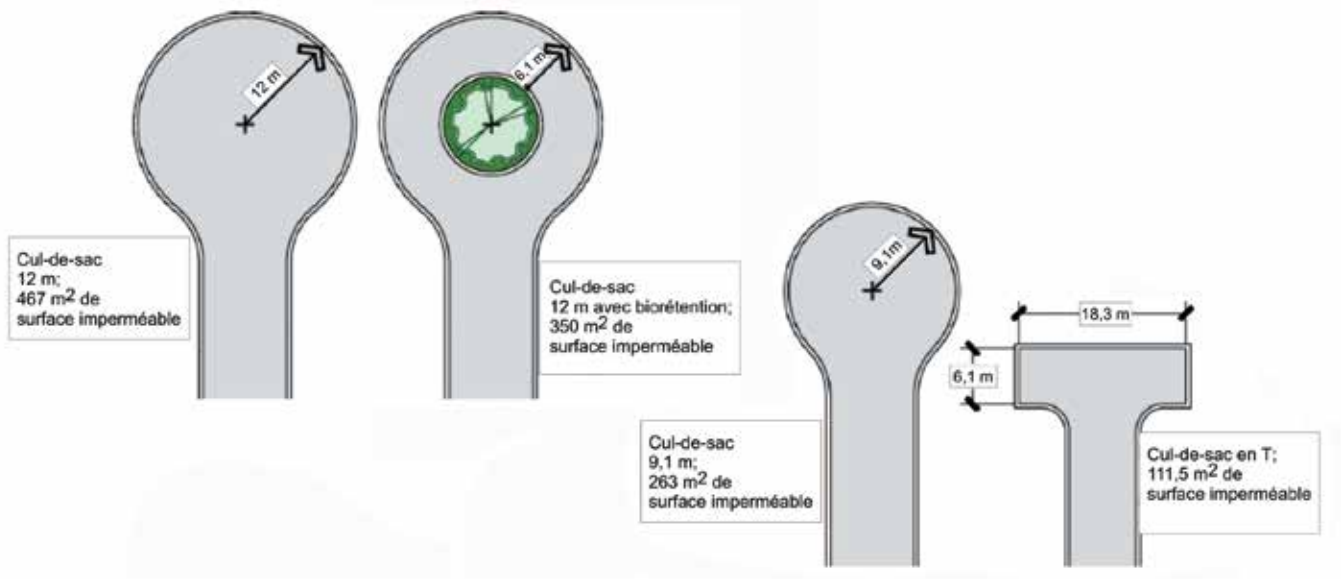


Figure 4.15 Aménagements de cul-de-sac et surface imperméable (adapté de Puget Sound action Team, 2005).

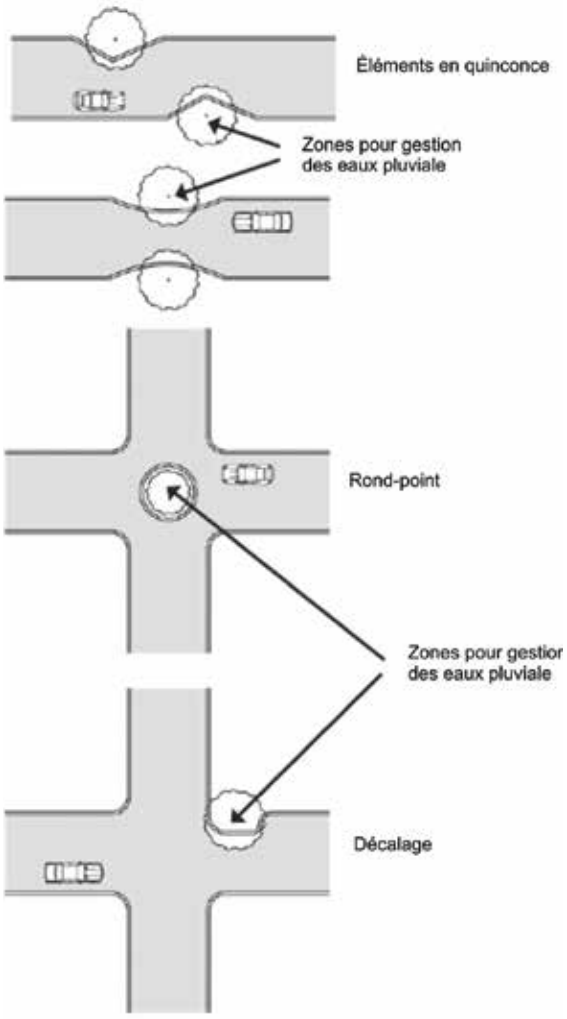


Figure 4.17 Exemples d'application d'éléments de contrôle de la circulation avec des zones pour le contrôle à la source (adapté de Puget Sound action Team, 2005).

Figure 4.16 Zones de traitement pour un stationnement.

Figure 4.18 Exemple d'application d'éléments de contrôle de la circulation avec des zones pour le contrôle à la source.

(figures 4.17 et 4.18).

4.4 BARRIÈRES À SURMONTER ET PRINCIPES DE MISE EN ŒUVRE

Bien que les techniques d'aménagement du territoire avec un moindre impact puissent avoir des avantages indéniables pour minimiser les impacts hydrologiques du développement urbain, il peut être difficile d'appliquer certaines techniques parce que la géométrie, la localisation et la conception des projets de développement sont des éléments largement dictés par la réglementation de zonage et les standards d'aménagement des municipalités. Dans certains cas, la réglementation ne favorisera pas ou interdira l'application de certaines de ces techniques et on devra vérifier dans chaque situation si on peut les utiliser.

Des problèmes potentiels (réels ou perçus comme tels par les usagers) lors de l'application de certaines de ces techniques peuvent être mieux pris en compte si ils sont considérés lors de l'analyse du site. Les barrières qui peuvent être citées pour l'application de ces approches sont qu'elles peuvent (MPCA, 2005) :

- Réduire l'accès pour les véhicules d'urgence et les camions d'incendie;
- Augmenter les coûts d'entretien;
- Augmenter les coûts de construction;
- Rendre plus difficile l'enlèvement de la neige;
- Générer des plaintes ou des problèmes futurs (aires de stationnement inadéquates, eau en surface);
- Interférer avec les utilités existantes.

Ces barrières peuvent toutefois être surmontées en impliquant les différents intervenants (promoteurs, personnel technique des municipalités et concepteurs) et en informant adéquatement le public. Une approche qui a démontré son efficacité est l'organisation d'une table ronde ou d'un forum (voir notamment le site du Center for Watershed Protection; http:/www.cwp.org/site_planning.htm et CWP, 1998a); un tel forum est normalement conduit en cinq étapes :

1. Revue critique des codes et règlements municipaux qui régissent et encadrent le développement (comprenant notamment les règlements de zonage, les normes pour la conception des rues, les critères et exigences pour la gestion des eaux pluviales et tout autre document influençant la façon dont se fait le développement à l'intérieur d'une municipalité).
2. Identification des personnes ou groupes qui participeront au forum.
3. Informer le groupe quant aux différentes techniques d'aménagement et présenter le processus du forum de discussion. Passer en revue les codes et règlements existants en les comparant à ce qui serait souhaitable.
4. Diriger les discussions, avec possiblement des sous-comités pour l'analyse de points plus spécifiques.
5. Proposer / effectuer des changements aux codes et règlements pour maximiser les bénéfices et optimiser les modes d'aménagement.

Un manuel produit par le *Center for Watershed Protection* (CWP, 1998a) présente en détails les implications des nouveaux principes d'aménagement et discute des mauvaises perceptions qui sont parfois véhiculées. À titre d'exemple, on y discute de l'utilisation de fossés engazonnés au lieu des systèmes de bordures et puisards de rue qui sont typiquement mis en place, en faisant ressortir les bénéfices associés aux fossés et en discutant comment les perceptions sont souvent contredites par les faits et des études de cas. Au Québec, certaines municipalités comme la Ville de Lorraine et d'autres dans l'ouest de l'île de Montréal utilisent depuis de nombreuses années des fossés engazonnés pour le drainage des rues. Il faut toutefois souligner que les fossés dont il est ici question ne sont pas des fossés de drainage utilisés historiquement en milieu rural mais qu'ils sont plutôt aménagés de façon appropriée pour permettre de répondre adéquatement aux objectifs de drainage et d'esthétisme. Le chapitre 11 traitera plus spécifiquement des détails relativement à ce type de fossé engazonné et des divers types d'aménagement qui sont envisageables.

En terminant cette section, on peut reprendre les principes d'aménagement qui sont discutés dans le guide du CWP (1998a). Ces principes, présentés au tableau 4.5, sont regroupés dans trois catégories et pourront servir de cadre général pour la mise en œuvre des techniques pour un développement adéquat des sites. Souvent, la prise en compte de plusieurs de ces éléments nécessitera la revue et la modification de la réglementation municipale et c'est pourquoi on pourra avoir recours dans ce cas à un exercice de consultation et une table ronde permettant de favoriser l'adhésion des divers intervenants à ces principes. La section 4.5 fournira des exemples d'application et des possibilités offertes

dans le cas d'un développement résidentiel ou d'un centre commercial avec de grandes surfaces imperméabilisées.

Tableau 4.5

Principes d'aménagement du territoire pour favoriser une gestion adéquate des eaux pluviales .

Rues résidentielles et aires de stationnement	1. Conception des rues de secteurs résidentiels avec les largeurs de pavage minimum pour le volume de circulation projeté.
	2. Réduction de la longueur totale des rues (objectif d'augmentation du nombre de résidences par unité de longueur).
	3. Lorsque possible, minimiser la largeur de l'emprise de rue.
	4. Minimiser le nombre de culs-de-sac et incorporer des aménagements paysagers pour réduire les débits et volumes de ruissellement.
	5. Lorsque la densité d'habitations projetée, la topographie, les sols et les pentes de terrain le permettent, favoriser l'utilisation de fossés engazonnés.
	6. Les dimensions des espaces de stationnement pour différents types d'occupation du sol devraient être réglementées avec des valeurs minimum et maximum.
	7. Les besoins en espace de stationnement devraient être révisés au besoin pour les secteurs bien desservis par le transport en commun.
	8. Réduire les surfaces imperméables des stationnements avec des lots plus petits et en utilisant des recouvrements perméables ou poreux dans certains secteurs.
	9. Promouvoir avec des incitatifs le recours à des aires de stationnement multi-étagées qui permettent de réduire l'empreinte globale.
	10. Maximiser le recours à un traitement des eaux pluviales, en utilisant des aires avec de la biorétention, des bandes filtrantes et toute autre pratique avec végétation qui favorise l'infiltration locale.
Développement des lots	11. Favoriser le maintien d'espaces verts qui utilisent des lots de plus petites dimensions pour minimiser les surfaces imperméables, réduire les coûts de construction, conserver les aires naturelles et promouvoir la protection des bassins versants.
	12. Réviser à la baisse les largeurs de lots (latérales et frontales) pour diminuer le pourcentage imperméable.
	13. Promouvoir des standards flexibles pour l'aménagement des trottoirs.
	14. Promouvoir l'utilisation de recouvrement poreux pour les entrées et le partage des espaces de stationnement.
	15. Spécifier comment les espaces verts seront gérés et maintenus et assigner une entité administrative directement responsable pour cette gestion.
	16. Diriger les gouttières de toit vers les surfaces perméables.
Conservation des aires naturelles	17. Créer et maintenir les rives pour les cours d'eau.
	18. La végétation pour la rive devrait être celle d'origine et elle sera maintenue ou restaurée en cours de développement.
	19. L'enlèvement du couvert végétal naturel et des arbres sur un site devrait être limité au minimum.
	20. Conserver les arbres et la végétation et promouvoir de façon générale des aménagements paysagers pour les espaces verts, les emprises de rue et les aires perméables dans les stationnements.
	21. Prévoir des incitatifs et de la flexibilité pour les aménagements.
	22. Des émissaires pluviaux ne devraient pas se décharger sans gestion et traitement vers des aires naturelles sensibles (marais naturels, aquifère ou milieu récepteur sensible).

4.5 EXEMPLES D'APPLICATION

4.5.1 Développement résidentiel

La figure 4.19 fournit pour un secteur résidentiel un exemple d'application des différentes techniques discutées dans le présent chapitre en comparant une conception traditionnelle à un aménagement avec moindre impact.

Le schéma du haut de la figure 4.19 montre un aménagement conventionnel d'un secteur résidentiel, où on peut constater que le site complet a été réaménagé sans faire d'effort pour adapter le patron de rues à la topographie existante. Tout le couvert végétal naturel a été enlevé, ce qui affecte évidemment l'hydrologie et le drainage du site. Les rues sont larges et on utilise un système de bordures et puisards, sans mettre en place d'ouvrages ou d'aménagement permettant d'effectuer un contrôle à la source.

En comparaison, le schéma en bas de la figure 4.19 illustre certaines pratiques d'aménagement qui peuvent être mise à profit. La configuration des lots préserve dans ce cas une part appréciable de zones dans leur état naturel et l'organisation des rues tient compte de la topographie naturelle. Le cours d'eau drainant naturellement le secteur est conservé et sa protection assurée par le maintien des rives et la préservation des zones inondables. Les rues sont moins larges et sont drainées par des fossés engazonnés; les culs-de-sac comprennent également des aménagements paysagers pour favoriser l'infiltration locale.

À l'échelle du lot, différentes techniques, illustrées à la figure 4.20, peuvent être utilisées.

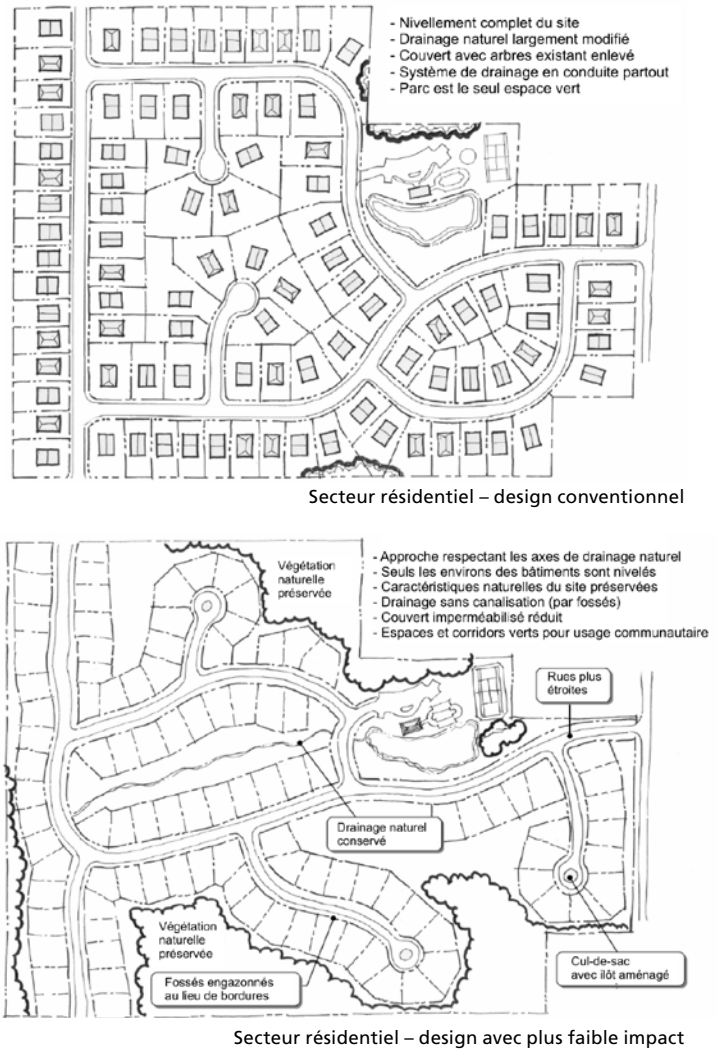


Figure 4.19 Comparaison d'un aménagement traditionnel et d'un aménagement avec des techniques d'aménagement de moindre impact – secteur résidentiel.

4.5.2 Développement commercial

La figure 4.21 illustre finalement certains des concepts discutés pour l'aménagement d'une zone commerciale. Plusieurs possibilités sont envisageables dans ce type de projet. Le schéma en haut de la figure 4.21 illustre une approche conventionnelle, avec comme seule aire de végétation une bande agissant comme zone tampon autour du secteur et un bassin de rétention en périphérie.

Une approche avec de meilleurs principes d'aménagement (schéma en bas de la figure 4.21) intègrerait d'un autre côté une meilleure répartition des bâtiments et des aires de stationnements, avec des aires spécialement aménagées pour effectuer de la biorétention et un contrôle mieux réparti sur le site. On a également préservé une large partie du site dans son état naturel. Puisque les contrôles sont mieux répartis et que les aires de biorétention effectuent un traitement, le bassin de rétention à la sortie du site a des dimensions moins importantes.

Par ailleurs, on pourra évidemment, dans le cas de plus petites surfaces de stationnement, diriger les eaux de stationnement vers l'extérieur du pavage (voir figure 4.22), où des fossés ou des aménagements pourront

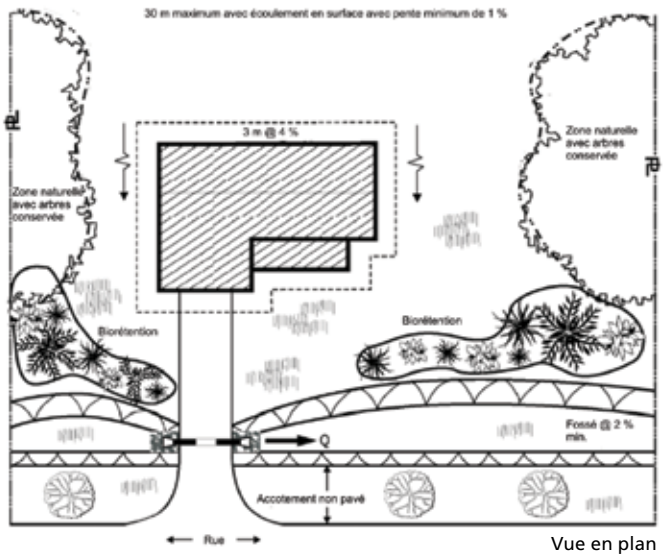
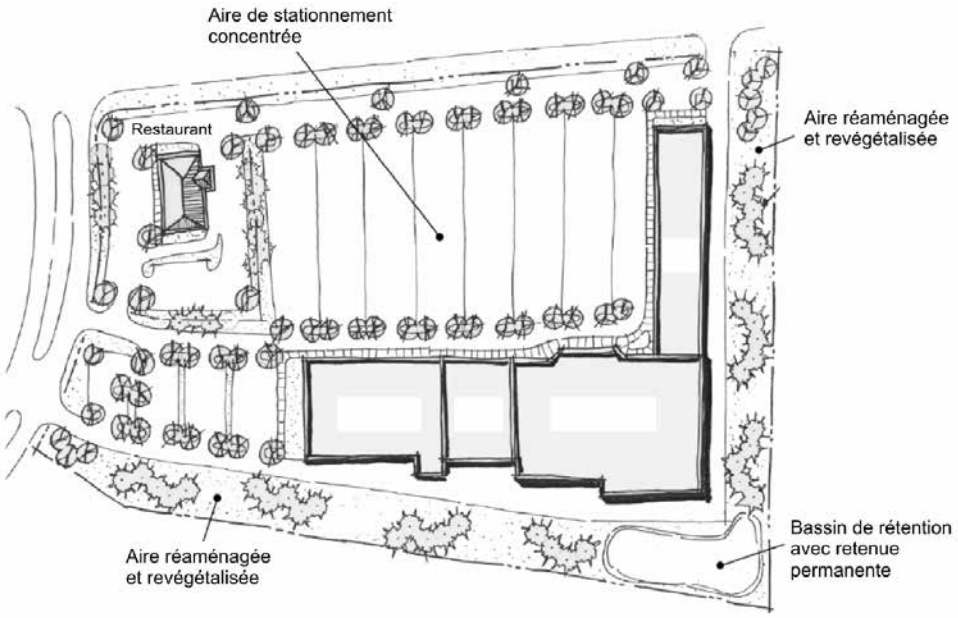
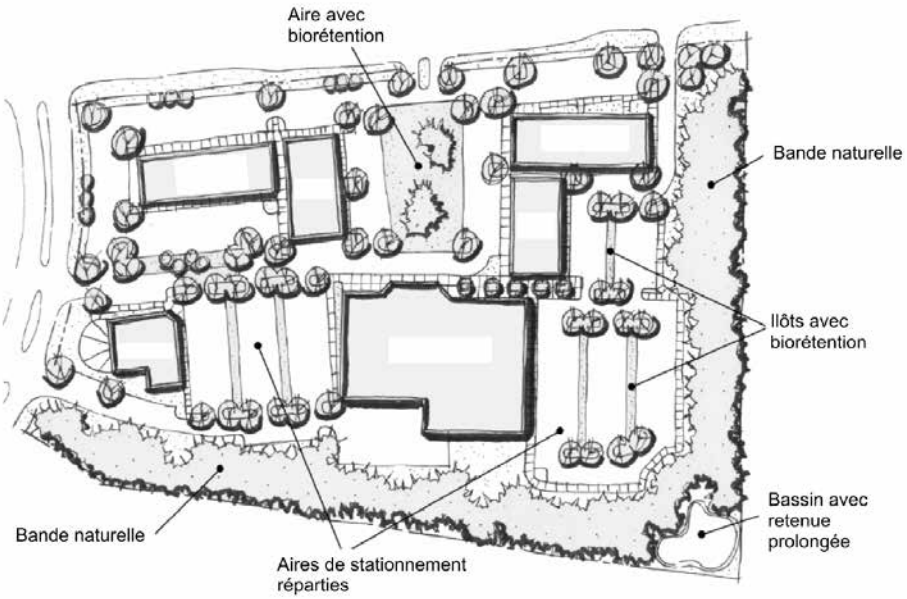


Figure 4.20 Conception à l'échelle d'un lot résidentiel pour préserver des éléments naturels pour la gestion des eaux pluviales.



Développement commercial – design conventionnel



Développement commercial – design avec moindre impact

Figure 4.21 Comparaison d'un aménagement traditionnel et d'un aménagement avec des techniques d'aménagement de moindre impact – secteur commercial.

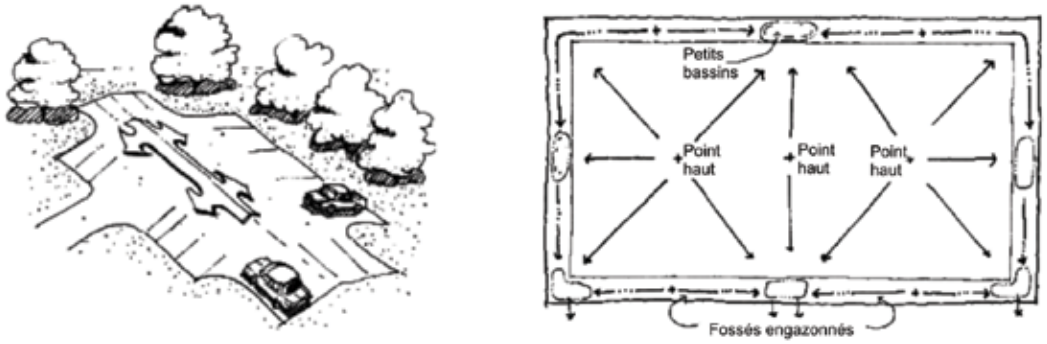


Figure 4.22 Aménagement des aires de stationnement pour diriger l'eau vers l'extérieur et des zones avec végétation.

maximiser l'infiltration et permettre le contrôle des rejets. Mis à part les techniques végétatives, on pourra également compléter au besoin la filière de techniques de contrôle par des équipements spécialisés permettant de capter les matières en suspension et certains polluants de manière efficace. En particulier pour certains secteurs où le potentiel de déversement de matières toxiques est plus probable (par exemple une station-service ou un garage municipal), la mise en place de ce type d'équipement pourra être très judicieux et recommandable.

RÉFÉRENCES

AMEC *et al.* (2001). *Georgia stormwater management manual*. Volumes 1 et 2. Atlanta, Géorgie.

CWP *(Center for Watershed Protection)* (1998a). *Better site design : A handbook for changing development rules in your community*. Elliot City, Maryland.

CWP *(Center for Watershed Protection)* (1998b). *Nutrient loading from conventional and innovative site development. pour le Chesapeake Research Consortium*. Elliot City, Maryland.

Delaware DNR *(Department of Natural Resources)* (1997). Conservation Design for stormwater management – A design approach to reduce impacts from land development and achieve multiple objectives related to land use. the Sediment and Stormwater Program Delaware Department of Natural Resources and Environmental Control And The Environmental Management Center, Brandywine Conservancy, Delaware.

DEP *(Department of Environmental Protection)* Pennsylvanie (2006). *Stormwater Best Management Practices Manual*. Document 363-0300-002, Pennsylvanie.

Federal Interagency Stream Restoration Working Group (FISRWG) (15 agences fédérales des États-Unis) (1998). *Stream Corridor Restoration: Principles, Processes, and Practices*. GPO Item No. 0120-A; SuDocs No. A 57.6/2:EN 3/PT.653. ISBN-0-934213-9-3.

Gagnon, É. et Gangbazo, G. (2007). *Efficacité des bandes riveraines : analyse de la documentation scientifique et perspectives*. Fiche 7 produite par le MDDEP, Québec.

MDDEP (2007). *Le Guide d'interprétation – Politique de protection des rives, du littoral et des plaines inondables*. Ministère du développement durable, de l'environnement et des parcs, Québec.

MPCA *(Minnesota Pollution Control Agency)* (2005). T*he Minnesota Stormwater Manual*. Minnesota Stormwater Steering Committee, St. Paul, MN.

Pitt, R., Lantrip, J. et Harrison, R. (1999). *Infiltration through disturbed urban soils and compost-amended soil effects on runoff quality and quantity. Office of research and development*, US. EPA, Cincinnati, OH.

Prince George's County, Maryland, *Department of Environmental Resources* (1997). Low Impact Development Design Manual. Prince George's County, Maryland.

Puget Sound Action Team (2005). *Low impact development – Technical guidance manual for Puget*. Publication PSAT 05-03, Puget Sound Action Team et Washington State University, Olympia, WA.

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

Schueler, T. (1995). *Site planning for urban stream protection. Center for watershed protection*, Elliot City, Maryland.

Shaver, E. and J.R. Maxted (1993). *Construction of wetlands for stormwater treatment dans "Stormwater Management Design Manual, Chapter 6"; Delaware Department of Natural Resources and Environmental Control, Division of Soil and Water Conservation*, Dover, DE.

SYSTÈME DE DRAINAGE EN ZONE URBAINE

CHAPITRE 5

5.1 DESCRIPTION GÉNÉRALE ET PRINCIPES DE CONCEPTION

La présente section décrit les principaux éléments d'un système de drainage urbain et fournit des lignes directrices qui devraient en guider la planification et la conception. Il faut tout d'abord reconnaître qu'un système de drainage fait partie du système urbain plus global et qu'il doit donc être planifié, conçu, développé et entretenu en considérant la planification non seulement des autres infrastructures touchant à l'eau (aqueduc, égout sanitaire) mais également les infrastructures enfouies de gaz, d'électricité, et autres, de même que les espaces verts ou parcs ainsi que le système de transport. En effectuant une coordination efficace entre ces différents systèmes, de nouvelles opportunités pourront être identifiées et cela pourra être utile pour l'identification et la mise en œuvre de systèmes de drainage bien intégrés à l'environnement urbain.

Un premier principe de base, qui n'a pourtant pas été reconnu explicitement pour la conception des réseaux de drainage avant le début des années 1970, est de reconnaître que ce type de système comprend deux réseaux : le réseau mineur et le réseau majeur (figure 5.1). Le réseau mineur est celui qui évacuera le ruissellement pour des événements fréquents (récurrence de 2 ans à 10 ans) alors que le réseau majeur entrera en fonction pour évacuer les débits plus rares, jusqu'à une récurrence de 100 ans. Historiquement et encore aujourd'hui dans plusieurs cas, la seule conception détaillée qui est complétée est celle du réseau mineur ; pourtant, une planification adéquate pour le réseau majeur constitue souvent la clef pour un bon système de drainage dans un nouveau secteur à développer. Le réseau mineur, s'il est bien planifié et conçu, fournira un drainage efficace pour la grande majorité des événements pluvieux et permettra d'assurer que les activités ne seront pas affectées ou interrompues trop souvent. Le réseau majeur permettra quant à lui de protéger les différents secteurs de dommages importants ou de pertes de vie (figure 5.2). On doit reconnaître que le système majeur existe toujours, qu'il soit planifié ou non. Il est donc de bonne pratique de toujours s'assurer d'en tenir compte.

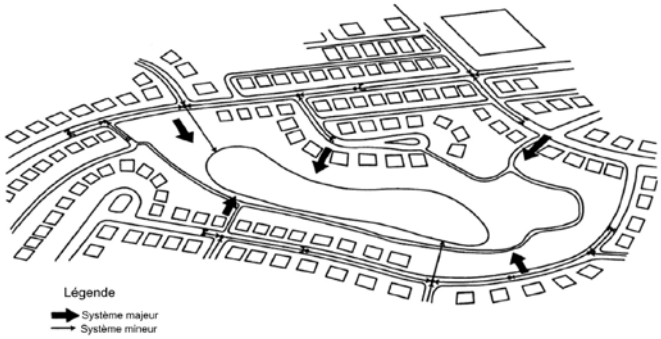


Figure 5.1 Réseaux mineur et majeur.

Figure 5.2 Exemple de réseau majeur avec une mauvaise évacuation.

De façon très simplifiée, on peut considérer que le réseau mineur est constitué des conduites souterraines (qui pourront accepter les débits associés à une période de retour de 2 à 10 ans) et que le réseau majeur est constitué des rues et des fossés de drainage plus importants qui accepteront les eaux de ruissellement générées lors d'événements plus rares. La grille de rue et le puisard constituent l'interface entre les deux systèmes.

Les différentes composantes et les critères généraux de conception pour les réseaux mineur et majeur seront discutés plus en détails à des sections ultérieures mais, auparavant, certains principes généraux peuvent être énoncés puisqu'ils pourront guider la planification et la conception de ces différentes composantes. Ces principes sont les suivants :

- Le ruissellement est un phénomène qui est souvent de nature régionale et qui ne respecte pas nécessairement les limites territoriales ou cadastrales.
- Un système de drainage est un sous-système du système global de gestion de l'eau en milieu urbain et il s'intègre dans un réseau hydrographique débordant dans la plupart des cas le milieu urbain ; ce sous-système peut donc être affecté autant par des apports venant de l'amont que par des conditions en aval.
- Chaque secteur urbain a un réseau de drainage mineur et un réseau de drainage majeur, qu'ils soient planifiés ou non.
- La planification et la conception des réseaux de drainage ne devraient pas de façon générale être basées sur la prémisse que les problèmes peuvent être transférés d'un site à un autre.
- La stratégie de conception et de mise en œuvre d'un réseau de drainage devrait tenir compte d'objectifs multiples et être élaborée par une équipe multidisciplinaire (intégrant les concepteurs des réseaux de drainage à ceux qui sont responsables de l'urbanisme, des transports et de l'environnement).
- La conception des réseaux de drainage doit se faire en tenant compte des systèmes de drainage en place (naturel ou avec un autre réseau déjà construit).
- Pour les nouveaux développements, on doit viser à réduire le plus possible les volumes et débits de ruissellement, de même que les charges de polluants qui sont liées au ruissellement.
- Le système de drainage doit être conçu en tenant compte des effets potentiels en aval du développement et des autres débits pouvant entrer dans le système.
- Les réseaux de drainage doivent être adéquatement entretenus et on devra dans la mesure du possible, lors de la conception, anticiper les éventuels problèmes qui pourraient surgir plus tard relativement à cet aspect.

Lorsqu'on parle de concevoir un réseau selon un concept de double drainage, cela ne signifie pas nécessairement des analyses complexes par modélisation : on pourra dans certains cas simplement déterminer les débits avec la méthode rationnelle et prévoir que les débits qui ne pourront pas être évacués par les réseaux mineurs lors de fortes pluies pourront être pris en charge adéquatement par le réseau majeur, en s'assurant que des exutoires avec des capacités suffisantes existent ou seront mis en place. Une différence fondamentale avec une conception qu'on appelle parfois conventionnelle est qu'historiquement on ne considérait pas les écoulements sur le réseau majeur lors d'événements pluvieux rares. Cela ne veut évidemment pas dire que ces écoulements n'existaient pas mais qu'ils n'étaient pas explicitement pris en compte. Il est toutefois aujourd'hui reconnu comme une bonne pratique de concevoir avec autant d'attention le réseau majeur que le réseau mineur puisque c'est ainsi qu'on pourra assurer une protection adéquate pour des périodes de retour allant jusqu'à 1 dans 100 ans. De façon générale, les systèmes de drainage pour de nouveaux développements devraient donc être conçus en considérant les réseaux mineur et majeur.

5.1.1 Réseau mineur

Certaines composantes des réseaux comme les rues et les grilles de rue (puisards) peuvent évidemment être assumées comme faisant partie à la fois du réseau mineur et du réseau majeur (un écoulement se produisant tant pour des récurrences 5 ans que 100 ans), ce qui explique qu'elles peuvent se retrouver dans les deux catégories. Les composantes du réseau mineur permettent d'évacuer sans surcharge inadmissible les débits associées à des événements pluvieux relativement fréquents (récurrence 2 à 10 ans) et incluent notamment :

- Les gouttières de toit;
- Les drains de fondation;
- Le drainage local et l'aménagement des lots;
- Les caniveaux dans les rues (ou les fossés de drainage latéraux);

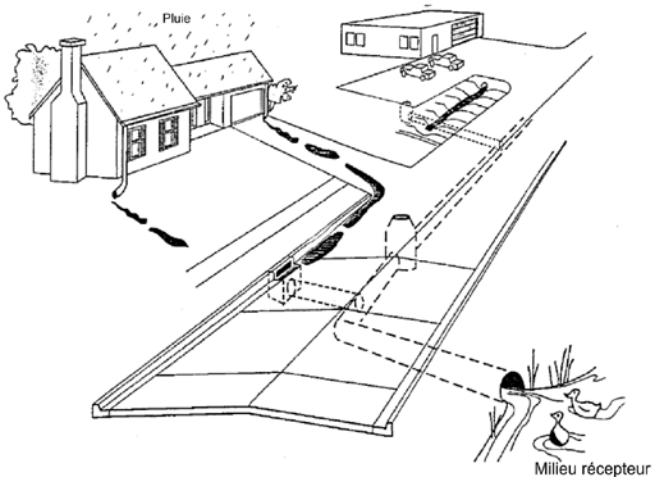


Figure 5.3 Composantes du réseau mineur mises à contribution lors d'un événement mineur.

- Les puisards;
- Les conduites souterraines;
- Les regards, jonctions et exutoires;
- Les bassins de rétention;
- Les milieux récepteurs.

5.1.2 Réseau majeur

Les composantes pour le réseau majeur permettent d'évacuer les débits associées à des événements pluvieux plus rares que pour le réseau mineur (excédant les récurrences 2 ans à 10 ans pour le réseau mineur et pouvant aller jusqu'à 1 dans 100 ans) et incluent notamment :

- Les gouttières de toit;
- Le drainage local et l'aménagement des lots;
- Les rues (en pente continue et aux points bas);
- Les fossés;
- Les puisards;
- Les bassins de rétention;
- Les exutoires;
- Les milieux récepteurs.

5.1.3 Niveaux de service

L'objectif visé lors de la conception des réseaux de drainage doit être de fournir un haut niveau de service tout en ne causant pas d'impacts inacceptables en aval ou ailleurs sur un site. Le choix d'un niveau de service global (réseaux mineur et majeur) doit évidemment se faire en tenant compte du coût global des systèmes et aussi du fait que le niveau de service offert par un système peut dépendre de l'interaction entre les différentes composantes.

Par le passé, le niveau de service était établi d'une façon relativement simple, en concevant à titre d'exemple le réseau de conduites (réseau mineur) pour accepter les débits rattachés à un événement pluvieux de récurrence 5 ans, en prévoyant des puisards à des intervalles souvent prédéterminés et en assumant que toute l'eau ruisselée pour l'événement de conception entrait au réseau mineur. Le niveau de service réel des systèmes conçus de cette façon pouvait être différent d'un tronçon à l'autre. De plus, l'existence d'un écoulement sur le réseau majeur pour des événements plus rares était typiquement ignorée, ce qui fait que les profondeurs d'eau et les débits pour le réseau majeur n'étaient pas analysés de façon détaillée et que, par conséquent, le niveau de protection réel pour les inondations de surface n'était pas vraiment connu.

Pour le réseau mineur, la récurrence choisie par les concepteurs devrait se situer entre 2 ans et 10 ans. Pour le réseau majeur, cette récurrence devrait être au minimum de 25 ans et, préférablement, de 100 ans. Une récurrence de 100 ans pour le réseau majeur semble plus appropriée puisqu'elle correspond également à la récurrence qui est retenue pour la délimitation des zones inondables et la gestion des plaines d'inondation ; elle est donc recommandée. Ainsi, la protection contre les inondations de surface lors d'événements majeurs serait uniforme sur l'ensemble du territoire. De plus, il faut souligner que l'écart de coûts entre un niveau de service 1 dans 25 ans et un niveau de service 1 dans 100 ans est relativement faible.

Le choix du niveau de service devrait se faire en considérant le comportement hydraulique de chacun des réseaux. Le nombre et la position des grilles de rue (puisards) devraient idéalement être tels que, lors de l'événement de conception choisi pour le réseau mineur, les conduites puissent accepter les débits générés. Si un événement plus rare survient, la capacité du réseau mineur sera dépassée à un certain point et le réseau majeur deviendra alors plus sollicité. On observera dans cette situation que la quantité d'eau en surface des rues augmentera (les capacités d'interception des grilles étant dépassées), que l'accumulation d'eau sera plus importante aux points bas et que le réseau mineur pourra devenir surchargé.

De façon à éviter que la surcharge devienne trop importante pour le réseau mineur, on peut soit augmenter la distance entre les puisards, ce qui peut entraîner toutefois un trop large filet d'eau en surface, ou encore mettre en place des restricteurs de débit dans les puisards pour

limiter les débits qui pourront entrer au réseau mineur lors d'événements plus rares. **L'objectif deviendra donc ici de concevoir les restrictions dans les puisards de telle façon que les conduites couleront à écoulement libre pour la période de retour choisie pour la conception du réseau mineur**. Lors d'événements plus rares, les rues devront alors véhiculer les eaux excédentaires et les acheminer vers les points bas, où elles pourront être dirigées vers les cours d'eau ou un bassin de rétention. On comprendra donc que, pour de nouveaux développements, il deviendra important de bien analyser les patrons de rue et les pentes de façon à ce que le ruissellement puisse être acheminé adéquatement et en continu vers les points bas.

Il sera important par ailleurs de bien évaluer les conditions hydrauliques en aval du réseau, soit à la jonction avec un collecteur ou à l'émissaire dans un cours d'eau ou un lac. En effet, les niveaux d'eau en aval pourront avoir un effet non négligeable sur le comportement hydraulique des réseaux et on devra dans ce cas procéder à une analyse du gradient hydraulique pour évaluer adéquatement le niveau de service des réseaux.

Dans ce contexte, les paramètres qui devront être définis et précisés pour établir les niveaux de service attendus des réseaux mineur et majeur seront :

Réseau mineur

- Récurrence pour la conception des conduites (2 ans à 10 ans);
- Nombre et position des grilles de rue (pour intercepter adéquatement les débits 2 ans à 10 ans, selon la récurrence choisie);
- Restrictions à imposer s'il y a lieu aux puisards pour limiter l'accès au réseau mineur.

Réseau majeur

- Hauteur et vitesse d'eau maximales dans le caniveau et en surface des rues;
- Largeur du filet d'eau admissible en surface des rues pour un écoulement en continu;
- Hauteur d'eau maximale aux points bas des rues;
- Capacités hydrauliques des conduites, ponceaux, canaux et fossés devant véhiculer les débits pour le réseau majeur;
- Stabilité des canaux (naturels ou artificiels) devant transporter les débits dans le réseau majeur.

Pour le réseau majeur, une récurrence de 100 ans devrait être visée dans l'analyse mais certaines municipalités pourront décider de réduire cette récurrence. Les différents critères hydrauliques qui pourront être retenus pour chacun de ces paramètres seront discutés plus en profondeur à la section 7 (aspects hydrauliques). Soulignons par ailleurs que le ministère des Transports du Québec pourra avoir des critères de conception spécifiques pour certains paramètres, comme par exemple le filet d'eau maximal admissible en surface des rues ainsi que les capacités minimales à respecter pour les capacités des ouvrages majeurs comme les ponts et ponceaux.

Figure 5.4 Illustration d'un canal à ciel ouvert faisant partie du réseau majeur.

5.1.4 Notion de risque

La sélection du niveau de service et de la période de retour pour la conception des réseaux de drainage doit nécessairement prendre en compte la notion de risque puisqu'il n'est pas économiquement possible de se protéger contre des événements qui sont rarissimes. Le risque peut être défini comme le résultat de la rencontre entre un élément perturbateur de nature aléatoire et un élément vulnérable (Chocat *et al.*, 1997). En hydrologie urbaine, les deux principaux risques considérés sont le risque d'inondation et le risque de pollution.

Il existe souvent une certaine confusion quant à la signification donnée aux termes période de retour, probabilité ou fréquence d'occurrence. Si par exemple on parle d'un événement ayant une période de retour ou une fréquence d'occurrence de 1 fois dans 100 ans, cela signifie qu'il existe en moyenne une probabilité de 0,01 (ou 1 %) que cet événement se produise dans une année donnée si on considère un très grand nombre d'années (sur plusieurs périodes de 100 ans). On considère souvent à tort

Tableau 5.1

Risque associé à différentes récurrences (Rivard, 2005).

Période de retour en années	Probabilité moyenne d'occurrence par année	Risque d'occurrence pour une période de N années				
		N = 100	N = 50	N = 25	N = 10	N = 1
100	1 %	64 %	40 %	22 %	10 %	1 %
50	2 %	87 %	64 %	40 %	18 %	2 %
25	4 %	98 %	87 %	64 %	34 %	4 %
10	10 %	100 %	99 %	93 %	65 %	10 %
5	20 %	100 %	100 %	100 %	89 %	20 %

que cet événement se produira seulement une fois en 100 ans ; cela peut être vrai en moyenne mais peut se révéler inexact pour une période donnée de 100 ans. Il existe en fait une probabilité que cet événement se produise plus d'une fois pendant une période de 100, ce qui représente le risque. L'équation qui suit exprime la relation qui existe entre la période de retour et le risque :

$$R = 1 - (1 - P)^N \qquad (5\text{-}1)$$

où R est le risque qu'un événement avec une probabilité P soit atteint ou dépassé au moins une fois en N années (Chow *et al.*, 1988). Cette notion de risque est importante à considérer lorsqu'on doit établir des politiques de drainage et le tableau 5.1, établi à partir de l'équation 5-1, peut alors servir de référence. À titre d'exemple, le risque d'occurrence qu'un événement avec une période de retour de 1 dans 100 ans se produise au moins une fois sur une période de 10 ans n'est pas de 1 % mais bien de 5 % (ou de 40 % pour une période de 50 ans).

Le choix de la période de retour pour la conception des différents éléments des réseaux doit par ailleurs s'établir en s'appuyant sur certains principes de base (Chocat *et al.*, 1997) :

- Le degré de protection à assurer résultera d'un nécessaire compromis entre l'aspiration à une protection absolue, pratiquement irréalisable, et le souci de limiter tant le coût d'investissements que les sujétions d'exploitation.
- Un accroissement du coût global d'un projet ne serait acceptable que s'il était inférieur au montant des dommages qu'il permet d'éviter (capitalisés sur la durée de vie des ouvrages à construire), mais sans négliger l'aspect psychologique des problèmes.

Soulignons par ailleurs que, dans un cadre plus global de gestion des eaux pluviales, la notion de risque doit non seulement s'appliquer comme on le mentionnait au début de cette section au risque d'inondation mais également au risque de pollution. Ceci implique donc une analyse plus large, qui impliquera nécessairement une prise en compte des impacts sur les milieux récepteurs.

5.2 COMPOSANTES D'UN SYSTÈME DE GESTION DES EAUX PLUVIALES

Les différentes composantes d'un réseau de drainage urbain seront décrites et discutées plus en profondeur aux sections qui suivent, en distinguant celles qui se retrouvent sur les lots privés de celles qu'on retrouve dans le système de drainage proprement dit (qui peut être privé ou relevant de la municipalité).

5.2.1 Les composantes sur les lots privés

5.2.1.1 Drainage local du terrain

Un drainage adéquat des lots est une composante essentielle d'une bonne gestion des eaux pluviales et il est donc important que la pente du terrain aménagé autour des bâtiments prenne en considération le tassement futur du remblai de façon à maintenir un ruissellement vers l'extérieur.

C'est pourquoi une pente minimale de 2 % pour le terrain autour des murs est normalement recommandée mais on pourra diminuer cette pente à partir d'une certaine distance, ce qui permettra de favoriser l'infiltration. Pour garantir l'efficacité du drainage des fondations, on recommande de maintenir une pente d'au moins 2 % à une distance comprise entre deux et quatre mètres du bâtiment (il convient de consulter les normes municipales

locales pour garantir la conformité à l'exigence). Au-delà de cette distance, la pente peut être nivelée à 0,5 %, de manière à favoriser la rétention de l'eau dans les dépressions du sol et l'infiltration naturelle. Il faut également tenir compte du type de sol et de son comportement à long terme, étant donné que le tassement peut, à la longue, réduire considérablement la pente.

On peut envisager de réduire la pente du terrain si le type de sol présente un taux d'infiltration minimal supérieur ou égal à 15 mm/h (MOE, 2003). C'est généralement le cas des sols plus grossiers que le limon (les sols argileux ne conviennent habituellement pas). De plus, il peut être de bonne pratique d'excaver davantage les sols en place et de mettre une couche de sol plus perméable sous l'engazonnement pour encourager une plus grande infiltration.

Les niveaux des terrains doivent également être établis en fonction des niveaux d'eau qui pourront être potentiellement atteints dans le réseau majeur. Ainsi, pour les bâtiments adjacents aux points bas des rues, on devra prévoir une marge minimale de 200 mm entre le niveau d'eau maximal au point bas et le niveau du terrain. Les points d'entrée aux bâtiments doivent être situés à des niveaux supérieurs aux niveaux d'eau dans les rues, au minimum 300 mm au-dessus de la cote pour l'événement 100 ans.

5.2.1.2 Gouttières de toit

De façon générale et dans la mesure du possible, les sorties des gouttières de toit devraient être dirigées vers des aires perméables pour encourager l'infiltration. Le raccordement aux drains de fondation ou directement au réseau mineur par l'entremise du branchement de service pluvial ne devrait pas être encouragé. Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour diriger les eaux vers les surfaces perméables et idéalement en s'éloignant du bâtiment (figure 5.7). On peut également prévoir des sites d'infiltration en pierre nette (figure 5.8), ce qui constitue une bonne pratique permettant d'augmenter encore davantage l'infiltration des eaux ruisselées ; cette approche et les paramètres de conception qui y sont rattachés sont discutés en détails à une section ultérieure.

5.2.1.3 Drain de fondation

Les drains de fondation peuvent être à l'origine de certains problèmes de drainage urbain puisqu'ils ont le potentiel de causer des inondations de sous-sols. Ceci peut

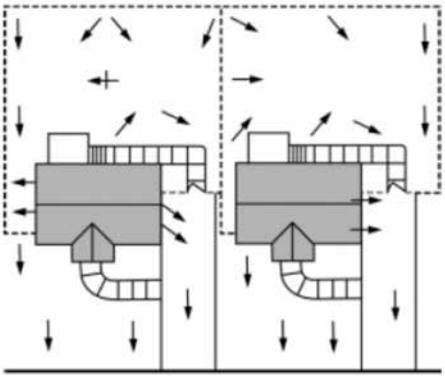


Figure 5.5 Schémas de drainage typiques autour d'un bâtiment résidentiel.

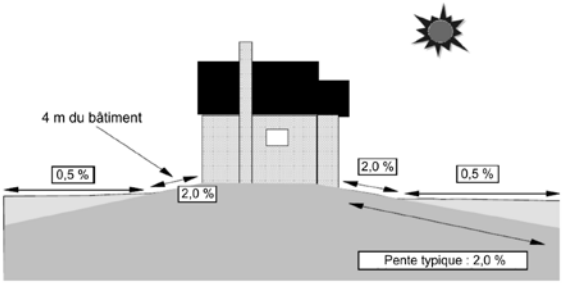


Figure 5.6 Aménagement d'un lot et pentes recommandées (adapté de MOE (2003)).

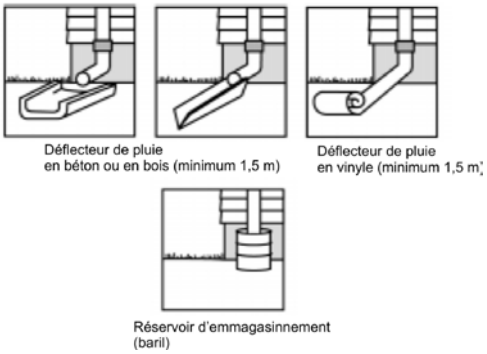


Figure 5.7 Approches envisageables pour éloigner les eaux de ruissellement des toits et les rediriger vers les aires perméables.

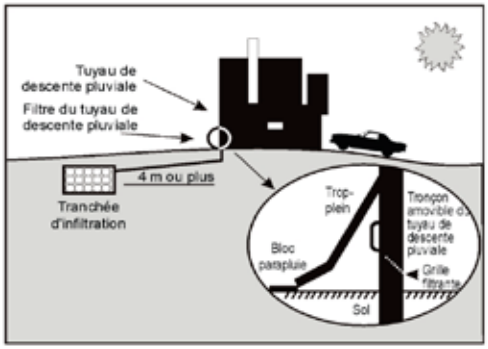
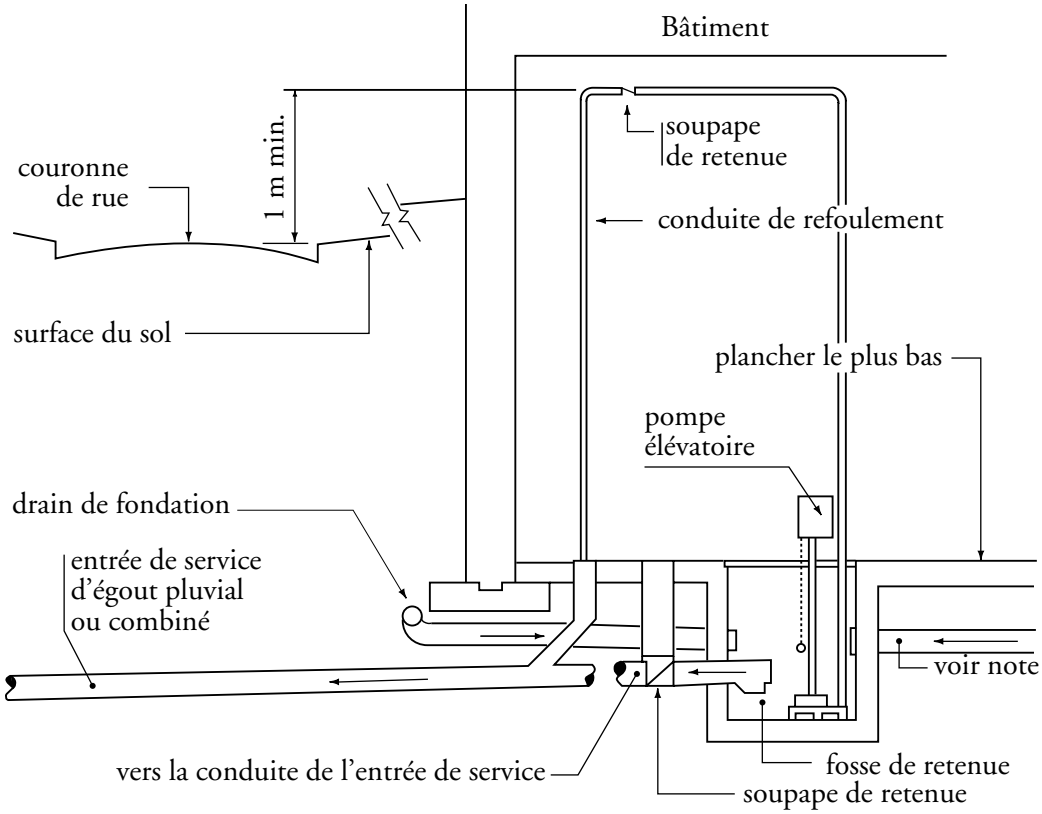


Figure 5.8 Exemple de système d'infiltration des eaux de drainage du toit (adapté de MOE, 2003).



Note: conduite servant au drainage de surfaces extérieures, en contrebas du terrain avoisinant: allée d'accès en dépression et entrée extérieure.

Figure 5.9 Exemple de mise en place d'une pompe submersible (Rivard, 2005).

se produire si ils sont raccordés au réseau pluvial (ce qui est actuellement obligatoire au Québec) ou au réseau sanitaire (créant ainsi des réseaux pseudo-sanitaires, qui ne sont plus permis au Québec mais qui ont été construits sur une certaine période entre 1970 et 1980). Les drains de toit ne doivent pas être raccordés au drain de fondation.

À moins d'indication contraire d'un spécialiste en géotechnique ou en hydrogéologie, les bâtiments résidentiels doivent être munis de drains de fondation et l'évacuation doit se faire de façon gravitaire vers le réseau pluvial. Dans certains cas, où une surcharge du réseau pluvial est envisageable ou simplement lorsque l'évacuation ne peut se faire par gravité, on aura recours à une pompe submersible.

5.2.1.4 Pompe élévatoire (submersible et à colonne)

Dans certains cas, par exemple lorsque le bâtiment à desservir est trop bas par rapport au niveau du réseau municipal, qu'il n'y a pas de réseau pluvial qui soit utilisable ou que la hauteur de la ligne piézométrique est trop haute, une pompe submersible avec une fosse de retenue peut être requise. La décharge des débits évacués peut se faire sur le terrain ou encore par le branchement de service pluvial. Plusieurs configurations de ce type d'installation existent mais elles doivent être conformes aux exigences du Code de construction du Québec (chapitre III, « Plomberie », qui est en fait le Code national de la plomberie – Canada 1995 modifié par le Québec). Certaines municipalités exigent l'installation de pompes submersibles pour toute nouvelle habitation alors que d'autres laissent le choix aux propriétaires.

5.2.2 Les composantes du réseau de drainage

5.2.2.1 Réseau de conduites et exutoires

Les principes de conception pour les réseaux souterrains de drainage sont bien connus et, historiquement, le réseau mineur constitué des conduites souterraines était synonyme de réseau de drainage. La principale différence entre la pratique traditionnelle et celle qui est maintenant

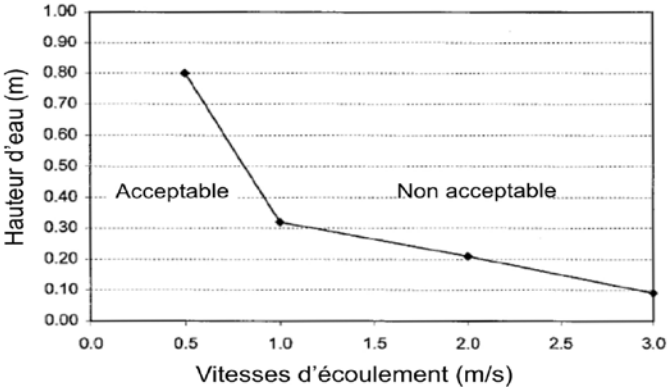


Figure 5.10 Limites recommandées pour des profondeurs et vitesses d'écoulement dans un caniveau ou un fossé latéral (MEA, 1999). Basé sur un enfant de 20 kg – un adulte pourra soutenir des valeurs plus élevées.

Figure 5.11 Exemple de canal du réseau majeur intégré à un aménagement de piste cyclable.

recommandée pour la conception est la prise en compte des contrôles aux puisards et l'analyse du réseau majeur et du comportement hydraulique du système global lors d'événements majeurs.

Pour la conception des réseaux de conduites, on devra considérer les pertes de charge aux regards, jonctions et chutes puisqu'elles peuvent avoir un impact non négligeable sur le comportement hydraulique du réseau et la hauteur de la ligne piézométrique.

Pour les exutoires, des problèmes d'érosion sont fréquents et on devra prévoir au besoin de la protection en enrochement ou des dissipateurs d'énergie.

5.2.2.2 Caniveaux et fossés latéraux

Les caniveaux sont les parties de la chaussée près des bordures de rue qui servent à acheminer les débits de ruissellement de puisard en puisard, jusqu'à un point bas. Durant un événement mineur, les profondeurs d'eau et les filets d'eau sont habituellement faibles et sans conséquence pour les usagers. Lors d'un événement plus rare, on aura toutefois des débits beaucoup plus importants dans les caniveaux et les fossés latéraux et on devra dans ces cas porter une attention particulière aux accumulations potentielles d'eau aux points bas ainsi qu'aux vitesses et profondeurs d'eau. La force de l'eau en mouvement varie en fonction du carré de la vitesse d'écoulement et un des critères qui peut être retenu est de considérer les conditions de profondeur et de vitesse d'eau qu'un enfant (pesant environ 20 kg) pourrait soutenir en se tenant sur le pavage ou dans un canal en béton ou un fossé. La figure 5.10 fournit des valeurs recommandées pour ces paramètres.

5.2.2.3 Réseau majeur

Le réseau majeur comprend les rues et les conduites ou fossés plus importants pouvant permettre d'évacuer les débits lors d'événements rares. Pour les rues, les critères de conception doivent entre autres comprendre des valeurs maximales pour les hauteurs et largeurs de filets d'eau admissibles. La conception du réseau majeur doit évidemment se faire de façon intégrée avec celle du réseau mineur.

Le réseau majeur peut comprendre des fossés à ciel ouvert ou des conduites fermées de dimensions importantes. L'utilisation de canaux à ciel ouvert devrait être de façon générale encouragée puisqu'ils offrent de meilleures opportunités pour la création de bénéfices multiples comme l'intégration de parcs ou de corridors verts. De plus, ils sont souvent moins coûteux que des conduites fermées qui ont la même capacité hydraulique et, surtout, ils sont plus compatibles avec l'approche générale de gestion des eaux pluviales qui vise à reproduire des réponses hydrologiques plus près des conditions naturelles. Des désavantages potentiels des canaux à ciel ouvert sont de rendre nécessaire une emprise plus importante et des coûts d'entretien qui peuvent être dans certains cas plus élevés.

Il existe évidemment plusieurs types de canaux (naturels, engazonnés, en empierrement, en béton ou avec des configurations mixtes) et leur conception doit se faire en tenant compte des aspects hydrauliques, environnementaux, des impacts sur la communauté et ses besoins, de la législation pertinente et de la nature spécifique de chaque projet.

5.2.2.4 Puisards

La localisation et la capacité d'interception des puisards et des grilles de rue devraient être telles que les largeurs de filets d'eau et les profondeurs d'écoulement sont acceptables, tant pour les événements fréquents utilisés pour la conception du réseau mineur que pour les événements majeurs. La relation entre le débit qu'on retrouve dans le caniveau et le débit intercepté par un puisard sur une pente en continu dépend de la configuration et des dimensions de la grille. L'espacement entre les puisards et les capacités d'interception sont deux paramètres importants à considérer pour s'assurer que le réseau mineur fournisse bien le niveau de service attendu. Le fonctionnement du système d'interception des puisards doit être vérifié avec un événement plus important et on pourra avoir besoin de mettre en place des restricteurs de débit dans les puisards afin de s'assurer que les capacités hydrauliques du réseau mineur ne sont pas dépassées lors de cet événement.

Les puisards doivent être construits avec une fosse qui retiendra les sédiments et autres déchets qui pourront passer à travers les barreaux de la grille.

5.2.2.5 Ouvrages de rétention

Les ouvrages de rétention peuvent être regroupés en certaines catégories, le premier critère de classification étant évidemment les objectifs visés par la mise en place d'un bassin de rétention. Ces objectifs peuvent être variés mais ils comprennent notamment le contrôle quantitatif et qualitatif des eaux de ruissellement, le contrôle pour minimiser l'érosion dans les milieux récepteurs ou, ce qui est moins commun au Québec, la recharge de la nappe phréatique ; règle générale, comme le décrivent des sections antérieures du présent guide, les objectifs visés devraient être multiples.

Des conduites surdimensionnées peuvent dans certains cas être utilisées comme ouvrages de rétention ; ce sont des tronçons du réseau qui sont destinées à fournir un certain volume de stockage pour le contrôle. Elles sont occasionnellement utilisées dans des secteurs existants où une conduite existante est surchargée et où il peut être difficile de mettre en place des bassins de rétention. Elles peuvent également être mise en place sous des aires de stationnement, encore là pour servir à stocker l'eau temporairement (figure 5.12).

On peut également distinguer des bassins qui peuvent accueillir soit les eaux du réseau mineur, soit les eaux du réseau majeur ou encore les deux. Un bassin destiné à contrôler les eaux provenant du réseau pluvial sera nécessairement plus profond qu'un bassin majeur puisqu'il devra avoir comme entrée le réseau de conduites. Un bassin majeur se retrouve aux points bas des rues et prend l'excédent des eaux qui n'aura pas été intercepté par le réseau mineur. Un exemple d'un bassin majeur est fourni à la figure 5.13.

Figure 5.12 Exemples de conduites surdimensionnées pour le stockage sous un stationnement.

Figure 5.13 Exemple de bassin de rétention majeur.

Un autre paramètre pour classifier les bassins de rétention est qu'ils soient secs lorsqu'il ne pleut pas ou qu'ils aient une retenue permanente. Au Québec jusqu'à maintenant, davantage de bassins secs ont été construits, bien qu'au cours des dernières années des études en Ontario et ailleurs en Amérique du Nord aient démontré qu'un bassin avec retenue permanente permettait d'offrir un meilleur traitement pour la qualité des eaux. Récemment, on a pu toutefois constater qu'avec un ouvrage de contrôle à la sortie bien conçu et en favorisant une rétention plus prolongée pour les événements pluvieux fréquents, on pouvait même avec un bassin sec atteindre un bon niveau de traitement. On doit donc accorder une attention particulière à la conception des ouvrages de contrôle à la sortie des bassins de rétention puisque ce sera souvent la clé non seulement pour un contrôle quantitatif adéquat mais aussi pour assurer en même temps un contrôle qualitatif.

Un autre élément à considérer est le fait que le bassin soit situé en réseau (donc toujours sollicité à chaque événement plus ou moins important) ou hors-réseau (étant dans ce cas rempli par l'entremise d'une conduite de trop-plein installé sur le réseau mineur).

Il importe en terminant de souligner que la conception d'un bassin de rétention doit se faire en considérant non seulement les paramètres hydrauliques et géotechniques qui sont évidemment très importants mais également les aspects sociologiques, esthétiques, biologiques et fonctionnels de façon à favoriser une intégration optimale dans le tissu urbain. Il va sans dire que l'équipe de conception devra souvent comprendre, en plus des ingénieurs en hydraulique et en géotechnique, des urbanistes, des aménagistes paysagers et des spécialistes en environnement.

RÉFÉRENCES

Chocat, B. (éditeur) (1997). *Encyclopédie d'hydrologie urbaine*. Lavoisier, Paris.

Chow, V.T., Maidment, D. et Mays, L. (1988). *Applied hydrology*. MacGraw Hill, New-York.

MOE (2003). *Stormwater Management Planning and Design Manual. Ministère de l'environnement de l'Ontario*, Toronto, On.

MEA (Ministère de l'environnement de l'Alberta) (1999). *Stormwater management guidelines for the province of Alberta*. Edmonton, Alberta.

Rivard, G. (2005). *Gestion des eaux pluviales – Concepts et applications. 2e édition*, Alias Communication Design, Laval.

ÉVALUATION QUANTITATIVE DU RUISSELLEMENT – ASPECTS HYDROLOGIQUES

CHAPITRE 6

6.1 GÉNÉRALITÉS – ANALYSE DU RUISSELLEMENT URBAIN

La quantité et la répartition dans le temps du ruissellement généré sur un bassin de drainage urbain sont fonction de plusieurs phénomènes dont les importances relatives dépendent de la nature du bassin à analyser. La réponse hydrologique d'un bassin en particulier est en effet fonction de variables météorologiques (caractéristiques de la pluie) et de variables physiographiques (dimensions, pente et forme du bassin, type de canalisation, type de sol et pourcentage imperméable). Une analyse détaillée du ruissellement résultant d'une pluie spécifique implique donc la prise en compte d'un nombre important de calculs relativement complexes; avant l'avènement des micro-ordinateurs puissants, le temps et l'effort requis pour compléter de tels calculs étaient rarement justifiables et c'est pourquoi l'utilisation de méthodes simplifiées basées sur des relations empiriques s'est répandue. Encore aujourd'hui, la méthode rationnelle, dont l'origine remonte à 1889 pour l'Amérique du Nord (Kuichling, 1889), est largement utilisée pour l'estimation des débits de ruissellement et elle peut, sous certaines conditions, donner des réponses satisfaisantes pour de petits bassins versants. Considérant toutefois la facilité avec laquelle les différents programmes informatiques permettent maintenant d'analyser les différents paramètres de ruissellement et, surtout, en constatant que plusieurs des problèmes qui se sont développés avec le temps étaient le résultat d'une application exclusive de la méthode rationnelle, on devrait dans la mesure du possible favoriser l'utilisation de modèles de ruissellement pour la gestion des eaux pluviales.

D'un autre côté, comme elle est bien intégrée à la pratique du génie municipal et demeure relativement facile à appliquer, la méthode rationnelle peut souvent servir de vérification à des résultats obtenus avec des approches plus sophistiquées. Il n'y a pas de garantie toutefois que le recours à des méthodes plus sophistiquées donnera nécessairement des réponses acceptables ou éliminera les problèmes futurs. Les modèles rendent simplement possible d'analyser le ruissellement en plus grand détail et avec moins d'effort. Un autre avantage de recourir à des modèles de simulation du ruissellement par ordinateur est qu'ils fournissent une base d'analyse commune pour les promoteurs, les villes et les ingénieurs responsables de la conception.

Un des problèmes majeurs qui peut être identifié dans le cadre des analyses pour la gestion des eaux pluviales est la différence entre les résultats qui peuvent être obtenus par différents logiciels ou différentes techniques de calculs. Les divergences peuvent également être causées avec un même logiciel par des données d'entrée différentes pour la pluie de conception ou encore pour les autres paramètres de base comme les pourcentages d'imperméabilité pour les différents types d'occupation du sol. On aura donc avantage, à l'intérieur d'une municipalité ou d'une région, à bien définir pour tous les intervenants ces paramètres de base de façon à uniformiser les résultats sur un territoire.

Généralement, on visera à utiliser la méthode de calcul la plus simple qui permettra d'obtenir les informations requises pour la conception. Des analyses par modélisation seront toutefois souvent requises pour les situations suivantes :

1. Un hydrogramme est nécessaire pour la conception ou l'analyse d'un bassin de rétention ou d'un réservoir;
2. Analyse et contrôle de la pollution;
3. Le bassin versant n'est pas homogène (sous-bassins ruraux avec des sous-bassins urbanisés) ou est de dimension importante;
4. Un calcul de laminage est requis considérant l'importance du stockage en canal, des effets de courbe de remous ou de surcharge;
5. La réponse du système doit être vérifiée pour des pluies spécifiques de conception;
6. Simulation de longs historiques météorologiques.

On constate donc que le recours à une modélisation devient dans bien des cas nécessaire pour l'application de principes de gestion des eaux pluviales. La méthode rationnelle demeure toutefois toujours valable pour le dimensionnement simple de réseaux d'égout pluvial et, comme on le verra ultérieurement, pour estimer les volumes de ruissellement pour de petites surfaces avec un pourcentage imperméable élevé (comme par exemple une surface de stationnement). Les limitations d'application des différentes techniques de calcul, tant de la méthode rationnelle que des autres méthodes plus élaborées d'ailleurs, doivent cependant être bien comprises pour permettre une application appropriée.

Les processus pouvant affecter le ruissellement étant complexes, il faut par ailleurs reconnaître que les différentes méthodes d'estimation des débits et des volumes de ruissellement demeurent empreintes d'une certaine incertitude. En règle générale, plus le degré d'imperméabilité du bassin versant à l'étude est élevé, moins grande pourra être l'incertitude associée à l'évaluation des débits et volumes de ruissellement. Dans tous les cas, en particulier pour des projets de plus grande envergure, il vaudra souvent mieux valider les résultats avec plus d'une approche.

Il faut par ailleurs souligner que la modélisation pour évaluer les débits et volumes de ruissellement doit se faire en s'appuyant sur un certain nombre d'hypothèses pour les différents paramètres et que, par conséquent, il est souvent plus approprié d'utiliser le terme « débit pour la pluie de conception 1 dans 100 ans » que simplement le « débit 1 dans 100 ans ». En effet, on peut facilement démontrer que le même bassin versant soumis à deux pluies identiques, mais en considérant des conditions antérieures d'humidité différentes (selon qu'il a plu ou non avant l'arrivée de la pluie de conception), produira des débits et volumes de ruissellement qui seront différents. De plus, la distribution temporelle de la pluie qui aura été retenue, notamment la localisation des intensités maximales de pluie, affectera également les débits simulés. Encore là, on aura intérêt à l'intérieur d'une même municipalité ou d'un territoire à bien définir les pluies de conception et les paramètres de base à considérer pour la modélisation, de façon à s'assurer d'obtenir des résultats homogènes s'appuyant sur les mêmes hypothèses.

Il faut aussi garder à l'esprit que deux pluies peuvent chacune avoir une de leurs caractéristiques qui soient de récurrences égales et entraîner quand même deux réponses très différentes du bassin de drainage sollicité. Ce serait le cas, par exemple, d'une pluie intense et de courte durée (par exemple 15 minutes) et d'une autre pluie qui, elle, serait peu intense mais d'une forte hauteur totale calculée sur une longue durée (par exemple sur 24 heures). L'intensité sur 10 minutes de la première et la hauteur totale sur 24 heures de la seconde pourraient toutes deux avoir une récurrence de 50 ans et entraîner des conséquences très différentes sur le débit d'un même réseau de drainage.

Les caractéristiques des pluies utilisées doivent être appropriées au type de bassin analysé. Par exemple, on pourra de façon générale avoir recours dans les analyses à des pluies de durées plus longues lorsqu'on étudie la réponse hydrologique de bassins ruraux ou lorsqu'on analyse des bassins de rétention, où le volume de ruissellement est un élément important. Pour une surface très imperméable comme un espace de stationnement, des pluies plus intenses et plus courtes pourront générer les conditions les plus critiques pour la conception. L'usage de pluies réelles, ayant par exemple produit des inondations ou des refoulements bien documentés, sera également recommandable pour l'analyse ou la validation des différents éléments des réseaux.

Bien que la conception des réseaux de drainage au Québec se fasse règle générale en considérant des précipitations sous forme de pluie, la neige et le ruissellement produit lors de sa fonte constituent évidemment une composante pouvant affecter le comportement hydrologique des réseaux. Quoique la fonte des neiges ne soit pas dans la plupart des cas l'élément le plus critique pour la conception des ouvrages de drainage en milieu urbain, il peut devenir important de la considérer dans certaines situations :

- Pour le contrôle de la qualité des eaux de ruissellement, puisque les eaux de fonte des neiges peuvent être fortement contaminées avec des sels de déglaçage et d'autres polluants.
- Au printemps, alors que la fonte des neiges produit une surélévation des niveaux de la nappe phréatique, ce qui peut avoir une influence importante sur l'infiltration dans les conduites.
- Pour des systèmes fonctionnant avec des mécanismes d'infiltration, considérant les volumes importants d'eau générés par la fonte et le fait qu'ils peuvent causer une variation des niveaux de nappe phréatique.

En théorie, l'intensité de fonte maximale peut être de 7 mm/h mais en pratique elle n'atteint pas la moitié de cette quantité, soit environ 3,5 mm/h (Urbonas et Stahre, 1990); ces valeurs sont relativement faibles lorsque comparées aux intensités de pluie qui sont utilisées pour la conception des réseaux et des bassins de rétention. On peut toutefois ajouter de la pluie à ces quantités de fonte, ce qui pourra accentuer la fonte et augmenter les valeurs d'intensités globales de précipitation. De façon générale, la précipitation à considérer en période froide est cependant inférieure à celle pour l'été et l'automne. Environnement Canada peut produire sur demande pour certaines stations des courbes de pluie avec fonte, qui sont calculées à l'aide d'une méthode d'indices de température et différentes équations empiriques. Un exemple de ce type de données est fourni à la figure 6.1.

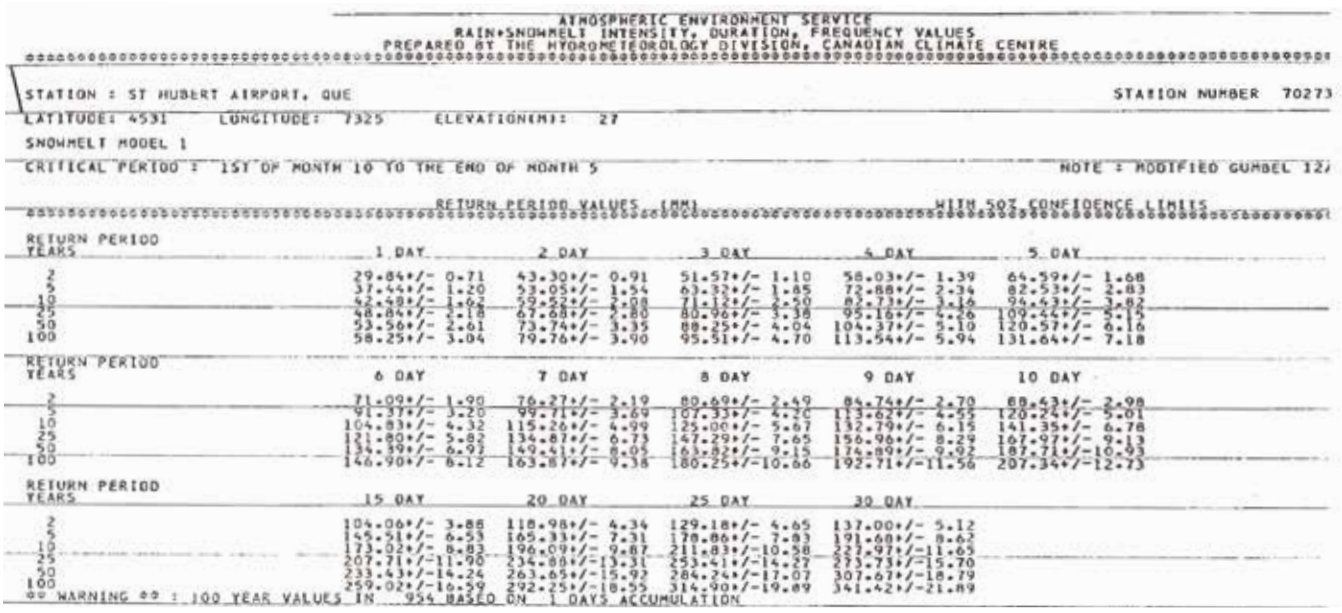
Le ruissellement des eaux générées par la fonte des neiges peut se produire sur un sol gelé, ce qui peut favoriser une accentuation du ruissellement de surface. L'événement du 19 janvier 1996 dans la région de Montréal, alors qu'une quantité appréciable de neige au sol a fondu sur une période de temps relativement courte en même temps que des pluies importantes étaient observées, est un exemple illustrant cet aspect. Dans ce cas, plusieurs rivières dans la région de Montréal ont débordé et plusieurs réseaux, notamment ceux où l'infiltration jouait un rôle important, ont été surchargés.

6.2 LES PROCESSUS DE RUISSELLEMENT ET D'ÉCOULEMENT DES EAUX PLUVIALES

Les processus hydrologiques en milieu urbain comprennent différentes composantes qui peuvent être mises à contribution pour la génération du ruissellement. Pour tout système hydrologique, un bilan hydrique peut être défini pour tenir compte des différents chemins que peut emprunter l'eau et des composantes pouvant emmagasiner cette eau. L'équation de continuité exprimée pour un tel système s'écrit :

$$Q_e - Q_s = dS/dt \qquad (6\text{-}1)$$

où Qe est le débit entrant, Qs est le débit sortant et dS/dt est la variation du volume de stockage durant la période de temps considérée. Cette équation est la base permettant d'effectuer des calculs pour le dimensionnement des bassins de rétention.



ATMOSPHERIC ENVIRONMENT SERVICE
RAIN+SNOWMELT INTENSITY, DURATION, FREQUENCY VALUES
PREPARED BY THE HYDROMETEOROLOGY DIVISION, CANADIAN CLIMATE CENTRE

STATION : ST HUBERT AIRPORT, QUE — STATION NUMBER 70273
LATITUDE: 4531 LONGITUDE: 7325 ELEVATION(M): 27
SNOWMELT MODEL 1
CRITICAL PERIOD : 1ST OF MONTH 10 TO THE END OF MONTH 5 — NOTE : MODIFIED GUMBEL 12/

RETURN PERIOD VALUES (MM) WITH 50% CONFIDENCE LIMITS

RETURN PERIOD YEARS	1 DAY	2 DAY	3 DAY	4 DAY	5 DAY
2	29.84+/- 0.71	43.30+/- 0.91	51.57+/- 1.10	58.03+/- 1.39	64.59+/- 1.68
5	37.44+/- 1.20	53.05+/- 1.54	63.32+/- 1.85	72.88+/- 2.34	82.53+/- 2.83
10	42.48+/- 1.62	59.52+/- 2.08	71.12+/- 2.50	82.73+/- 3.16	94.43+/- 3.82
25	48.84+/- 2.18	67.68+/- 2.80	80.96+/- 3.38	95.16+/- 4.26	109.44+/- 5.14
50	53.56+/- 2.61	73.74+/- 3.35	88.25+/- 4.04	104.37+/- 5.10	120.57+/- 6.16
100	58.25+/- 3.04	79.76+/- 3.90	95.51+/- 4.70	113.54+/- 5.94	131.64+/- 7.18

RETURN PERIOD YEARS	6 DAY	7 DAY	8 DAY	9 DAY	10 DAY
2	71.09+/- 1.90	76.27+/- 2.19	80.69+/- 2.49	84.74+/- 2.70	88.43+/- 2.98
5	91.37+/- 3.20	99.71+/- 3.69	107.33+/- 4.20	113.62+/- 4.55	120.24+/- 5.01
10	104.83+/- 4.32	115.26+/- 4.99	125.00+/- 5.67	132.79+/- 6.15	141.35+/- 6.78
25	121.80+/- 5.83	134.87+/- 6.73	147.29+/- 7.65	156.96+/- 8.29	167.97+/- 9.13
50	134.99+/- 6.97	149.41+/- 8.05	163.82+/- 9.15	174.89+/- 9.92	187.71+/-10.93
100	148.90+/- 8.12	163.87+/- 9.38	180.25+/-10.66	192.71+/-11.56	207.34+/-12.73

RETURN PERIOD YEARS	15 DAY	20 DAY	25 DAY	30 DAY
2	104.06+/- 3.88	118.98+/- 4.34	129.18+/- 4.65	137.00+/- 5.12
5	145.51+/- 6.53	165.33+/- 7.31	178.86+/- 7.83	191.68+/- 8.62
10	173.02+/- 8.83	196.09+/- 9.87	211.83+/-10.58	227.97+/-11.65
25	207.71+/-11.90	234.80+/-13.31	253.41+/-14.27	273.73+/-15.70
50	233.43+/-14.24	263.65+/-15.97	284.24+/-17.07	307.67+/-18.79
100	259.02+/-16.59	292.25+/-18.55	314.90+/-19.89	341.42+/-21.89

** WARNING ** : 100 YEAR VALUES IN 954 BASED ON 1 DAYS ACCUMULATION

Figure 6.1 Exemple de courbes IDF avec pluie et fonte (Environnement Canada).

On peut également établir le bilan en tenant compte des pertes qui sont appliquées à la précipitation. Le ruissellement généré par la précipitation comprend trois composantes :

- Le ruissellement de surface, qui est la résultante observable après que toutes les pertes aient été soustraites;
- L'écoulement hypodermique rapide, dans la couche de sol saturée située près de la surface, pendant et après la précipitation. Dans les forêts (où on retrouve de nombreux petits canaux souterrains produits par la végétation ou les insectes) ou pour des secteurs avec pentes moyennes à fortes, ce processus peut être responsable d'une partie importante des apports à un cours d'eau;
- L'écoulement souterrain, qui s'alimente de la quantité d'eau infiltrée qui a pu percoler jusqu'à la nappe phréatique.

Chacune de ces composantes pourra devenir dominante pour différents types de bassins versants, selon le type de sol en place (épaisseur, perméabilité), le climat ainsi que la végétation en place. En milieu urbain, avec beaucoup de surfaces imperméabilisées, les apports aux écoulements hypodermique et souterrain seront évidemment réduits, alors que la recharge de la nappe sera plus accentuée dans le cas d'une forêt sur un terrain de faible pente. Historiquement, les composantes d'écoulement hypodermique et souterrain n'ont pas été considérées en hydrologie urbaine, alors qu'on s'est plus intéressé au ruissellement de surface pour la conception des réseaux. Avec la prise en compte de pratiques de gestion qui impliquent des mécanismes d'infiltration, on doit toutefois être en mesure de considérer de façon plus approfondie le parcours des eaux ruisselées dans le sol.

Le bilan hydrique simplifié, tenant compte également de la composante pour les eaux souterraines, peut s'écrire (Novotny et Olem, 1994) :

$$P = Q + ET + \Delta S_{surface} + \Delta S_{souterraine} \quad (6\text{-}2)$$

où P = précipitation
Q = ruissellement de surface
ET = Évapotranspiration
$\Delta S_{surface}$ = changement de stockage en surface
$\Delta S_{souterraine}$ = changement de stockage souterrain

En règle générale, l'étude des processus de ruissellement en hydrologie urbaine s'appuie sur le concept défini par Horton pour sa théorie de l'infiltration : le ruissellement de surface est généré après déduction des pertes initiales et lorsque l'intensité de la pluie excède la capacité d'infiltration du sol. La figure 6.2 illustre les différents paramètres en jeu et fait clairement ressortir trois composantes : les pertes initiales, une fonction de perte par infiltration qui varie dans le temps et finalement la partie de pluie nette qui contribuera directement au ruissellement.

Les pertes initiales et les pertes par infiltration constituent la partie de la pluie qui ne participe pas au ruissellement de surface.

Les pertes initiales varient en fonction des caractéristiques du bassin et incluent les pertes engendrées par l'interception et les dépressions de surface. Les pertes par infiltration varient quant à elles dans le temps et sont fonction entre autres des caractéristiques de la pluie considérée, de la porosité et de la perméabilité du sol, des conditions antécédentes d'humidité du sol et de la présence de végétation. Une fois ces pertes considérées, il reste finalement une quantité de pluie nette qui doit alors être transformée en débit de ruissellement par une fonction de transformation appropriée.

Les données d'entrée pour la modélisation se présentent comme un hyétogramme de pluie nette et le paramètre de sortie est l'hydrogramme des débits de ruissellement; la fonction de transfert est une des différentes méthodes qui sont disponibles et utilisées en hydrologie urbaine pour effectuer cette transformation. Cette fonction de transfert peut être linéaire, comme dans le cas de méthodes simplifiées comme la méthode rationnelle ou de l'hydrogramme unitaire, ou non linéaire, ce qui correspond généralement mieux à la réalité mais qui peut se révéler plus complexe.

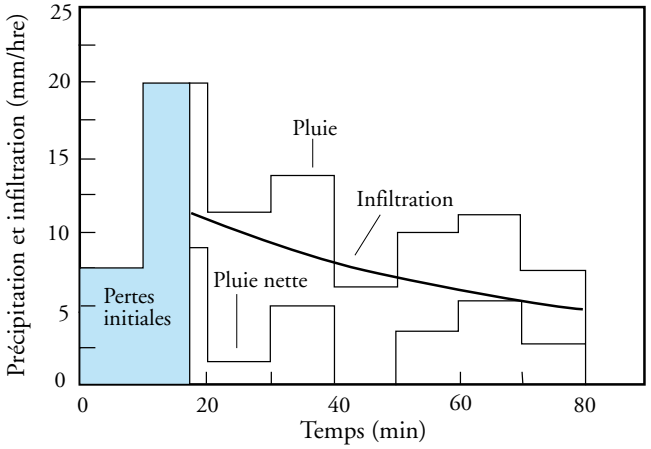


Figure 6.2 Schématisation – Hyétogrammes de pluie et de pluie nette.

Les sections qui suivent fournissent des données pratiques concernant les différentes composantes du processus de ruissellement en milieu urbain. Après la précipitation, qui constitue évidemment un paramètre fondamental pour la simulation du ruissellement, on discutera donc aux sections suivantes des différentes pertes qui doivent être considérées pour le calcul de la pluie nette.

6.3 PRÉCIPITATION

Pour des systèmes hydrologiques urbains, la précipitation est sans conteste le paramètre le plus important puisqu'elle constitue l'élément moteur générant les débits et volumes de ruissellement devant être pris en compte dans un milieu urbanisé. La précipitation peut se présenter sous forme de pluie ou de neige. De façon générale, les événements pluvieux se produisant en été sont les événements extrêmes à partir desquels s'établit la conception des réseaux; dans certains cas plus rares, cependant, en particulier pour des secteurs ruraux dont les cours d'eau traversent ultimement des secteurs développés, des événements de pluie combinés avec la fonte des neiges peuvent se révéler plus contraignants.

6.3.1 Types d'événements pluvieux

Le déplacement vertical de masse d'air étant le phénomène premier causant la précipitation, les types de précipitation sont souvent définis en fonction des facteurs responsables de ce déplacement d'air. On distingue donc ainsi trois principales catégories de précipitation qui sont illustrées à la figure 6.3 : par convection, orographique et cyclonique.

6.3.1.1 Précipitation par convection

Ce type de précipitation est le résultat du réchauffement de l'air à l'interface avec le sol; l'air en se réchauffant se dilate et s'élève, produisant ainsi de forts courants verticaux ascendants. L'air se refroidit ensuite au cours de l'ascension et la précipitation se produit lorsque le point de condensation est atteint. Les précipitations par convection peuvent prendre la forme d'une faible averse ou d'un orage de très forte intensité. Ce processus est celui produisant généralement les forts orages qu'on peut observer vers la fin de l'après-midi, après une journée d'été chaude et humide. Ces orages produisent typiquement des pluies de durée relativement courte mais avec potentiellement de très fortes intensités, générant ainsi des débits de ruissellement importants mais un volume de ruissellement relativement faible. Ce type de précipitation peut donc être contraignant pour la conception d'un réseau de conduites (où le débit de pointe est déterminant pour le dimensionnement) mais pas pour la conception d'un bassin de rétention, où le volume d'eau ruisselé devient le facteur clé.

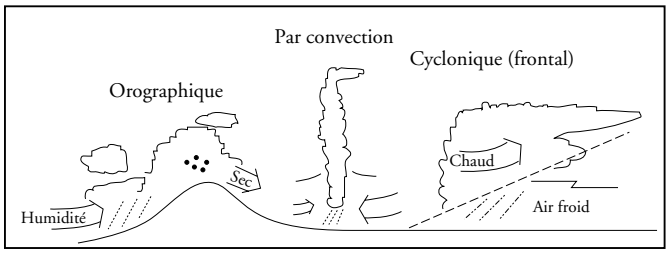


Figure 6.3 Principaux mécanismes de précipitation (Rivard, 2005).

6.3.1.2 Précipitation orographique

Dans ce cas-ci, la précipitation survient lorsque l'air chargé d'humidité est poussé par le vent contre une zone montagneuse et qu'il est alors élevé mécaniquement, ce qui produit un refroidissement. L'autre versant de la zone montagneuse tend à être plus sec et chaud.

6.3.1.3 Précipitation cyclonique

Finalement, la précipitation est dans cette catégorie associée avec un mouvement des masses d'air d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Les précipitations cycloniques peuvent être de plus classifiées comme étant produites par le mouvement d'un front froid ou par celui d'un front chaud. On retrouve plus souvent ce type de précipitation à l'automne, où les pluies uniformes et de longue durée pourront produire des volumes ruisselés importants qui seront par exemple utilisés pour valider la conception d'un bassin de rétention.

Cette catégorisation générale des types d'événements pluvieux peut se révéler utile lorsqu'on désire évaluer si une transposition d'événements pluvieux d'une région à une autre est réaliste ou pour l'application d'une pluie mesurée à un endroit précis à l'ensemble d'un grand bassin.

6.3.2 Caractérisation des événements pluvieux

Un événement pluvieux possède des caractéristiques internes et des caractéristiques externes. Les caractéristiques internes sont très nombreuses et complexes (Rivard, 2005). Elles incluent par exemple le temps requis pour atteindre les différentes pointes de fortes intensités, le nombre de pointes à l'intérieur de l'événement pluvieux, la distribu-

tion de la quantité de pluie totale par rapport aux pointes, etc. D'un autre côté, les caractéristiques externes sont la quantité totale de pluie, sa durée, l'intensité moyenne et la durée entre deux événements ou le temps écoulé depuis la pluie précédente. Ce dernier paramètre fait intervenir le problème de définition d'un événement pluvieux indépendant. Plusieurs techniques ont été proposées pour établir quelle était la période de temps minimum entre deux périodes de pluie à partir de laquelle on pouvait affirmer que les deux événements pluvieux avaient été produits par deux systèmes météorologiques indépendants. On s'entend généralement pour dire qu'une durée minimale de 3 à 6 heures entre deux événements pluvieux est suffisante pour assurer l'indépendance entre les événements.

Par ailleurs, un système de drainage urbain est constitué de différentes composantes qui réagissent chacune à certaines caractéristiques des événements pluvieux : les éléments de transport comme les conduites et les canalisations sont généralement plus sensibles à l'intensité et la durée puisque ces caractéristiques influencent fortement l'ampleur des débits de pointe. D'un autre côté, la conception des éléments d'emmagasinement comme les bassins de rétention est plutôt influencée par la quantité de pluie, la durée entre les événements (qui peut être importante pour de grands bassins se vidant lentement) et certaines caractéristiques internes. Dans ce contexte, on constate donc qu'il est difficilement justifiable de spécifier pour tous les problèmes l'utilisation d'un seul événement pluvieux de conception, de même qu'une seule durée entre les événements.

Les caractéristiques pluviométriques sont souvent présentées sous la forme de courbes intensité-durée-fréquence (IDF), qui sont établies par Environnement Canada pour la plupart des stations météorologiques disponibles. Pour préparer ces courbes à partir des chartes d'enregistrement, on détermine tout d'abord, en considérant toutes les données disponibles, la plus grande quantité de pluie tombée pour différentes durées (5 min., 10 min., 15 min., etc.) et on classe ces quantités en ordre croissant pour chaque durée. Une analyse de fréquence est ensuite complétée pour établir les périodes de retour des différentes intensités pour chaque groupe de durée et les résultats peuvent ensuite être mis en graphique pour montrer la relation entre l'intensité, la durée et la fréquence des précipitations. Un exemple pour la station de Dorval dans la région de Montréal est fourni à la figure 6.3; on notera que le papier logarithmique permet d'obtenir des droites.

En règle générale, on décrit ces courbes par une équation de régression, ce qui facilite l'utilisation des données. La forme la plus courante qui est utilisée pour cette équation est la suivante :

$$i = \frac{A}{(B + t)^C} \qquad (6\text{-}3)$$

où A, B et C sont des constantes établies pour chaque région et t la durée considérée en minutes. Environnement Canada publie les données de courbes IDF pour plusieurs stations du Québec et fournit un ajustement aux données qui est plutôt de la forme i = A/tPCP. Il faut être prudent avec l'utilisation de cette courbe de régression puisque l'ajustement peut être relativement mauvais. Il vaut mieux utiliser la forme donnée à l'équation 6-3, en utilisant également au besoin différentes plages de valeurs à utiliser dans la régression, ce qui produira un meilleur ajustement (par exemple, ne considérer que les durées de 5 minutes à 1 h ou 2 h pour établir la courbe de régression donnera un meilleur ajustement pour cette plage de valeurs que si la régression était faite pour les durées de 5 minutes à 24 h). Le tableau 6.1 donne quelques exemples de coefficients de régression A, B et C obtenus pour certaines stations du Québec, en ne considérant que les durées inférieures à 6 heures. Les données des courbes IDF complètes pour une station spécifique peuvent être obtenues d'Environnement Canada.

La figure 6.4 et le tableau 6.2 montrent un exemple de données publiées, pour l'aéroport de Dorval (Pierre-Elliot Trudeau). Actuellement, les données des courbes IDF ont été mises à jour (incluant l'année 2005) pour huit stations du Québec; les données utilisées pour les autres courbes IDF se terminent par contre en 1990. Il est toutefois prévu que l'ensemble des courbes IDF pour les stations du Québec soit éventuellement mis à jour.

Finalement, soulignons qu'un atlas de précipitation peut également être obtenu d'Environnement Canada, à partir duquel des courbes IDF peuvent être développées pour des régions non desservies adéquatement par des stations météorologiques (Hogg *et al.*, 1985). Cet atlas peut se révéler utile lorsqu'on examine des secteurs moins bien couverts par les stations météorologiques. Le manuel de conception des ponceaux (MTQ, 1995) fournit par ailleurs une méthodologie pour développer des courbes IDF à partir des valeurs fournies dans le document d'Environnement Canada.

Tableau 6.1

Coefficients de régression pour les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) pour des durées inférieures à 6 heures ($i = A/(B+t)^c$). L'intensité i est en mm/h et le temps t en minutes. (Rivard, 2005).

Station	Période de retour					
	2 ans	5 ans	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans
Aéroport Dorval (Mtl) (1943-2005)	$i=\frac{602.59}{(4.60+t)^{0.792}}$	$i=\frac{830.17}{(4.20+t)^{0.803}}$	$i=\frac{977.42}{(4.00+t)^{0.807}}$	$i=\frac{1173.49}{(3.90+t)^{0.812}}$	$i=\frac{1313.02}{(3.80+t)^{0.814}}$	$i=\frac{1463.90}{(3.80+t)^{0.817}}$
St-Hubert (1965-1990)	$i=\frac{572.30}{(5.90+t)^{0.782}}$	$i=\frac{736.01}{(5.90+t)^{0.775}}$	$i=\frac{843.94}{(5.90+t)^{0.771}}$	$i=\frac{978.22}{(5.90+t)^{0.768}}$	$i=\frac{1092.35}{(6.00+t)^{0.769}}$	$i=\frac{1194.64}{(6.00+t)^{0.767}}$
L'Assomption (1963-2005)	$i=\frac{361.53}{(2.20+t)^{0.683}}$	$i=\frac{394.36}{(0.90+t)^{0.643}}$	$i=\frac{423.52}{(0.40+t)^{0.627}}$	$i=\frac{465.85}{(0.00+t)^{0.612}}$	$i=\frac{512.63}{(0.00+t)^{0.610}}$	$i=\frac{559.27}{(0.00+t)^{0.608}}$
Shawinigan (1968-1990)	$i=\frac{616.75}{(7.10+t)^{0.811}}$	$i=\frac{738.16}{(5.60+t)^{0.787}}$	$i=\frac{847.27}{(5.30+t)^{0.782}}$	$i=\frac{970.14}{(4.90+t)^{0.775}}$	$i=\frac{1065.60}{(4.70+t)^{0.772}}$	$i=\frac{1167.80}{(4.60+t)^{0.770}}$
Aéroport Québec (1961-2005)	$i=\frac{401.85}{(3.10+t)^{0.712}}$	$i=\frac{508.98}{(2.90+t)^{0.703}}$	$i=\frac{578.35}{(2.80+t)^{0.699}}$	$i=\frac{667.14}{(2.70+t)^{0.695}}$	$i=\frac{737.07}{(2.70+t)^{0.694}}$	$i=\frac{797.63}{(2.60+t)^{0.691}}$
Bagotville (1963-1990)	$i=\frac{457.51}{(5.80+t)^{0.777}}$	$i=\frac{972.74}{(8.80+t)^{0.852}}$	$i=\frac{1379.22}{(10.10+t)^{0.884}}$	$i=\frac{1994.85}{(11.70+t)^{0.917}}$	$i=\frac{2458.90}{(12.40+t)^{0.933}}$	$i=\frac{2894.58}{(12.80+t)^{0.944}}$

En utilisant les courbes IDF, notamment pour développer des orages synthétiques, on doit être par ailleurs conscient qu'une averse réelle a différentes fréquences pour différentes durées : on pourra par exemple avoir pour un même événement pluvieux une période de récurrence de 1/2 ans si on considère une durée de 10 minutes mais une récurrence de 1/10 ans si on fait l'analyse pour une durée de 1 heure. Ces courbes sont en effet développées à partir d'une série d'intensités maximales obtenues de plusieurs événements pluvieux distincts; il n'existe pas en fait d'averse réelle qui aurait une fréquence constante pour chaque paire intensité-durée.

Les courbes IDF peuvent être utilisées pour plusieurs applications. Pour l'utilisation de la méthode rationnelle, par exemple, on utilise ces courbes pour trouver une intensité de pluie correspondant à une durée et à une fréquence. Les courbes IDF peuvent également être utilisées pour établir la fréquence d'un événement pluvieux qui a été mesuré, en prenant une intensité moyenne pour la durée de l'événement ou en considérant différentes durées à l'intérieur de la pluie observée. Finalement, les courbes IDF peuvent servir de base pour développer des pluies synthétiques pour la conception.

6.3.3 Conditions d'humidité antérieures

Les conditions d'humidité antérieures sont importantes à considérer, en particulier lorsqu'on veut analyser les débits qui ont pu être observés lors d'un événement historique ayant causé ou non des inondations. Comme on l'a déjà souligné, les débits causés par un événement pluvieux seront dans une certaine mesure dépendants des conditions d'humidité du sol qui prévalaient avant l'arrivée de la pluie, ce qui est généralement corrélé avec les précipitations qui ont pu être observées dans les jours précédents.

La méthode du NRCS permet à titre d'exemple de tenir compte de cet aspect avec un indice permettant de caractériser des conditions sèches, normales ou saturées. Pour des situations de conception, une condition normale d'humidité pourra être retenue; pour une situation où on analyse un événement réel, on pourra ajuster selon les conditions observées. Dans le cas d'une modélisation avec un logiciel utilisant d'autres approches pour évaluer l'infiltration, on pourra faire varier les paramètres de façon à mieux représenter les conditions à évaluer. Les conditions d'humidité antérieures (considérant le fait qu'il ait plu ou non avant l'événement) pourront également avoir un impact non négligeable sur la quantité de polluants.

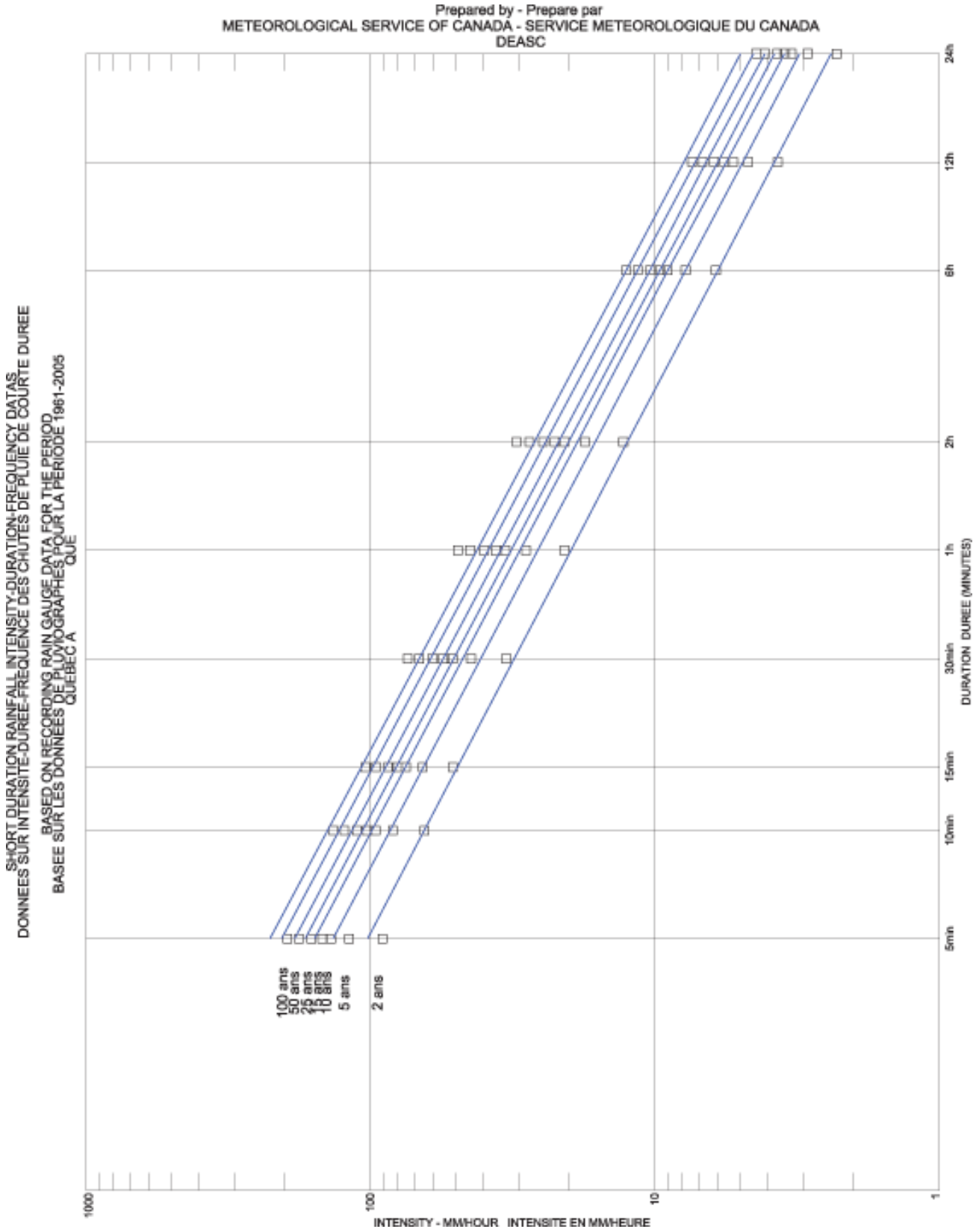


Figure 6.4 Exemple de courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) – Aéroport de Dorval (Environnement Canada).

Tableau 6.2 Exemple de données fournies par Environnement Canada pour les différentes stations du Québec.

METEOROLOGICAL SERVICE OF CANADA
SERVICE METEOROLOGIQUE DU CANADA

ATMOSPHERIC SCIENCES AND ENVIRONMENTAL ISSUES DIVISION
DIVISION DES SCIENCES ATMOSPHERIQUE ET ENJEUX ENVIRONNEMENTAUX

RAINFALL INTENSITY-DURATION FREQUENCY VALUES
INTENSITE, DUREE ET FREQUENCE DES PLUIES

GUMBEL - METHOD OF MOMENTS/METHODE DES MOMENTS 2005

****

QUEBEC A QUE 7016294

LATITUDE 46,80 LONGITUDE -71,38 ELEVATION/ALTITUDE 73 m

****

TABLE1 ANNUAL SERIES OF PRECIPITATION (MM)
SERIES ANNUELLES DE PRECIPITATION (MM)

year annee	5min	10min	15min	30min	1h	2h	6h	12h	24h
1961	6.1	10.4	10.9	12.2	19.1	19.1	34.5	53.1	61.9
1962	7.6	11.7	13.2	19.8	25.4	29.7	62.5	63.5	71.6
1963	10.4	16.8	19.1	20.8	24.4	27.9	37.6	38.9	53.4
1964	5.8	6.6	9.4	13.5	19.1	25.4	28.2	29.5	35.8
1965	8.9	10.2	15.7	17.8	20.3	22.1	36.1	40.4	44.6
1966	7.4	8.6	9.1	9.7	9.9	15.5	20.3	25.4	46.8
1967	7.6	13.0	17.8	20.8	21.3	22.9	40.6	42.2	56.3
1968	6.4	10.4	11.4	11.4	11.9	18.5	30.5	31.8	49.7
1969	7.6	10.2	14.7	17.8	23.4	26.7	39.9	52.3	59.7
1970	4.8	7.6	8.6	10.7	18.3	21.1	24.6	34.3	48.5
1971	8.6	10.2	14.0	22.6	26.7	27.9	39.1	47.0	60.8
1972	6.4	11.2	12.4	16.3	20.6	29.5	33.0	37.6	69.5
1973	10.4	17.3	19.8	26.7	34.3	36.6	49.0	56.6	63.5
1974	8.1	11.7	12.7	18.0	20.3	24.9	38.1	38.1	63.2
1975	7.9	10.7	11.4	17.8	21.1	25.9	42.2	42.4	51.0
1976	9.9	11.7	11.9	12.4	19.6	24.1	24.1	33.8	44.5
1977	6.1	7.9	9.3	9.9	13.9	22.3	40.1	49.0	54.7
1978	7.8	8.3	8.6	12.0	21.8	27.8	43.0	50.2	78.9
1979	16.5	17.8	20.4	40.1	59.9	77.9	78.0	81.2	81.2
1980	7.8	11.0	13.9	19.4	35.7	49.8	57.8	58.8	58.8
1981	11.0	12.9	16.6	20.6	24.7	31.8	55.3	60.3	79.0
1982	8.5	10.0	10.3	11.7	13.3	23.5	41.2	41.9	44.7
1983	3.8	7.6	8.2	11.2	12.9	13.9	24.2	33.2	50.0
1984	5.5	7.7	10.1	12.1	13.3	18.4	41.1	50.1	61.9
1985	9.2	14.4	17.6	25.7	28.4	34.6	40.8	56.1	62.6
1986	8.0	14.9	16.8	20.0	23.3	27.3	37.2	54.0	72.2
1987	6.6	12.4	17.5	24.1	24.6	32.8	38.0	46.2	73.3
1988	4.1	8.2	11.6	16.9	18.8	20.7	28.2	35.7	45.6
1989	9.4	15.7	22.2	30.2	41.0	41.5	42.3	48.4	53.4
1990	6.8	12.2	15.0	20.7	27.1	27.7	36.4	53.2	54.4
1991	5.5	8.0	11.3	18.0	19.7	19.8	19.8	19.8	29.2
1992	5.4	8.0	9.5	12.6	16.8	18.1	34.9	46.6	57.0
1993	7.4	10.0	13.4	19.9	20.1	22.7	25.3	34.3	50.2
1994	5.7	9.6	12.3	17.1	17.1	19.3	29.2	37.0	38.6
1995	9.4	13.1	15.7	16.4	18.9	22.7	36.2	40.2	44.2
1996	9.5	11.2	11.9	16.6	21.8	30.8	40.9	56.2	67.9
1997	6.2	7.6	8.6	10.6	15.4	22.6	34.2	44.5	76.8
1998	17.4	24.8	24.8	28.4	28.4	39.3	58.3	63.9	-99.9
1999	11.5	16.2	18.0	18.9	19.4	27.2	40.7	41.9	55.9
2000	10.0	15.2	16.0	16.4	23.1	29.1	37.5	41.4	51.9
2001	7.6	7.6	9.1	11.9	14.2	15.7	26.2	38.5	41.8
2002	8.5	9.7	9.7	12.2	14.1	23.3	29.5	29.8	38.2
2003	7.8	11.2	14.5	22.9	24.1	31.1	35.9	44.6	52.2
2004	5.7	8.2	10.4	17.3	32.6	41.7	43.2	61.7	73.9
2005	7.1	10.5	12.5	13.5	20.5	31.3	60.4	92.4	118.1

NOTE: -99.9 INDICATES MISSING DATA
DONNEES MANQUANTES

Tableau 6.2 Exemple de données fournies par Environnement Canada pour les différentes stations du Québec (suite).

TABLE2 SERIES STATISTICS
LES STATISTIQUES DES SERIES

DURATION DUREE	5min	10min	15min	30min	1h	2h	6h	12h	24h
# OF YEARS # D'ANNEES	45	45	45	45	45	45	45	45	44
MEAN MOYENNE	8.0	11.3	13.5	17.7	22.2	27.6	38.6	46.2	57.9
STD. DEV. ECARTYPE	2.7	3.6	4.0	6.1	8.6	10.7	11.7	13.7	15.6
SKEW COEF. COEF. ASYM.	1.6	1.5	0.8	1.3	2.2	2.6	1.1	1.1	1.3
KURTOSIS KURTOSIS	7.4	6.4	3.3	5.9	10.5	13.5	5.1	5.4	6.9

NOTE: -99.9 INDICATES LESS THAN 10 YEARS OF AVAILABLE DATA
INDIQUE MOINS DE 10 ANS DE DONNEES DISPONIBLES

TABLE3 RETURN PERIOD RAINFALL AMOUNTS (MM)
QUANTITE DE PLUIE PAR PERIODE DE RETOUR (MM)

DURATION DUREE	2 YR/ANS	5 YR/ANS	10 YR/ANS	15 YR/ANS	20 YR/ANS	25 YR/ANS	50 YR/ANS	75 YR/ANS	100 YR/ANS
5 min	7.6	9.9	11.5	12.3	12.9	13.4	14.9	15.7	16.3
10 min	10.8	13.9	16.0	17.2	18.0	18.6	20.6	21.7	22.5
15 min	12.9	16.4	18.7	20.0	21.0	21.7	23.9	25.2	26.1
30 min	16.7	22.1	25.7	27.7	29.1	30.2	33.6	35.6	37.0
1 h	20.8	28.4	33.5	36.3	38.3	39.8	44.6	47.3	49.3
2 h	25.9	35.3	41.5	45.1	47.5	49.4	55.3	58.7	61.1
6 h	36.7	47.0	53.9	57.7	60.4	62.5	69.0	72.7	75.3
12 h	43.9	56.0	64.0	68.5	71.7	74.1	81.6	86.0	89.0
24 h	55.3	69.1	78.2	83.4	87.0	89.7	98.3	103.3	106.8

NOTE: -99.9 INDICATES LESS THAN 10 YEARS OF AVAILABLE DATA
INDIQUE MOINS DE 10 ANS DE DONNEES DISPONIBLES

TABLE4 RETURN PERIOD RAINFALL RATES (MM/HR) WITH 95 % OF CONFIDENCE LIMITS
INTENSITE DE LA PLUIE PAR PERIODE DE RETOUR (MM/HR) AVEC INTERVALLE DE CONFIANCE DE 95 %

DURATION DUREE	2 YR/ANS	5 YR/ANS	10 YR/ANS	15 YR/ANS	20 YR/ANS	25 YR/ANS	50 YR/ANS	75 YR/ANS	100 YR/ANS
5 min	90.7	118.8	137.4	147.9	155.3	160.9	178.4	188.5	195.7
+/-	8.5	14.4	19.4	22.4	24.5	26.2	31.3	34.3	36.5
10 min	64.5	83.4	95.9	102.9	107.9	111.7	123.4	130.2	135.0
+/-	5.7	9.6	13.0	15.0	16.4	17.6	21.0	23.0	24.5
15 min	51.4	65.5	74.9	80.2	83.9	86.7	95.5	100.6	104.2
+/-	4.3	7.2	9.8	11.3	12.3	13.2	15.7	17.3	18.3
30 min	33.3	44.2	51.4	55.5	58.3	60.5	67.2	71.1	73.9
+/-	3.3	5.6	7.5	8.7	9.5	10.1	12.1	13.3	14.1
1 h	20.8	28.4	33.5	36.3	38.3	39.8	44.6	47.3	49.3
+/-	2.3	3.9	5.3	6.1	6.6	7.1	8.5	9.3	9.9
2 h	12.9	17.6	20.8	22.5	23.8	24.7	27.6	29.3	30.6
+/-	1.4	2.4	3.3	3.8	4.1	4.4	5.3	5.8	6.1
6 h	6.1	7.8	9.0	9.6	10.1	10.4	11.5	12.1	12.6
+/-	0.5	0.9	1.2	1.4	1.5	1.6	1.9	2.1	2.2
12 h	3.7	4.7	5.3	5.7	6.0	6.2	6.8	7.2	7.4
+/-	0.3	0.5	0.7	0.8	0.9	0.9	1.1	1.2	1.3
24 h	2.3	2.9	3.3	3.5	3.6	3.7	4.1	4.3	4.4
+/-	0.2	0.3	0.4	0.5	0.5	0.5	0.6	0.7	0.8

NOTE: -99.9 INDICATES LESS THAN 10 YEARS OF AVAILABLE DATA
INDIQUE MOINS DE 10 ANS DE DONNEES DISPONIBLES

TABLE 5 INTERPOLATION EQUATION / EQUATION D'INTERPOLATION: R = A*T**B
R = RAINFALL RATE / INTENSITE DE LA PLUIE (MM/HR)
T = TIME IN HOURS / TEMPS EN HEURES

STATISTICS STATISTIQUE	2 YR/ANS	5 YR/ANS	10 YR/ANS	15 YR/ANS	20 YR/ANS	25 YR/ANS	50 YR/ANS	75 YR/ANS	100 YR/ANS
MEAN OF R MOY. DE R	31.8	41.5	47.9	51.6	54.1	56.1	62.1	65.6	68.1
STD. DEV R ECARTYPE	31.1	40.4	46.5	50.0	52.4	54.3	60.1	63.5	65.8
COEFF. A COEFF. A	19.7	25.8	29.8	32.0	33.6	34.8	38.5	40.7	42.2
EXPONENT B EXPOSANT B	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7	-0.7
STD. ERROR ERREUR STD.	4.5	6.4	7.8	8.6	9.1	9.5	10.8	11.6	12.2
MEAN % ERR. % D'ERREUR	4.6	6.1	6.8	7.2	7.5	7.7	8.2	8.5	8.6

NOTE: -99.9 INDICATES LESS THAN 10 YEARS OF AVAILABLE DATA
INDIQUE MOINS DE 10 ANS DE DONNEES DISPONIBLES

6.3.4 Distribution spatiale et non-homogénéité des précipitations

En pratique, on assume généralement que la pluie de conception sera appliquée de façon uniforme sur l'ensemble du bassin versant. Cette hypothèse est valable pour de petits bassins mais la distribution spatiale des précipitations à l'échelle d'un territoire peut toutefois devenir importante lorsqu'on doit analyser des bassins de dimensions importantes ou lorsqu'on tente de caler un modèle avec les données obtenues en utilisant une quantité insuffisante de pluviomètres pour un territoire de grande dimension. Dans ce dernier cas et en particulier pour des précipitations de type orageux qui sont typiquement concentrées autour d'un noyau et très localisées, il peut devenir impossible ou très difficile de caler le modèle puisque la pluie mesurée n'est pas vraiment représentative de celle qui aura causé le débit mesuré.

D'un autre côté, l'analyse du déplacement d'un orage peut devenir nécessaire dans le cas de l'opération et/ou du contrôle d'un système important d'égouts unitaires, à l'intérieur d'un programme de contrôle des débordements d'eaux usées. On pourra à ce sujet se référer à James *et al.* (1981), qui ont par exemple établi que les orages dans la région de Toronto pouvaient typiquement se déplacer à une vitesse de l'ordre de 30 km/h. Plusieurs auteurs, dont Niemczynowicz (1987) et Vogel (1984), ont montré que ce mouvement pouvait avoir un effet important sur la génération d'hydrogrammes, en particulier lorsque l'orage se déplace de l'amont vers l'aval dans l'axe du bassin versant.

6.3.5 Distribution temporelle des précipitations

La distribution temporelle de la précipitation est la variation, dans le temps, de l'intensité de la pluie pendant un orage. Pour une même quantité de pluie, cette distribution dans le temps peut évidemment avoir une influence non négligeable sur les débits de ruissellement qui pourront être générés. Une intensité de pluie uniforme est une des hypothèses simplificatrices de la méthode rationnelle et les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) ont notamment été développées pour rendre facile la détermination de cette intensité en fonction du temps de concentration.

Pour des modèles de simulation, on doit spécifier un hyétogramme de pluie comme donnée d'entrée et on peut facilement constater que la distribution temporelle de la pluie peut avoir un impact appréciable sur les débits et volumes de ruissellement produits. Ainsi, on peut aisément concevoir que deux pluies de même durée mais avec des intensités maximales se produisant au début ou à la fin de la durée totale pourront générer des débits radicalement différents, en particulier si on retrouve dans le bassin versant une part importante de surfaces perméables.

Certaines distributions temporelles se sont imposées au fil des ans et peuvent être utilisées pour analyser différents types de problèmes. Les différents types de pluies de projet qui sont proposés dans la littérature peuvent être divisés selon deux catégories générales (Rivard, 1995b) :

(1) les pluies obtenues à partir des courbes IDF (intensité-durée-fréquence), avec une distribution temporelle plus ou moins arbitraire;
(2) les pluies dont la distribution temporelle est dérivée à partir d'analyses sur des événements pluvieux réels.

On retrouve dans la première catégorie la pluie de Chicago (Keifer et Chu, 1957), qui est largement utilisée en Amérique du Nord dans sa forme originale et avec certaines modifications. Dans la deuxième catégorie, qui regroupe entre autres les efforts les plus récents dans ce domaine, on retrouve notamment la pluie SAE du Service Atmosphérique d'Environnement Canada (Hogg, 1980, 1982) et les pluies du NRCS (anciennement SCS (Soil Conservation Service des États-Unis).

6.3.5.1 Pluie de Chicago

L'hypothèse de base pour la dérivation des pluies de Chicago est que chaque point de l'hyétogramme synthétique est associé à la même période de retour que la pluie totale. Si une fonction continue est disponible pour représenter une courbe IDF et qu'on intègre sous la fonction pour une durée donnée, on obtient la quantité de pluie totale pour cette durée. Cette quantité de pluie divisée par la durée donne l'intensité moyenne qui est décrite par la fonction représentant la courbe IDF. On doit par ailleurs définir un ratio r qui exprimera le rapport entre la durée avant d'atteindre la pointe et la durée totale ($r = t_{av}/t$). Ce paramètre r est normalement estimé en analysant des pluies réelles. Au moins deux méthodes ont été proposées pour ce faire (Bandyopadhyay, 1972). Au Canada, on peut se référer aux analyses de Watt *et al.* (1986) pour des valeurs spécifiques aux différentes régions; pour les régions de Montréal (Dorval) et de Québec, ces auteurs donnent pour des pluies de 60 minutes des durées avant la pointe de 27 et 23 minutes respectivement (soit une valeur de r de 0,45 et 0,38).

La figure 6.5 montre la forme typique de l'hyétogramme ainsi dérivé. L'application des pluies de Chicago discrétisées avec des pas de temps de 5 minutes donne des débits de pointe trop élevés et on utilise plutôt des pas de temps de 10 minutes, ce qui donne des débits de pointe plus réalistes.

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

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

Une fois établie l'intensité maximale de l'hyétogramme, on pourra déterminer les intensités avant et après la pointe, en se référant aux équations présentées à la figure 6.6.

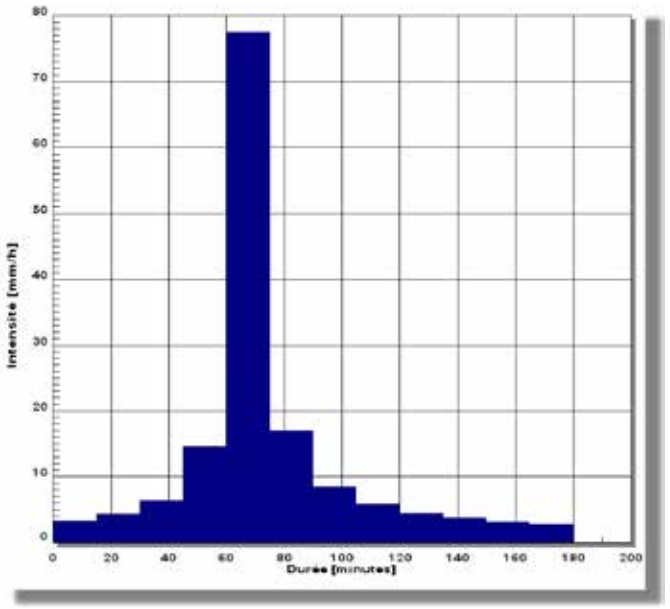


Figure 6.5 Exemple de pluie de type Chicago – durée de 3 heures – Station de Dorval (période de retour 1 dans 5 ans).

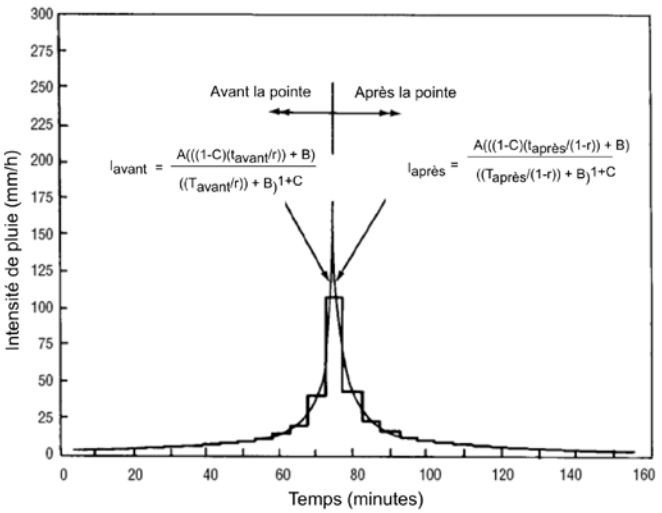


Figure 6.6 Distribution temporelle pour la pluie de type Chicago.

6.3.5.2 Pluie SEA (Service Atmosphérique – Environnement Canada)

Dans une série d'articles publiés au début des années 1980 (1980, 1982), Hogg a examiné d'une part les variations de distribution temporelle des pluies à travers le Canada et d'autre part les types de pluie qui étaient le mieux adaptés à chacune des régions. Il s'est limité dans son analyse à deux durées fixes, soit des pluies d'une heure et de 12 heures. Il développa alors à partir de pluies réelles des courbes de masse pour plusieurs régions du Canada et en produisit une pour le sud du Québec. D'après le modèle proposé par Hogg, également appelé SEA, la distribution est établie pour avoir la pointe d'intensité coïncidant avec la moyenne des pointes analysées et en préservant la moyenne des rapports intensité maximale de pluie/accumulation totale. Les courbes de masse proposées par Hogg pour une pluie d'une heure, dont la durée est mieux adaptée pour les calculs de ruissellement urbain, sont montrées au tableau 6.3. La figure 6.7 montre un exemple de ce type de pluie de conception. Un exemple pour la pluie d'une durée de 12 heures est par ailleurs fourni à la figure 6.8, avec le tableau 6.4 qui donne la répartition dans le temps. Rousselle *et al.* (1990) donne plus de détails pour ces types de pluie.

Tableau 6.3

Hyétogramme de pluie de 1 heure du SEA (Rousselle *et al.*, 1990).

	Pourcentage de pluie totale pour l'intervalle indiqué											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Nord du Québec	1	6	15	32	15	11	8	5	3	2	1	1
Sud-ouest du Québec	1	4	9	18	29	14	10	7	4	2	1	1

Tableau 6.4

Hyétogramme de pluie de 12 heures du SEA (Rousselle *et al.*, 1990).

	Pourcentage de pluie totale pour l'intervalle indiqué											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Québec	2	4	7	9	12	10	17	7	10	9	7	6

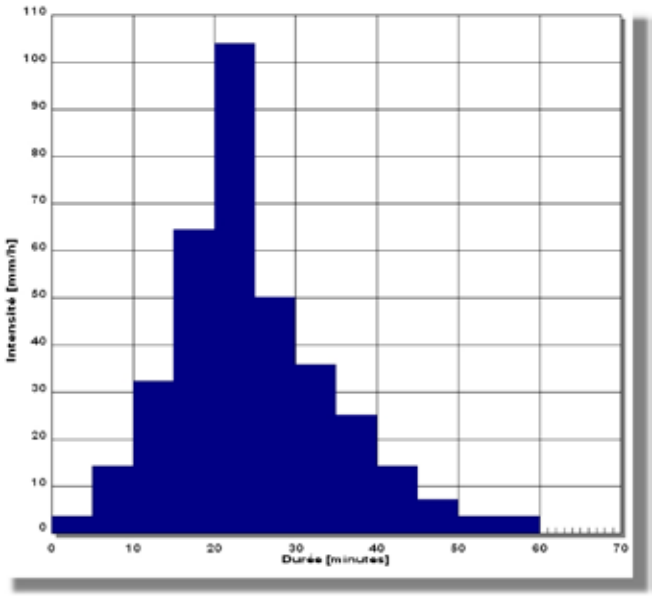


Figure 6.7 Exemple de pluie de type SEA – durée de 1 heure – Station de Dorval (période de retour 1 dans 5 ans).

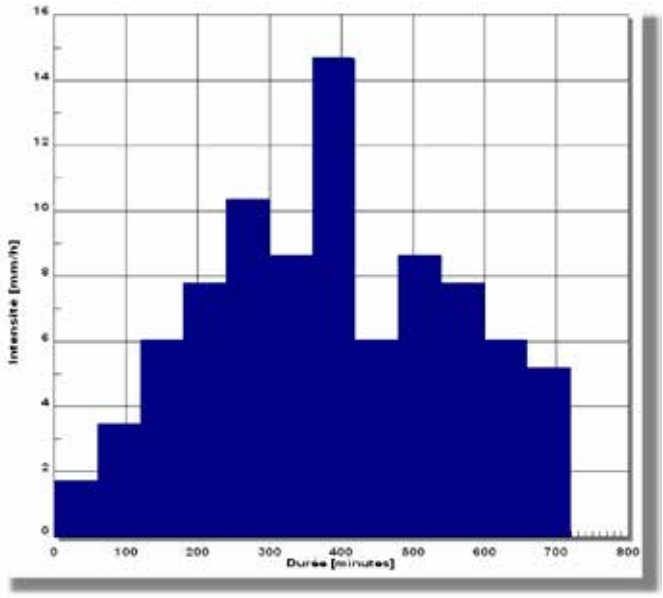


Figure 6.8 Exemple de pluie de type SEA – durée de 12 heures – Station de Dorval (période de retour 1 dans 100 ans).

6.3.5.3 Pluies du NRCS (anciennement SCS)

Le NRCS (*Natural Resources Conservation Service (anciennement le SCS* (*Soil Conservation Service des États-Unis*)) a développé une pluie synthétique qui est couramment utilisée au Canada et aux États-Unis (SCS, 1986). Cette pluie a été définie en déterminant pour des pluies réelles une courbe de masse typique pour la hauteur de pluie. Deux durées sont généralement considérées, soit une pluie de 24 heures et, d'utilisation moins fréquente, une pluie de 6 heures. Cette dernière pluie a été développée pour la conception de petits barrages en milieu rural et la hauteur de pluie n'a pas été déterminée pour les conditions canadiennes. L'utilisation de cette pluie n'est cependant pas recommandée pour la modélisation en milieu urbain à moins que des données de précipitation locales ne soient disponibles.

On utilise plutôt au Canada, surtout pour des bassins ruraux, la pluie synthétique d'une durée de 24 heures. Quatre types ont été développés selon les différentes régions des États-Unis (types I, IA, II et III); le type II, qui s'applique pour une grande partie des États-Unis, est celui qu'on utilise habituellement au Québec et de façon générale dans l'est du Canada. Comme on peut le voir à la figure 6.9, l'hyétogramme de type II présente une pointe vers le milieu de la durée totale de 24 heures. Le tableau 6.5 fournit quant à lui la discrétisation de la pluie de 24 heures.

6.3.5.4 Pluies historiques

Les pluies synthétiques, bien qu'elles soient faciles à établir et à utiliser pour la conception des réseaux, sont basées sur certaines hypothèses (durée, conditions antécédentes d'humidité) qui peuvent avoir une influence non négligeable sur les débits et volumes de ruissellement générés.

Tableau 6.5

Distribution temporelle de pluie du NRCS (anciennement SCS). Pluie de 24 heures de type II (adapté de Chow *et al.*, 1988).

Heure	t/24	Pt/P24
0	0	0
2,0	0,083	0,022
4,0	0,167	0,048
6,0	0,250	0,080
7,0	0,292	0,098
8,0	0,333	0,120
8,5	0,354	0,133
9,0	0,375	0,147
9,5	0,396	0,163
9,75	0,406	0,172
10,0	0,417	0,181
10,5	0,438	0,204
11,0	0,459	0,235
11,5	0,479	0,283
11,75	0,489	0,357
12,0	0,500	0,663
12,5	0,521	0,735
13,0	0,542	0,772
13,5	0,563	0,799
14,0	0,583	0,820
16,0	0,667	0,880
20,0	0,833	0,952
24,0	1,000	1,000

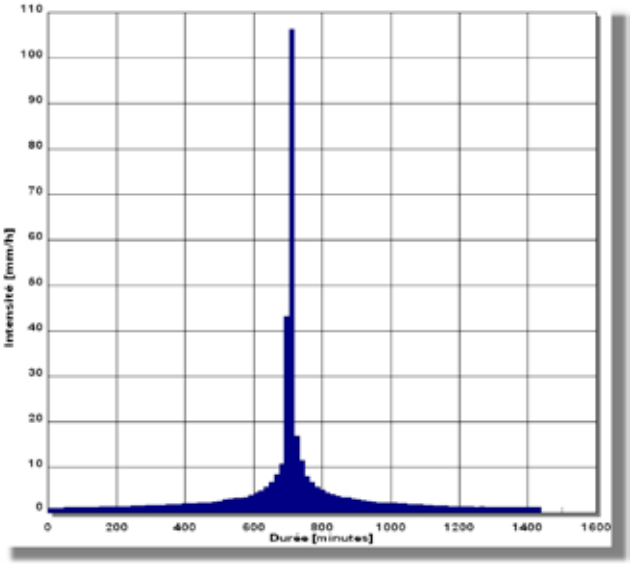


Figure 6.9 Exemple de pluie de type NRCS (SCS) – durée de 24 heures – Station de Dorval (période de retour 1 dans 100 ans).

Dans la mesure du possible, et particulièrement lorsque des bassins de rétention doivent être analysés et conçus, il devient important de valider les volumes de rétention à prévoir avec des pluies historiques.

Idéalement, on pourra développer pour une région en particulier une série de pluies historiques qui sera utilisée pour valider la conception des différents éléments des réseaux. Certaines pluies plus importantes pourront être utilisées pour le contrôle quantitatif. L'aspect qualitatif, qui implique la prise en compte de pluies de plus faible envergure, pourra également être analysé avec des pluies historiques. À titre d'exemple, on pourra en premier lieu par une analyse statistique établir pour une région les caractéristiques pluviométriques pour une station, ce qui permettra d'établir une ou deux années qui apparaissent globalement comme des années moyennes pour la pluviométrie. On pourra par la suite, avec un modèle de ruissellement, simuler ces séries historiques de façon à pouvoir établir des conditions de ruissellement pour ces périodes moyennes.

6.3.6 Durées des pluies de conception

De façon générale, la durée de la pluie de conception devrait être au moins deux fois le temps de concentration du bassin à l'étude (Marsalek et Watt, 1989). Pour la plupart des petits bassins urbains (de superficie inférieure à 50 ha), une durée de 1 heure peut être acceptable lorsque le paramètre à analyser est le débit de ruissellement. La pluie du SEA donne généralement dans ces cas de bons résultats pour l'évaluation des débits de ruissellement.

Toutefois, pour les projets où de la rétention est envisagée et où les volumes de ruissellement doivent être adéquatement déterminés, des durées de pluie plus longues, entre 3 et 6 heures, devraient être utilisées. Une durée de 24 heures (pluie SCS ou de type Chicago) peut également être recommandée pour l'analyse de bassins de rétention et également pour l'évaluation du ruissellement pour des bassins ruraux. D'usage moins fréquent, la pluie de type SEA mais d'une durée de 12 heures peut aussi être envisagée pour l'analyse de bassins ruraux.

Lorsqu'un modèle aura été élaboré pour simuler le ruissellement, il est de bonne pratique de procéder à des tests de sensibilité avec différents types de pluie de conception. En particulier pour la conception de bassins de rétention, on pourra également utiliser dans la mesure du possible des pluies réelles qui sont connues pour être relativement rares pour une région en particulier. Une fois la base de données créée pour une région en particulier, il devient facile par la suite d'uniformiser la pratique. L'utilisation de pluies historiques, de durées et d'intensité variables, devrait être une bonne pratique pour valider les valeurs de débits et de volumes de ruissellement obtenus avec les pluies synthétiques.

6.4 PERTES

On peut distinguer trois types de pertes dont il faut tenir compte pour l'établissement de la pluie excédentaire qui contribuera au ruissellement : les pertes par interception, celles par emmagasinement ou rétention de surface et celles par infiltration. En milieu fortement urbanisé, avec un pourcentage d'imperméabilisation appréciable, les pertes par interception et rétention de surface sont généralement regroupées pour les analyses et sont par ailleurs moins importantes que celles causées par l'infiltration. Elles peuvent cependant devenir significatives pour des bassins non développés et boisés.

Les sections qui suivent décriront les concepts habituellement retenus en hydrologie urbaine pour évaluer ces phénomènes et fourniront des valeurs typiques pour chaque type de pertes. Les pertes par évaporation et évapotranspiration peuvent constituer une part importante des pertes lorsqu'un bilan hydrique annuel est complété; elles sont toutefois de faible importance lorsqu'on analyse des bassins urbanisés puisque les taux d'évaporation sont beaucoup plus faibles que les taux de précipitation. Ce type de pertes ne sera donc pas discuté ici de façon approfondie mais il pourrait devenir intéressant de les considérer pour des cas particuliers.

6.4.1 Interception et rétention de surface

L'interception est la quantité de précipitation qui pourra être stockée sur la végétation dans le bassin versant, pour être plus tard évaporée dans l'atmosphère. Cette quantité ne contribue donc pas au ruissellement. La rétention de surface est la quantité d'eau retenue en surface et qui s'accumule dans les petites dépressions; cette eau peut par la suite s'évaporer en partie ou s'infiltrer. Pour des bassins ruraux, ce paramètre est important à considérer et peut avoir une influence non négligeable sur les résultats.

L'interception et l'emmagasinement de surface sont la plupart du temps considérés globalement en hydrologie urbaine. Logiquement, le développement urbain contribue de façon importante à réduire la présence de végétation et on ne considère généralement que la partie de la pluie qui est retenue dans les dépressions de surface, tant pour les surfaces imperméables que pour les surfaces perméables. L'interception est plutôt quant à elle un facteur à prendre en compte pour un calcul de budget hydrique annuel ou dans le cas de simulation pour le ruissellement dans un bassin rural.

Pour ce qui est de la rétention de surface, on peut utiliser les valeurs présentées aux tableaux 6.6 et 6.7, tirées dans le premier cas du manuel de drainage de Denver au Colorado et dans le deuxième cas de diverses références. Règle générale, il existe une forte corrélation entre la pente et la rétention de surface et on peut s'attendre à ce que la rétention soit moins accentuée sur une surface avec une pente plus importante. Des mesures plus récentes d'origine européenne et rapportées dans le manuel de l'utilisateur du logiciel SWMM, version 4 (Huber *et al.*, 1988), donnent cependant, pour des surfaces imperméables, des valeurs qui seraient plutôt de l'ordre de 1 à 1,5 mm; dans le cas d'une surface en gazon typique pour des secteurs urbains, la valeur recommandée serait quant à elle de 2,5 mm à 5,0 mm.

6.4.2 Pertes par infiltration

L'infiltration de l'eau dans le sol est un paramètre important à considérer pour l'analyse du ruissellement, tant pour des secteurs ruraux que pour des secteurs urbanisés. C'est une composante dont la valeur varie dans le temps avec les apports d'eau et la plupart des modèles de simulation, contrairement à la méthode rationnelle

Tableau 6.6

Valeurs typiques de pertes par rétention de surface (adapté de UDFCD, 2006).

Type d'occupation du sol	Gamme de pertes (mm)	Valeurs recommandées
Imperméable		
Surfaces pavées importantes	1,25 – 3,8	2,5
Toits plats	2,5 – 7,5	2,5
Toits avec pente	1,25 – 2,5	1,25
Perméables		
Pelouse	5,0 – 12,5	8,8
Surfaces boisées et champs	5,0 – 15,0	10,0 (cas par cas)

Tableau 6.7

Valeurs typiques de pertes par rétention de surface.

Type de surface	Gamme de pertes (mm)	Références
Pavage		
Avec pente forte	0,5	Pecher (1969); Viessman *et al.* (1977)
Avec faible pente	1,5 – 3,5	Pecher (1969); Viessman *et al.* (1977)
Surfaces perméables	1,3 – 2,5	Tholin et Kiefer (1960)
Pelouse	2,5 – 5,0	Hicks (1944)
Toits plats	2,5 – 7,5	Butler et Davis (2000)

par exemple, tiennent compte de cette variation dans le temps. Pour de petites pluies, alors qu'une part importante de la précipitation pourra s'infiltrer, la partie des zones perméables qui contribuera au ruissellement pourra être minime; pour des événements pluvieux plus importants, ces zones généreront des débits plus importants. Par ailleurs, de façon générale, les sols recouverts de gazon ou de végétation tendent à avoir des capacités d'infiltration plus grandes que les sols nus.

La modélisation de l'infiltration en hydrologie urbaine a évolué selon deux directions principales : une approche empirique ou hydrologique (avec les modèles du NRCS (anciennement SCS) et de Horton) ou une approche basée sur une approximation des modèles physiques (modèle de Green-Ampt). Ces approches peuvent se définir comme étant intermédiaires si on considère leur niveau de complexité et surtout le nombre de paramètres qu'elles requièrent pour leur application dans des situations concrètes de conception. La plupart des modèles couramment utilisés en hydrologie urbaine ont recours à une de ces trois approches pour simuler l'infiltration.

6.4.2.1 Modèle du NRCS

Ce modèle simple, qu'on nomme parfois modèle avec indice de ruissellement (curve-number model), a été développé au cours des années 1950 par le NRCS (Natural Resources Conservation Service), autrefois appelé SCS (Soil Conservation Service). La popularité de ce modèle est attribuable essentiellement à sa simplicité, au manque de solutions alternatives et surtout à la base de données qui existe pour la sélection des paramètres en fonction des types de sols. Bien qu'à l'origine cette méthode ait été développée pour calculer des débits pour de petits bassins agricoles et pour évaluer les impacts de différentes pratiques agricoles sur le ruissellement, elle a été subséquemment élargie et appliquée à l'analyse des bassins urbains.

La référence de base exposant les différentes techniques et méthodes développées par le SCS pour de petits bassins en milieu urbain est le document appelé TR-55 (NRCS, 1986); les différentes équations et limitations de la méthode sont notamment décrites dans un document de la FHWA (FHWA, 2002).

Le modèle du SCS s'appuie sur le concept que la précipitation totale tombant sur un bassin peut être séparée en trois composantes (voir figure 6.10) : le ruissellement direct (Q), la rétention qui se produit dans le bassin (F) et les pertes initiales (Ia). La relation entre la précipitation (P) et les trois composantes est assumée comme étant la suivante :

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P - I_a} \qquad (6\text{-}4)$$

où S représente la rétention potentielle maximale. La rétention se produisant réellement se définit avec la relation suivante :

$$F = (P - I_a) - Q \qquad (6\text{-}5)$$

Substituant 6-5 dans l'équation 6-4 on obtient :

$$\frac{(P - I_a) - Q}{S} = \frac{Q}{P - I_a} \qquad (6\text{-}6)$$

En réarrangeant pour Q on trouve finalement

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \qquad (6\text{-}7)$$

Soulignons que tous ces paramètres sont exprimés en unités identiques (en millimètres pour le système SI ou en pouces pour le système impérial). Cette équation contient une quantité connue (P) et deux inconnues (I_a et S). On pose ensuite, en se basant sur les résultats de simulations, que la perte initiale $I_a = 0{,}2S$. Ceci donne donc en transposant dans l'équation 6-8 :

$$Q = \frac{(P - 0{,}2\,S)^2}{(P + 0{,}8S)} \qquad (6\text{-}8)$$

Cette relation est l'équation de base permettant de calculer le ruissellement Q à partir de la précipitation P. Pour pouvoir évaluer la seule inconnue, S, on a développé le concept d'un indice de ruissellement CN (runoff curve number). L'indice CN est relié au stockage S par la relation suivante:

$$CN = \frac{25\,400}{S + 254} \quad (S \text{ en mm}) \qquad (6\text{-}9)$$

Le CN est donc simplement une transformation non-linéaire de S qui est un paramètre de stockage; il est déterminé en considérant essentiellement les types de sol en présence dans le bassin et le couvert végétal. Il est important de noter toutefois que la méthode du NRCS a été développée à l'origine comme un indice de ruissellement pour des précipitations de 24 h et qu'elle doit être utilisée avec précaution pour analyser les quantités de ruissellement pour des durées autres que 24 h. Elle est par ailleurs moins appropriée pour l'analyse de petites précipitations et il est reconnu qu'elle devient moins précise pour des quantités de pluie inférieures à 10 mm.

Le NRCS a par ailleurs classé les sols en quatre catégories en ce qui concerne le potentiel d'infiltration :

- Groupe A (faible potentiel de ruissellement) : Sols présentant des taux élevés d'infiltration même lorsque saturés et étant principalement constitués en profondeur de sable ou gravier bien drainés ou excessivement bien drainés. Ces sols possèdent un haut taux de transmission de l'eau infiltrée.
- Groupe B : Sols avec des taux d'infiltration moyen lorsque saturés, composés essentiellement de sable ou gravier modérément drainés à bien drainés sur des profondeurs modérées à importantes, avec des textures modérément fines à modérément grossières. Ces sols possèdent un taux modéré de transmission de l'eau.

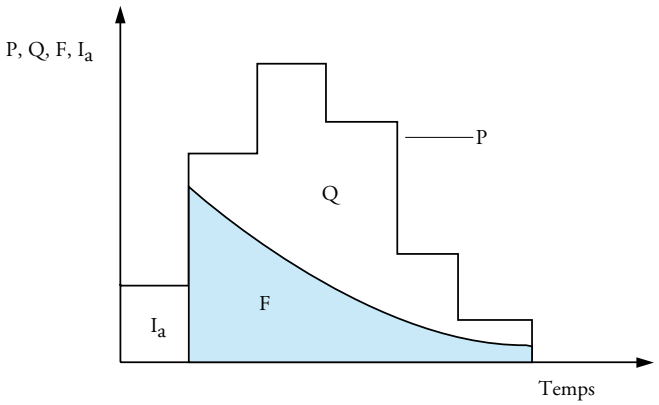


Figure 6.10 Séparation de la pluie (P) en ruissellement (Q), pertes initiales (I_a) et les pertes par rétention (F) – Méthode du NRCS.

- Groupe C : Sols présentant des taux d'infiltration lents lorsque saturés, composés principalement de sols avec une couche qui retarde le mouvement vertical de l'eau ou de sols avec une texture modérément fine à fine. Ces sols ont un taux de transmission de l'eau qu'on peut qualifier de faible.
- Groupe D (potentiel élevé de ruissellement) : Sols avec de très faibles taux d'infiltration lorsque saturés, constitués principalement d'argile en surface ou à une faible profondeur ou de sols avec une nappe phréatique haute en permanence. Ces sols présentent un très faible taux de transmission de l'eau.

Le tableau 6.8 donne les valeurs de CN pour différentes surfaces et les différents groupes de sols. On retrouvera à différentes références des descriptions plus détaillées pour des secteurs ruraux (McCuen, 1989; Hoggan, 1989). Soulignons que les valeurs présentées au tableau 6.8 sont valides pour des conditions antécédentes d'humidité moyennes (CAH II). Une fois le CN connu pour ces conditions moyennes, on peut utiliser les équations suivantes pour évaluer le CN pour des conditions sèches ou pratiquement saturées (CAH I ou III) (SCS, 1986; Chow *et al.*, 1988) :

$$CN\,(I) = \frac{4{,}2\,CN\,(II)}{10 - 0{,}058\,CN\,(II)} \qquad (6\text{-}10)$$

$$CN\,(III) = \frac{23\,CN\,(II)}{10 + 0{,}13\,CN\,(II)} \qquad (6\text{-}11)$$

La définition plus ou moins arbitraire des conditions sèche, moyenne ou saturée est par ailleurs donnée au tableau 6.9. Les équations à la base des valeurs contenues dans ce tableau sont fournies dans des références de base (NRCS, 1986).

Tableau 6.8

Indices de ruissellement CN pour différentes occupations du sol

(conditions antécédentes d'humidité moyennes (II), Ia = 0,2S (adapté de Chow *et al.* (1988); Rivard, 2005).

Type d'utilisation du sol		Groupe hydrologique du sol			
		A	B	C	D
Terrain cultivé[1]: sans traitement de conservation		72	81	88	91
Terrain cultivé: avec traitement de conservation		62	71	78	81
Pâturage: mauvaise condition		68	79	86	89
Pâturage: bonne condition		39	61	74	80
Champs ou prairie: bonne condition		30	58	71	78
Boisé ou fôret: mauvais couvert		45	66	77	83
Boisé ou fôret: bon couvert[2]		25	55	70	77
Espaces verts, pelouses, parcs, cimetières, etc.					
bonne condition: 75 % ou plus en gazon		39	61	74	80
condition moyenne: 50 à 75 % en gazon		49	69	79	84
Secteurs commerciaux (85 % imperméable)		89	92	94	95
Secteurs industriels (72 % imperméable)		81	88	91	93
Résidentiel[3]:					
Dimensions moy. des lots	% imperméable[4]				
0,05 hectare ou moins	65	77	85	90	92
0,1 hectare	38	61	75	83	87
0,13 hectare	30	57	72	81	86
0,2 hectare	25	54	70	80	85
0,4 hectare	20	51	68	79	84
Stationnements pavés, toits, entrées d'autos		98	98	98	98
Rues					
pavées avec bourdures et égout pluvial		98	98	98	98
gravier		76	85	89	91
non aménagée		72	82	87	89

1. Pour une description plus détaillée des indices de ruissellement pour des secteurs ruraux, on pourra consulter certaines références américaines (*McCuen*, 1989; *Hoggan*, 1989). Le Manuel de conception des ponceaux du Ministère des Transports du Québec fournit également des tableaux présentant des valeurs pour les conditions québécoises.
2. Un bon couvert est protégé par des broussailles.
3. Les indices sont évalués en assumant que le ruissellement sur la maison et l'entrée d'auto est dirigé vers la rue, avec un minimum de l'eau provenant du toit qui est dirigée vers le gazon où de l'infiltration peut se produire.
4. Les surfaces perméables (pelouses) sont considérées comme étant des paturages avec de bonnes conditions.

Tableau 6.9

Classification des classes de conditions antécédentes d'humidité

pour la méthode NRCS de calcul des pertes.

	Précipitation pour les 5 jours précédents (mm)	
Groupe de conditions antécédentes	Saison dormante	Saison de culture
I	moins de 12,5	moins de 35,4
II	12,5 à 28	35,4 à 53,3
III	plus de 28	plus de 53,3

(Source : Adapté de Soil Conservation Service, 1972)

Il est important de souligner que la validité de la procédure NRCS est questionnée depuis de nombreuses années (MEO, 1987; WEF/ASCE, 1992). Une de ses principales faiblesses provient de l'hypothèse de base voulant que Ia = 0,2 S; on n'explique pas vraiment d'ailleurs dans le document de base TR-55 (NRCS, 1986) d'où vient cette relation. Au lieu de maintenir constante cette relation, la méthodologie utilisée par exemple dans le programme OTTHYMO (Wisner *et al.*, 1989) ou SWMHYMO (Sabourin, 1998) implique plutôt la détermination de la perte initiale Ia à partir des analyses des données de pluie et de débits. Cette approche est plus flexible mais les données nécessaires pour l'appliquer ne sont pas souvent disponibles pour des applications pratiques.

La méthodologie du NRCS n'en reste pas moins utile et applicable principalement pour des bassins à vocation essentiellement rurale et non développés. Pour le Québec, on pourra retrouver notamment dans le Manuel de conception des ponceaux du ministère des Transports (MTQ, 1995) des tableaux donnant pour différents types de sol leur classification hydrologique. C'est d'ailleurs un des principaux avantages de la méthode NRCS puisqu'on pourra dans la plupart des cas établir un indice de ruissellement à partir du type de sol qu'on retrouve dans un bassin versant.

6.4.2.2 Modèle de Horton

Cette méthode est la plus couramment employée en hydrologie urbaine pour analyser l'infiltration. Les différentes mesures et analyses de Horton durant les années 1930 l'ont conduit à proposer l'équation suivante, qu'on peut visualiser graphiquement à la figure 6.11 (Horton, 1933; 1940) :

$$f = f_c + (f_o - f_c)e^{-kt} \qquad (6\text{-}12)$$

où f = la capacité d'infiltration (mm/h)
f_c = capacité d'infiltration ultime ou d'équilibre (mm/h)
f_o = capacité d'infiltration initiale (mm/h)
t = temps depuis le début de la précipitation (s)
k = une constante représentant le taux de décroissance dans la capacité d'infiltration (s-1)

Cette équation indique que si l'apport de pluie excède la capacité d'infiltration, l'infiltration tend à décroître d'une façon exponentielle. La superficie sous la courbe de la figure 6.11 indique par ailleurs pour chaque pas de temps la hauteur d'eau qui est infiltrée durant cet intervalle. À la limite, la valeur du paramètre f_c s'approche et tend vers la valeur de la conductivité hydraulique à saturation du sol K_s.

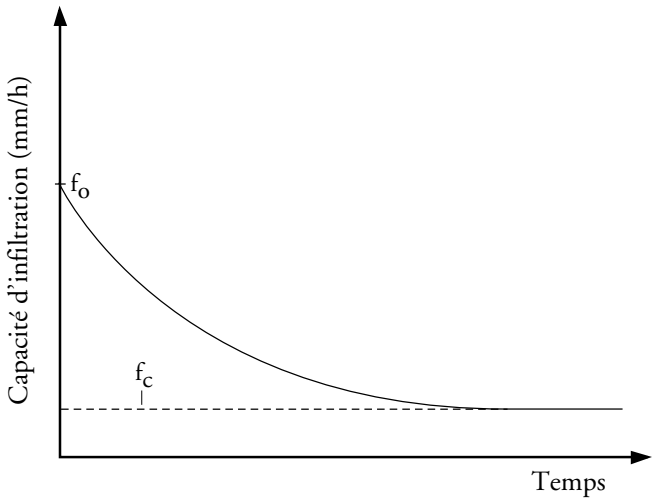


Figure 6.11 Paramètres pour le modèle de Horton.

Cette conductivité hydraulique est directement reliée à la capacité d'infiltration du sol et, mis à part bien entendu les caractéristiques intrinsèques du sol en place, elle dépend notamment de la teneur en eau initiale du sol ainsi que de l'état de la surface que l'eau doit traverser pour amorcer le processus d'infiltration. Ces deux notions sont importantes à considérer, en particulier pour la conception des pratiques de gestion impliquant de l'infiltration.

L'utilisation répandue du modèle de Horton en hydrologie urbaine peut sans doute s'expliquer par le fait que cette approche fournit un bon équilibre entre la simplicité et une description acceptable des processus physiques d'infiltration. Le modèle nécessite l'estimation des trois paramètres contenus dans l'équation 6.12, soit f_c, f_o et k. Idéalement, ces estimations devraient être basées sur les résultats de tests in situ (voir annexe B), pour plusieurs sites à l'intérieur du bassin et pour différentes conditions antécédentes d'humidité. En pratique, ceci est sans doute difficilement réalisable et on doit le plus souvent avoir recours à des valeurs tirées de la littérature. Par ailleurs, des analyses récentes de mesures d'infiltration en place (Pitt, 1999) ont permis d'établir que les sols perméables compactés (par exemple pour des secteurs résidentiels plus anciens) avaient des capacités d'infiltration moindres que les secteurs plus récents, où les sols étaient moins compactés, ou les secteurs dont le sol n'avait pas été remanié lors de l'urbanisation.

Le paramètre f_c correspond à la conductivité hydraulique saturée; on peut en trouver des valeurs représentatives dans plusieurs ouvrages de références (Chow

et al., 1988; Maidment, 1993). Le tableau 6.10 fournit des valeurs typiques pour ce paramètre. Quant à f_o, comme on peut le voir au tableau 6.11, sa valeur dépend essentiellement du type de sol, des conditions initiales d'humidité et de la végétation de surface. Encore une fois, on pourra dans ce cas consulter les références déjà citées. Pour des bassins urbanisés typiques, avec peu ou pas de végétation et un sol silteux, une valeur souvent utilisée par défaut est 75 mm/h. Cette valeur peut cependant être considérablement augmentée dans le cas de sol sablonneux. Finalement, les valeurs citées dans la littérature pour le paramètre k varient de façon appréciable (Huber *et al.*, 1988; Maidment, 1993; Chow *et al.*, 1988). À titre indicatif, le tableau 6.12 fournit le taux de décroissance de la capacité d'infiltration pour différentes valeurs de k; on constate qu'après une certaine valeur limite, la variation de ce paramètre a un impact réduit sur la capacité d'infiltration.

Des analyses plus récentes de Pitt (1999) ont permis d'établir la gamme de valeurs que pouvaient prendre les différents paramètres dans l'équation de Horton, en se basant sur des mesures pour des sols argileux ou sablonneux et selon qu'ils étaient secs ou saturés. Les tableaux 6.13 et 6.14 résument les principaux résultats obtenus alors que les figures 6.12 et 6.13 donnent des graphiques en trois dimensions permettant de visualiser la variation des taux d'infiltration. On pourra constater que les gammes de valeurs obtenues sont relativement larges. Des valeurs de conception, comme celles proposées au tableau 6.15, peuvent être retenues pour la simulation avec des modèles mais, lorsqu'il est important de bien connaître la capacité d'infiltration réelle du sol, comme pour des pratiques de gestion impliquant de l'infiltration, il deviendra essentiel d'effectuer des tests de percolation sur les sols en place.

Tableau 6.10

Valeurs typiques de f_c en fonction des différents types de sols (Huber *et al.*, 1988).

Type de sol	f_c (mm/h)
A	11,4 – 7,5
B	7,5 – 3,8
C	3,8 – 1,3
D	1,3 – 0,0

Tableau 6.11

Valeurs typiques de f_o en fonction des différents types de sols (Huber *et al.*, 1988).

Type de sol	f_o (mm/h)
1) Sol sec (peu ou pas de végétation)	Sol sablonneux : 125 Loam : 75 Sol argileux : 25
2) Sol sec (avec une végétation dense)	Multiplier les valeurs en 1) par 2
3) Sols humides	Sols drainés mais pas sec : Diviser les valeurs en 1) ou 2) par 3 Sols saturés : Prendre les valeurs proches de f_c Sols partiellement saturés : Diviser les valeurs en 1) ou 2) par 1,5 à 2,5

Tableau 6.12

Taux de décroissance de la capacité d'infiltration pour différentes valeurs de k (Huber *et al.*, 1988).

Valeur de k h^{-1} (s^{-1})	Pourcentage de diminution de la capacité d'infiltration après 1 heure
2 (0,00056)	75
3 (0,00083)	95
4 (0,00115)	98
5 (0,00139)	99

Tableau 6.13

Paramètres de l'équation de Horton pour des sols sablonneux (Pitt, 1999).

	f_o (mm/h)		f_c (mm/h)		k (1/min)	
	Moyen/typique	gamme	Moyen/typique	gamme	Moyen/typique	gamme
Sols sablonneux non-compactés	990	103 à 3 700	380		9,6	1,0 à 33
Sols sablonneux compactés	380	2,54 à 2 185	46		11	1,8 à 37
Valeurs publiées dans la littérature		43 à 254		7,5 à 11,4		0.069

Tableau 6.14

Paramètres de l'équation de Horton pour des sols argileux (Pitt, 1999).

	f_o (mm/h)		f_c (mm/h)		k (1/min)	
	Moyen/typique	**gamme**	**Moyen/typique**	**gamme**	**Moyen/typique**	**gamme**
Sols argileux non-compactés (sec)	457	64 à 1 473	168	2,5 à 610	8,8	-6,2 à 19
Valeurs publiées dans la littérature		25,4 à 50,8		0 à 1,3	0,069	
Sols argileux compactés pour conditions variées (sèche et saturée)	86	0 à 1 220	10,2	-15,2 à 170	5,6	0 à 46
Valeurs publiées dans la littérature		7,6 à 17,8		0 à 1,3	0,069	

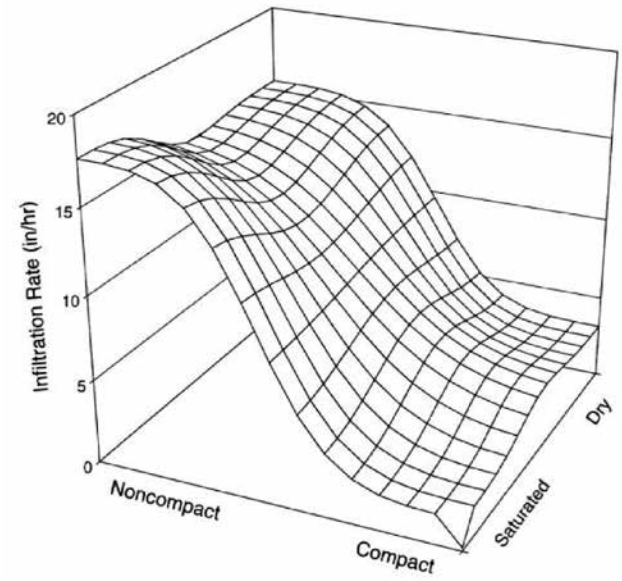


Figure 6.12 Variation des taux d'infiltration mesurés pour des sols sablonneux (Pitt, 1999).

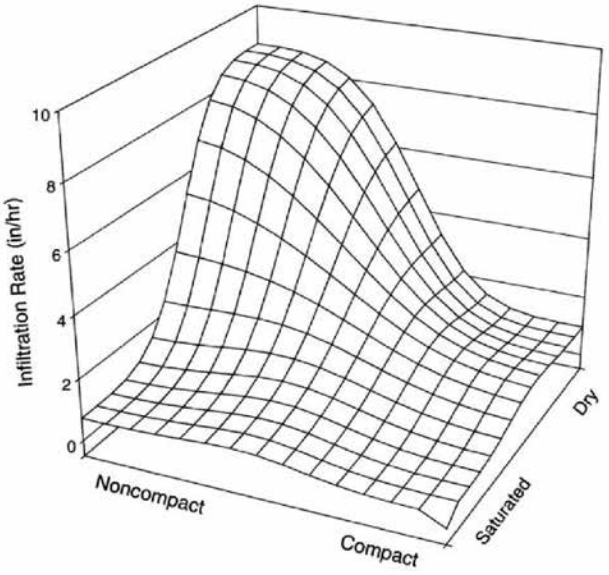


Figure 6.13 Variation des taux d'infiltration mesurés pour des sols argileux (Pitt, 1999).

D'autres valeurs pour les taux d'infiltration ont été établies dans le guide de gestion des eaux pluviales de l'état de Washington (2005), de façon à encadrer la conception des PGO impliquant de l'infiltration. Le guide définit tout d'abord les types de sols pour lesquels des PGO avec infiltration seraient appropriés (figure 6.14). Par la suite, les capacités d'infiltration à long terme peuvent être établies selon 3 approches :

1. Classification des sols par la USDA (*Department of Agriculture*). Ces valeurs sont reproduites au tableau 6.16.
2. Avec caractérisation des sols en place – voir tableau 6.17 et figure 6.15.
3. Avec des mesures *in situ*.

La dernière approche, avec des mesures sur les sols en place, devrait être privilégiée lorsque des PGO avec infiltration sont considérés. Le test recommandé pour l'établissement des taux d'infiltration est décrit à l'annexe B.

6.4.2.3 Modèle de Green-Ampt

Le modèle proposé par Green et Ampt (1911) est basé sur la loi de Darcy régissant le mouvement de l'eau à travers le sol : on assume que l'eau infiltrée s'écoule vers le bas à travers le sol, avec une ligne abrupte séparant les zones mouillée et sèche (figure 6.16). En négligeant la hauteur d'eau emmagasinée en surface, on peut montrer que la capacité d'infiltration potentielle du sol est donnée par l'équation suivante :

$$f = K_s \left(1 + \frac{S_{moy} M_d}{F} \right) \qquad (6\text{-}13)$$

où K_s est la conductivité hydraulique pour des conditions saturées, M_d est la différence entre le volume d'eau contenu dans le sol lorsque saturé (la porosité) et la quantité d'eau initiale, S_{moy} est la hauteur d'eau moyenne à la ligne de démarcation des zones mouillée et sèche et F est l'infiltration cumulative.

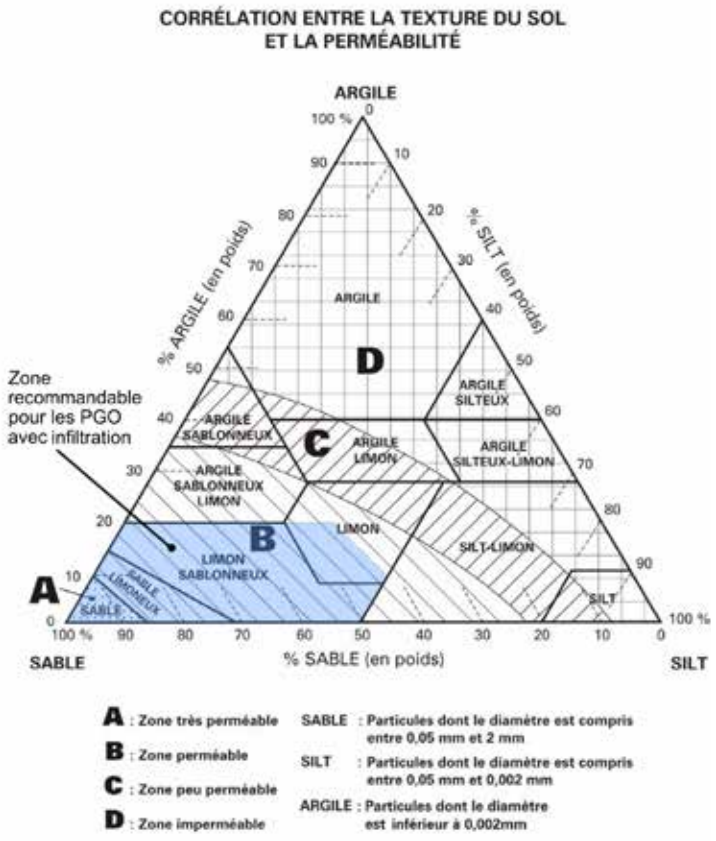


Figure 6.14 Classes de sols appropriées pour des PGO avec infiltration (adapté de Washington, 2005).

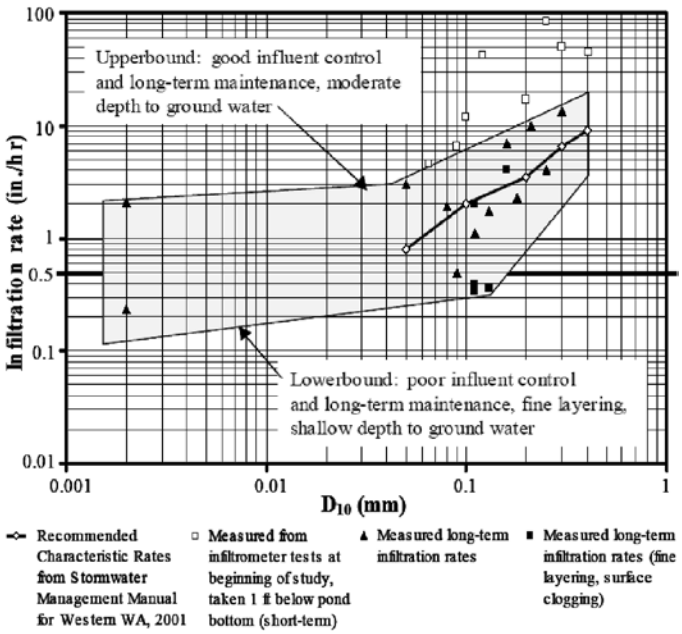


Figure 6.15 Taux d'infiltration maximaux recommandés en se basant sur la distribution granulométrique (Washington, 2005).

Tableau 6.15

Valeurs de paramètres d'infiltration de Horton recommandées en fonction du type de sol (UDFCD, 2006).

Type de sol (classification hydrologique du NRCS)	Infiltration (mm/h)		Coefficient k
	Initial - f_o	Final f_c	
A	127	25,4	0,0007
B	114	15,2	0,0018
C	76,2	12,7	0,0018
D	76,2	12,7	0,0018

Tableau 6.16

Taux d'infiltration maximaux recommandés en se basant sur la classification des sols de la USDA (adapté de Washington, 2005).

Type de sol	Taux d'infiltration à court terme (mm/h) *	Facteur de correction	Taux d'infiltration estimé à long terme (mm/h)
Graviers sablonneux et sables graveleux (90 % de l'échantillon de sol est retenu par le tamis 10)	500	2	250 **
Sable	200	4	50
Sable limoneux	50	4	12,5
Limon sablonneux	25	4	6,2
Limon	12,5	4	3,1

* D'après WEF/ASCE, 1998 ** Non recommandé pour traitement

Tableau 6.17

Taux d'infiltration maximaux recommandés en se basant sur la distribution granulométrique (Washington, 2005).

D10 (mm) du test ASTM D422 pour la granulométrie du sol	Taux d'infiltration estimé à long terme (mm/h) pour la conception
≥ 0,4	230*
0,3	165*
0,2	90*
0,1	50
0,05	20

* Non recommandé pour traitement

L'emmagasinement de surface commence lorsque le taux potentiel d'infiltration égale l'intensité de précipitation. L'infiltration cumulative durant l'emmagasinement de surface est donnée par l'équation suivante :

$$F - F_p - S_{moy}(xH - \theta_i)\ln\left[\frac{F + S_{moy}M_d}{F_p + S_{moy}M_d}\right] = K(t - t_p) \quad (6\text{-}14)$$

où K est la conductivité hydraulique effective, F est l'infiltration cumulative au temps t, F_p est l'infiltration cumulative au temps t_p et t_p est le temps au début de l'emmagasinement de surface. Des valeurs pour les différents paramètres peuvent être estimées à partir des caractéristiques physiques du sol et en connaissant les conditions initiales d'humidité. Des valeurs moyennes sont présentées au tableau 6.18. Mein et Larson (1973) présentent la méthode la plus facile et la plus souvent citée pour utiliser le modèle de Green-Ampt; d'autres références utiles sont le manuel de l'usager du programme SWMM (Huber *et al.*, 1988), Chow *et al.*, (1988) et Maidment (1993).

Le modèle de Green-Ampt offre plusieurs avantages si on le compare aux autres modèles couramment utilisés. Les principaux sont qu'il est basé sur une approximation acceptable des phénomènes physiques en jeu, qu'il considère explicitement le contenu en eau initial du sol et qu'il peut être appliqué directement à des conditions de précipitations variables. Cependant, l'approche est moins utilisée en pratique puisque les paramètres de base sont plus difficilement quantifiables; Chow *et al.* (1988) donnent une discussion détaillée de la méthode et de son application. Le logiciel SWMM5 et ses variantes permet par ailleurs d'utiliser soit l'équation de Green-Ampt, soit celle de Horton ou celle du NRCS.

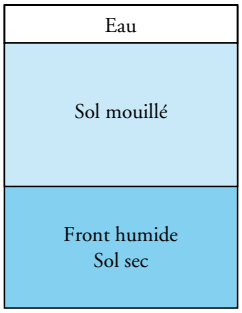


Figure 6.16 Modèle de Green-Ampt.

Tableau 6.18
Valeurs typiques pour les paramètres du modèle Green-Ampt (adapté de Rawls *et al.*, 1983).

Classification des sols	Conductivité (cm/h)	Smoy (cm)	Porosité
Sable	12,0	4,95	0,437
Sable limoneux	2,99	6,13	0,437
Loam sablonneux	1,09	11,01	0,453
Loam	0,33	8,89	0,463
Loam silteux	0,66	16,68	0,501
Loam sablonneux avec argile	0,15	21,85	0,398
Loam argileux	0,10	20,88	0,464
Loam silteux et argileux	0,10	27,30	0,471
Argile sablonneuse	0,05	23,90	0,430
Argile silteuse	0,05	29,22	0,479
Argile	0,025	31,63	0,475

6.5 MÉTHODES D'ESTIMATION DES DÉBITS DE RUISSELLEMENT ET DES HYDROGRAMMES

La transformation de la pluie nette en hydrogramme de ruissellement peut se faire selon deux hypothèses quant au comportement hydrologique du bassin : cette réponse hydrologique peut être assumée linéaire ou non linéaire, et dans ce dernier cas on doit également spécifier quelle forme prend cette non-linéarité. Une réponse hydrologique linéaire implique une augmentation proportionnelle de la valeur calculée en fonction d'une augmentation des valeurs d'entrée. L'exemple le plus courant de cette approche est la méthode rationnelle, par laquelle on obtient, en considérant un coefficient de proportionnalité, un débit à partir de données de pluie et de la surface du bassin. Cette approche ne fournit cependant qu'un débit de pointe et ne peut convenir qu'à la conception de réseaux de conduites traditionnels. Une autre approche où on assume une linéarité entre la pluie nette et le calcul du débit est celle de l'hydrogramme unitaire.

Si on considère d'autre part que d'après les observations et mesures les débits ne varient pas nécessairement au même taux que la pluie nette et qu'il existe la plupart du temps un décalage entre le moment où se produit le débit maximum et celui où la pluie nette est observée, on doit alors utiliser un modèle non linéaire pour reproduire

adéquatement la réponse hydrologique du bassin. Dans ce cas, on doit alors établir quelle forme prendra cette non-linéarité et comment elle sera exprimée. Les principales méthodes qui ont été utilisées en hydrologie urbaine sont l'utilisation des équations de Saint-Venant décrivant l'écoulement non permanent, des bassins fictifs au comportement linéaire arrangés en cascade (Nash, 1957) et la définition d'un bassin non linéaire (utilisé dans le modèle SWMM).

Les différentes sous-sections qui suivent discuteront des principales techniques couramment utilisées aujourd'hui en hydrologie urbaine pour effectuer la transformation de la pluie nette en débit ruisselé. Après la méthode rationnelle, on présentera différentes méthodes qu'on peut regrouper sous la théorie générale de l'hydrogramme unitaire et la méthode du réservoir non linéaire utilisée dans le modèle SWMM (Storm Water Management Model, Huber *et al.*, 1988).

6.5.1 Méthode rationnelle

6.5.1.1 Hypothèses de base

Les bases de la méthode appelée rationnelle remontent au milieu du 19e siècle (Mulvaney, 1851). En Amérique du Nord, c'est à Emil Kuichling (Kuichling, 1889) qu'est généralement attribuée la paternité du concept, qui a survécu jusqu'à nous à peu près dans sa forme originale. L'équation s'écrit habituellement comme suit :

$$Q = C\,i\,A / 360 \qquad (6\text{-}15)$$

où Q est le débit en m^3/s, C est un coefficient de ruissellement, i est l'intensité de pluie (mm/h) pour une durée égale au temps de concentration tc et A est la superficie du bassin de drainage en hectares (ha).

Plusieurs hypothèses sont explicitement ou implicitement associées à l'utilisation de la méthode rationnelle. Les principales sont :

1. Le débit de pointe est directement proportionnel à la surface tributaire et à l'intensité de précipitation moyenne durant le temps de concentration. Cela est simplement la méthode rationnelle décrite en mots et constitue la base de la méthode comme l'a définie Kuichling. Quoique certaines études aient tenté de vérifier cette hypothèse de base (Schaake *et al.*, 1967; McLaren, 1975), il n'existe pas de données suffisantes pour l'appuyer ou la contredire de façon définitive.
2. La méthode rationnelle assume que la probabilité d'occurrence du débit de pointe calculé avec la méthode est la même que celle de l'intensité moyenne utilisée dans le calcul. À cause principalement des conditions antécédentes d'humidité qui peuvent varier de façon importante dans le temps, cette hypothèse n'est pas toujours vraie; des recherches dans les années soixante ont cependant démontré que cette hypothèse était raisonnablement valable (Schaake *et al.*, 1967).
3. Chacune des variables importantes (C, i et A) est indépendante des autres et est estimée séparément. Schaake *et al.* (1967) ont prouvé à l'aide de mesures qu'il existe une interdépendance entre le coefficient C et l'intensité de pluie (C augmentant avec l'intensité de pluie). Les principales recommandations de Wright et McLaughlin (1991) concernant le choix du coefficient C tiennent compte de cet aspect, qui n'est pas considéré dans des ouvrages de références standard (ASCE, 1969).
4. Le meilleur choix pour la durée de la pluie moyenne utilisée dans la méthode correspond au temps de concentration du bassin. Cette hypothèse n'est pas vraiment fondée. Lorsque Kuichling a proposé sa méthode, il y avait très peu de données pour les intensités de pluie sur de courtes périodes : on enregistrait simplement la pluie totale tombée et la durée des averses. En se basant sur ses observations, Kuichling avait conclu qu'on pourrait obtenir une meilleure estimation des débits de pointe si une intensité moyenne de pluie pour une période tc était utilisée, tc étant le temps requis pour que le ruissellement généré sur la partie la plus éloignée du bassin parvienne au point d'intérêt. En réalité, on estime aujourd'hui (WEF/ASCE, 1992) que le temps de concentration représente plutôt le temps de parcours d'une onde provenant du point le plus éloigné du sous-bassin (ce qui est différent de la définition traditionnelle voulant que le temps de concentration soit le temps de parcours d'une goutte d'eau s'écoulant à partir du point le plus éloigné).
5. L'intensité de pluie demeure constante durant la période de temps égale au temps de concentration. On n'a qu'à examiner les hyétogrammes de plusieurs événements pluvieux majeurs pour constater que cette hypothèse n'est vraie que pour de courtes périodes de temps, habituellement de l'ordre de quelques minutes. Cependant, plus la période de temps augmente, moins cette hypothèse reste valide.

6. L'intensité moyenne de pluie choisie est l'intensité d'une averse qui a une durée égale au temps de concentration du bassin. Cette hypothèse n'est pas valide et peut porter à confusion. Bien qu'il soit possible qu'une averse ait une durée exactement égale au temps de concentration, il est plus probable que la durée totale de l'averse soit plus longue que le temps de concentration utilisé. De plus, la période choisie pour le temps de concentration peut se produire au début, au milieu ou à la fin de l'averse. Ces remarques n'ont qu'un impact limité lorsqu'on se sert de la méthode rationnelle pour estimer uniquement un débit de pointe. Certaines techniques qui s'appuient sur cette hypothèse ont cependant été développées durant les années 1970 pour générer des hydrogrammes à partir de la méthode rationnelle. Considérant les outils informatiques disponibles aujourd'hui et le fait que l'utilisation de ces méthodes peut conduire à une sous-estimation grossière des débits (APWA, 1981), l'utilisation de méthodes dérivées de la méthode rationnelle pour générer des hydrogrammes n'est pas recommandée (WEF/ASCE, 1992), sauf pour des cas très simples comme par exemple le calcul d'un volume de rétention dans un stationnement.

En résumé, on assume avec la méthode rationnelle que si on a une précipitation d'intensité uniforme d'une durée illimitée sur un bassin, le taux de ruissellement par unité de surface atteindra un maximum $q_p = Q_p/A = Ci$ au temps de concentration t_c, après quoi il demeurera constant. Ainsi exprimé, on constate que C représente un coefficient volumétrique ou le rapport du volume total de ruissellement sur celui de la précipitation; il n'est pas à proprement parler strictement un coefficient d'imperméabilité, comme certains tableaux publiés dans la littérature peuvent le laisser croire. La figure 6.17, tirée de Urbonas et Roesner (1993), montre à cet effet une relation entre le degré d'imperméabilité et le coefficient volumétrique. Comme ces données ont été prises sur une période de 2 ans, elles sont représentatives du ruissellement généré par des événements pluvieux relativement fréquents. Par ailleurs, des études (Schaake *et al.*, 1967; Wright et MacLaughlin, 1991) ont clairement démontré que le coefficient de ruissellement augmentait avec le volume de pluie et qu'il n'est pas constant pour une surface donnée. Comme on le verra plus loin, les valeurs typiques pour le coefficient C tiennent compte de cet aspect.

6.5.1.2 Évaluation des paramètres

Mis à part la superficie du bassin, les deux paramètres de base devant être évalués pour l'application de la méthode rationnelle sont le coefficient de ruissellement C et le temps de concentration.

Coefficient de ruissellement C

Le coefficient de ruissellement est le paramètre dont l'évaluation demeure la plus subjective dans l'application de la méthode; une quantification adéquate requiert donc un bon jugement et une expérience minimale de la part du concepteur. Comme on l'a déjà souligné, son utilisation dans la méthode implique une valeur constante pour une surface donnée. En réalité, ce n'est pas le cas puisque le coefficient représente l'effet intégré de plusieurs facteurs dont les plus importants sont la nature de la surface, la pente, le stockage possible en surface, le degré de saturation et l'intensité de pluie. Comme le faisait remarquer Gray (1972), on accorde habituellement assez d'attention aux quatre premiers facteurs lorsqu'on choisit une valeur de C à partir de tableaux typiques, alors qu'on en porte moins à l'effet de l'intensité de la pluie. Pourtant, il est facile de constater en examinant l'équation décrivant la méthode rationnelle que si on assume pour C une valeur constante et indépendante de la précipitation i, le taux d'infiltration devrait augmenter en fonction de i de façon linéaire pour donner un pourcentage constant de ruissellement.

L'approche la plus commune pour le choix du coefficient est d'associer simplement le coefficient à un type de surface. Le tableau 6.19 fournit un exemple. Pour des bassins avec des occupations du sol variées, on peut soit

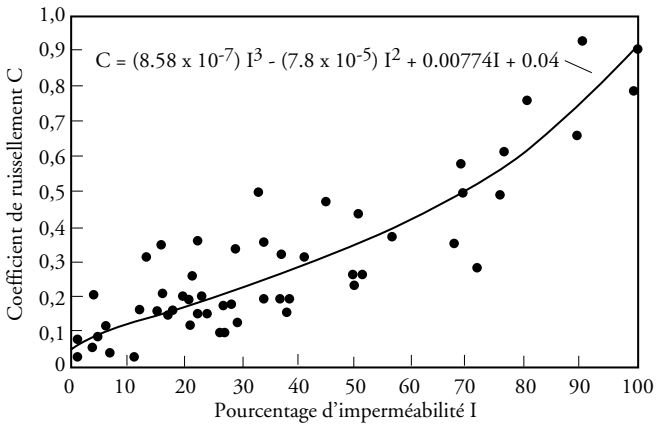


Figure 6.17 Coefficient de ruissellement en fonction du pourcentage d'imperméabilité (Urbonas et Roesner, 1993).

combiner les différents coefficients de chaque type de surface en tenant compte du pourcentage occupé par chaque type, soit utiliser directement les valeurs présentées au tableau 6.20. Les tableaux 6.21 et 6.22 réunissent quant à eux des valeurs proposées pour des bassins non développés ou à caractère rural.

Comme on l'a déjà souligné, cette approche suppose que le coefficient C ne varie pas en fonction de la récurrence de conception choisie. Or, comme l'ont démontré les mesures et analyses complétées par Schaake *et al.* (1967) et Wright et McLaughlin (1991), le coefficient augmente avec la récurrence sélectionnée. Si on sélectionne des valeurs à partir des tableaux 6.19 à 6.22, qui sont normalement adéquats pour des périodes de retour entre 1 dans 2 ans et 1 dans 10 ans, on devra multiplier par des facteurs de majoration donnés au tableau 6.24. Le tableau 6.23, tiré de Wright et McLaughlin (1991), tient compte par ailleurs directement de cet aspect.

Une autre approche est d'utiliser l'équation suivante qui relie directement le coefficient au pourcentage d'imperméabilité (MOE, 1987) :

$$C = 0{,}2\ (1\text{-}Imp) + 0{,}9\ Imp \qquad (6\text{-}16)$$

où Imp est simplement le pourcentage de surface imperméable exprimé en chiffre absolu. Cette approche est la même que celle montrée à la figure 6.17, où on peut voir une autre relation entre le pourcentage d'imperméabilité et le coefficient C. Il va sans dire que ces équations sont valides dans la mesure où un pourcentage significatif du bassin est urbanisé. La valeur obtenue représente une valeur moyenne qui ne tient pas compte des conditions antécédentes de pluie, des durées variables de pluie ou des périodes de retour choisies.

Il faut par ailleurs prendre en compte que l'erreur potentielle dans l'évaluation du coefficient de ruissellement augmente avec la quantité de surface perméable présente

Tableau 6.19
Gamme usuelle de valeurs pour le coefficient de ruissellement (adapté de ASCE/WEF, 1992).

Type de surface	Coefficient de ruissellement*
Pavage	0,70 à 0,95
Toits	0,70 à 0,95
Pelouses, sols sablonneux	
Faible pente (2 %)	0,05 à 0,10
Pente moyenne (2 à 7 %)	0,10 à 0,15
Pente forte (7 % et plus)	0,15 à 0,20
Pelouses, sols argileux	
Faible pente (2 %)	0,13 à 0,17
Pente moyenne (2 à 7 %)	0,18 à 0,22
Pente forte (7 % et plus)	0,25 à 0,35

* Valeurs typiques pour des périodes de retour de 2-10 ans. Des valeurs plus élevées sont appropriées pour des événements plus rares.

Tableau 6.20
Gamme usuelle de valeurs pour le coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol (adapté de ASCE/WEF, 1992).

Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement*
Commercial	
Centre-ville	0,70 à 0,95
Banlieue	0,50 à 0,70
Résidentielle	
Maisons de banlieue	0,25 à 0,40
Maisons détachées	0,30 à 0,50
Unités jumelées	0,40 à 0,60
Maisons de ville	0,60 à 0,75
Blocs appartement	0,50 à 0,70
Industrielle	
Légère	0,50 à 0,80
Lourde	0,60 à 0,90
Parcs, cimetières	0,10 à 0,25
Terrains de jeux	0,20 à 0,35
Champs	0,10 à 0,30

* Valeurs typiques pour des périodes de retour de 2-10 ans. Des valeurs plus élevées sont appropriées pour des événements plus rares.

Tableau 6.21
Coefficients de ruissellement typiques pour des secteurs ruraux (ARTC, 1982).

Description des sols	Utilisation du sol		
	Champs	Culture	Boisé
Sol argileux, bon drainage de surface	0,55	0,45	0,40
Loams à tecture moyennement fine, bien drainé	0,40	0,35	0,30
Loams sablonneux	0,30	0,25	0,20
Sols sablonneux bien drainé et gravier	0,25	0,15	0,05

Tableau 6.22
Coefficients de ruissellement – Zone rurale (MTQ, 1995).

Végétation	Pente	Classification hydrologique					
		A	AB	B	BC	C	CD
Culture							
Plat	< 3 %	0.22	0.30	0.36	0.41	0.47	0.51
Vallonné	3 à 8 %	0.25	0.34	0.43	0.51	0.59	0.67
Montagneux	> 8 %	0.32	0.43	0.51	0.61	0.67	0.73
Pâturage							
Plat	< 3 %	0.08	0.12	0.17	0.25	0.34	0.43
Vallonné	3 à 8 %	0.10	0.17	0.25	0.33	0.43	0.51
Montagneux	> 8 %	0.20	0.29	0.39	0.47	0.56	0.64
Boisé							
Plat	< 3 %	0.04	0.09	0.15	0.21	0.29	0.37
Vallonné	3 à 8 %	0.07	0.12	0.19	0.26	0.34	0.43
Montagneux	> 8 %	0.11	0.18	0.26	0.34	0.43	0.51

dans le bassin. Il faut donc porter une attention particulière lorsque la méthode rationnelle est appliquée à des bassins ruraux. Le manuel de conception des ponceaux développé par le ministère des Transports québécois (1995) fournit une excellente discussion sur la détermination du coefficient C en milieu rural.

Par ailleurs, il est opportun de souligner que le coefficient C utilisé dans la méthode rationnelle n'est pas l'équivalent de l'indice de ruissellement (CN) ou du pourcentage imperméable qui est utilisé comme caractéristiques des sous-bassins dans la modélisation. Par exemple, un coefficient C de 0,45 ne correspond pas à un pourcentage imperméable de 45 % à être utilisé avec un modèle de simulation, mais plutôt à un pourcentage imperméable de l'ordre de 30 %.

Temps de concentration t_c

Le temps de concentration est la somme de deux temps de transport. Le premier temps est le temps initial pour le ruissellement avant d'être canalisé, soit dans un caniveau, un fossé ou un réseau d'égout. Le deuxième est le temps de transport dans la canalisation. On a donc :

$$t_c = t_i + t_t \qquad (6\text{-}17)$$

Tableau 6.23

Coefficients de ruissellement typiques en fonction du pourcentage imperméable et de la période de retour (adapté de Wright et MacLaughlin, 1991).

Utilisation du sol ou caractéristiques des surfaces	% imperméable	Période de retour 2	5	10	100
Commerciale					
Centre-ville	95	0,87	0,87	0,88	0,89
Banlieue	70	0,60	0,65	0,70	0,80
Résidentielle					
Unifamiliale	30	0,40	0,45	0,50	0,60
Jumelés	50	0,45	0,50	0,60	0,70
Maisons de ville	70	0,60	0,65	0,70	0,80
Lot de 0,2 ha ou plus	25	0,30	0,35	0,40	0,60
Blocs appartement	70	0,65	0,70	0,70	0,80
Industrielle					
Légère	80	0,71	0,72	0,76	0,82
Lourde	90	0,80	0,80	0,85	0,90
Parcs, cimetières	7	0,10	0,18	0,25	0,45
Terrains de jeux	13	0,15	0,20	0,30	0,50
Écoles	50	0,45	0,50	0,60	0,70
Cours de chemin de fer	20	0,20	0,25	0,35	0,45
Rues					
Pavée	100	0,87	0,88	0,90	0,93
Gravier	40	0,40	0,45	0,50	0,60
Entrée d'auto	96	0,87	0,87	0,88	0,89
Toits	90	0,80	0,85	0,90	0,90
Pelouses, sol sablonneux	0	0,0	0,01	0,05	0,2
Pelouses, sol argileux	0	0,05	0,15	0,25	0,50

où t_c = temps de concentration (min)
t_i = temps initial d'entrée (min)
t_t = temps de transport (min)

Il existe plusieurs méthodes empiriques permettant de calculer le temps de concentration (McCuen *et al.*, 1984; Chow *et al.*, 1988; ARTC, 1982) et il n'est pas toujours évident de savoir si l'équation proposée permet de calculer une des deux composantes du temps de concentration (écoulement en nappe – sheet flow – ou un écoulement canalisé) ou les deux ensemble.

Pour la première composante, soit un écoulement en surface, on peut utiliser l'équation suivante qui a été développée pour les calculs de drainage des aéroports (ARTC, 1982) :

$$t_i = \frac{3{,}26\,(1{,}1 - C)\,L^{0{,}5}}{S^{1/3}} \qquad (6\text{-}18)$$

où t_i est le temps d'entrée en min, C est le coefficient de ruissellement, L est la distance de drainage en mètres et S est la pente de la surface drainée, en %.

L'équation de Kerby (1959) peut également être utilisée pour évaluer le temps d'écoulement en nappe. Elle est basée sur des mesures faites sur des surfaces de drainage d'aéroport faites par Hathaway (1945) et elle s'applique à des bassins de superficie inférieure à 4 ha et de pentes de l'or-

Tableau 6.24

Facteurs de correction pour des événements rares.

Période de retour	Coefficient d'ajustement
2-10 ans	1,0
25 ans	1,1
50 ans	1,2
100 ans	1,25

Tableau 6.25

Valeurs de r dans l'équation de Kerby.

Surface	r
Pavage lisse	0.02
Asphalte/béton	0.05 – 0.15
Sol nu relativement lisse	0.10
Gazon	0.20
Pâturage	0.40
Gazon dense et mal entretenu	0.17-0.80
Forêt de conifères	0.60
Forêt de feuillus et herbes hautes	0.80

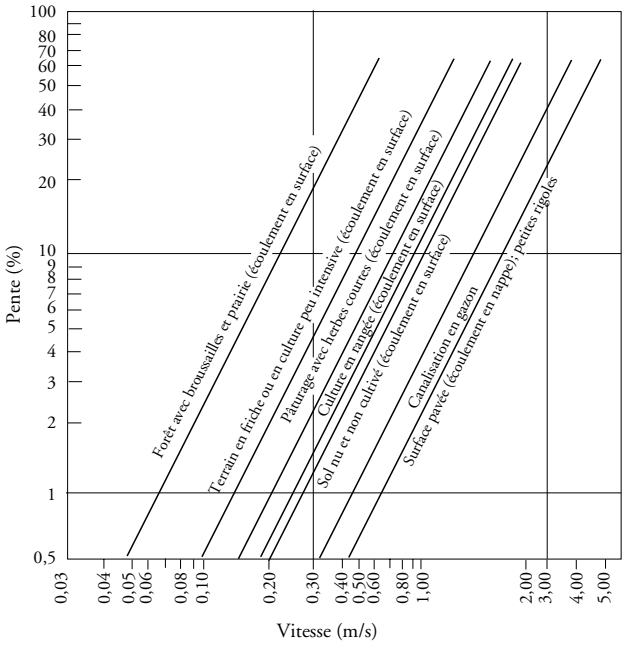


Figure 6.18 Méthode NRCS (SCS) pour estimation des vitesses d'écoulement (Rivard, 2005).

dre de 1 %. Il est par ailleurs recommandé que la longueur maximale d'écoulement en surface soit inférieure à 365 m.

L'équation est la suivante :

$$t_i = \left(\frac{2{,}187\ rL}{S_0^{0,5}} \right)^{0,467} \qquad (6\text{-}19)$$

où t_i est le temps d'entrée en minutes, L est la longueur d'écoulement en m, r est un coefficient de rugosité dépendant de la surface, donné au tableau 6.25, et S_o est la pente du bassin (en m/m).

On peut finalement comme calcul de référence estimer le temps initial à partir du graphique montré à la figure 6.18. Ce graphique a été établi par le SCS (Soil Conservation Service des États-Unis) et permet d'estimer autant le temps pour un écoulement en surface (sheet flow) que pour un écoulement canalisé. Comme le suggèrent Urbonas et Stahre (1993), le temps d'écoulement obtenu avec une équation empirique devrait toujours être vérifié avec la valeur fournie par ce graphique. McCuen *et al.* (1984) estiment par ailleurs que les méthodes basées sur un calcul de vitesse d'écoulement sont les plus fiables.

Pour la deuxième composante intervenant dans l'estimation du temps de concentration, soit l'écoulement canalisé, la vitesse d'écoulement peut être évaluée à l'aide de l'équation de Manning, ce qui permettra d'obtenir le temps correspondant. Le temps de concentration pour un point donné dans le réseau sera donc la somme du temps d'entrée initial et du temps de parcours (en réseau ou en fossé).

Soulignons que l'équation 6-18 (équation de l'aéroport) peut également être utilisée pour calculer le temps de concentration global du bassin, en tenant compte d'un C pondéré pour les différentes surfaces.

Par ailleurs, il est d'usage courant de spécifier en pratique un temps d'entrée minimum; Wright et McLaughlin (1991) suggère de ne pas utiliser de temps inférieur à 5 minutes.

Une autre équation pour établir le temps de concentration est celle de Bransby-Williams :

$$t_c = \frac{0.057\ L_c}{S_c^{0.2}\ A_b^{0.1}} \qquad (6\text{-}20)$$

où t_c est le temps de concentration en minutes, Lc la longueur du cours d'eau (m), S_c est la pente 85-10 du cours d'eau (%) (la pente 85-10 est la pente calculée en enlevant à la longueur 10 % à l'aval et 15 % en amont – voir MTQ (1995)) et A_b est la superficie du bassin versant. Cette équation s'applique donc davantage pour des bassins où l'écoulement est en majeure partie canalisé.

Conceptuellement, l'établissement du temps de concentration doit tenir compte des différents types d'écoulement dans un bassin versant urbanisé : tout d'abord avec un écoulement en nappe, ensuite dans un caniveau (rue) et ensuite dans un fossé ou canalisation. Il peut donc être approprié de vérifier les temps de concentration obtenus avec des équations empiriques en calculant les vitesses d'écoulement pour chacune des composantes (par exemple avec le graphique de la figure 6.17 et l'équation de Manning pour les tronçons canalisés) et en les additionnant pour obtenir un temps global d'écoulement. En règle générale, il est de bonne pratique de calculer le temps de concentration avec plus d'une approche.

6.5.1.3 Application et limitations de la méthode rationnelle

L'utilisation de la méthode rationnelle pour le calcul des débits de pointe est relativement simple : après avoir déterminé à l'aide d'un plan topographique la superficie de la surface à drainer, les principales étapes à suivre pour un bassin en particulier sont les suivantes :

- Le temps de concentration pour le bassin est calculé;
- L'intensité moyenne de pluie pour une durée égale au temps de concentration est dérivée à partir des courbes IDF;
- Évaluation du coefficient C;
- Calcul du débit à l'aide de l'équation de la méthode rationnelle.

Le bassin versant peut être au besoin subdivisé en plusieurs sous-bassins, chacun avec ses propres caractéristiques. Pour un sous-bassin en particulier, on peut également effectuer le calcul du temps de concentration en considérant les temps de parcours pour les différentes surfaces et occupations du sol. Par exemple, pour un secteur résidentiel comprenant essentiellement des maisons unifamiliales, le temps d'entrée initial peut être calculé avec la portion sur le terrain (perpendiculaire à la rue) et ensuite dans le caniveau dans la rue, jusqu'au premier point d'entrée (normalement une grille de rue). La somme de ces temps de parcours constituera le temps de concentration pour le premier tronçon. Par la suite, on additionne les temps de parcours en conduite.

Certains pièges peuvent souvent conduire à une mauvaise application de la méthode rationnelle. Le ruissellement causé par la partie imperméable du sous-bassin par opposition au sous-bassin pris en totalité doit être vérifié pour établir s'il ne serait pas l'élément contraignant pour la conception des conduites; il en va de même lorsqu'on effectue la sommation des débits générés par deux sous-bassins. La présence d'un stationnement de grandes dimensions dans un sous-bassin à vocation résidentielle unifamiliale est un exemple typique de cas à surveiller.

L'expérience a montré que, malgré ses nombreuses limitations, la méthode rationnelle pouvait donner une estimation satisfaisante du débit de pointe pour de petits bassins lorsque les effets de laminage et d'emmagasinement sur la surface du bassin n'étaient pas importants. Plusieurs références ont fourni une limite pour la superficie du bassin auquel on pouvait appliquer la méthode rationnelle (ARTC, 1982; WEF/ASCE, 1992; MEO, 1987) : les valeurs recommandées varient de 20 ha à 200 ha. Considérant la facilité d'utilisation des programmes informatiques actuellement disponibles de façon courante pour des calculs plus sophistiqués, une valeur de **20 ha** semble appropriée.

6.5.1.4 Calcul de rétention avec la méthode rationnelle

La méthode rationnelle peut par ailleurs être utilisée pour établir un volume de rétention pour **de petites surfaces de drainage** (superficie < 5 ha) avec un pourcentage imperméable relativement élevé. Une application typique serait d'établir la rétention sur une aire de stationnement.

Le principe est illustré à la figure 6.19. Les volumes d'entrée et de sortie sont calculés à l'aide des relations suivantes :

$$V_{entrée} = (CIA/360)T \qquad (6\text{-}21)$$

$$V_{sortie} = kQ_{out}T \qquad (6\text{-}22)$$

L'équation 6-21 utilise la méthode rationnelle pour obtenir les volumes d'entrée, en utilisant les courbes IDF donnant les intensités de pluie pour chaque durée (graphique de gauche à la figure 6.19). Les débits de sortie sont par la suite calculés avec l'équation 6-22, en tenant compte de différents mécanismes de contrôle permettant de limiter les débits. On peut également considérer un facteur de décharge k (variant de 0,8 à 1) et qui permet de prendre en compte la variation du débit de sortie en fonction de la tête d'eau (la procédure assumant que ce débit de sortie est constant, alors qu'en réalité le débit de sortie pourra augmenter en fonction de la hauteur de charge s'exerçant sur l'ouvrage de contrôle). La figure 6.20 donne un graphique pour ce paramètre.

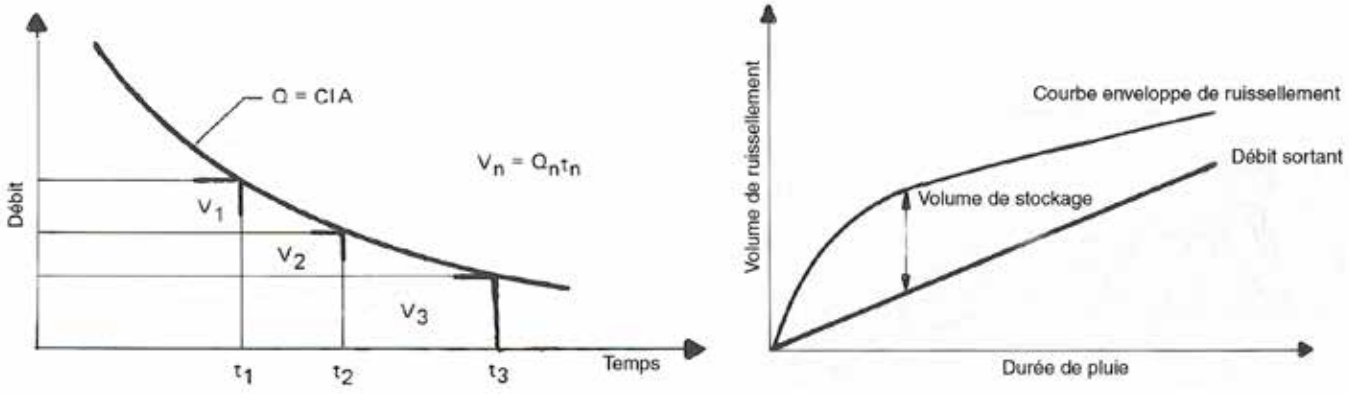


Figure 6.19 Établissement de volumes de rétention avec la méthode rationnelle.

Le volume à stocker s'obtient comme étant la plus grande différence entre les volumes qui entrent et ceux qui sortent (graphique de droite à la figure 6.19). La procédure est facilement intégrable à un chiffrier de calculs qui permettra d'effectuer rapidement ce type d'analyse.

6.5.2 Méthodes NRCS (anciennement SCS)

La procédure préconisée par le NCRS (anciennement le SCS) pour générer les hydrogrammes dans le cas de petits bassins urbains est détaillée au rapport TR-55 (SCS, 1986). Les deux hydrogrammes unitaires adimensionnels sont montrés à la figure 6.21. Pour convertir les hydrogrammes adimensionnels en une forme dimensionnelle, on doit établir des valeurs pour le débit de pointe Q_p et le temps requis pour atteindre cette pointe (t_p). Le paramètre t_p est donné par l'équation suivante :

$$t_p = 0{,}5t_r + 0{,}6t_c \qquad (6\text{-}23)$$

où t_r est la durée de pluie excédentaire et t_c est le temps de concentration du bassin, qu'on peut obtenir avec les méthodes déjà décrites. Le SCS recommande que la valeur de t_r n'excède pas 2/10 du temps de concentration. Le temps de base, t_b, est $2.67t_p$ pour l'hydrogramme triangulaire et $5t_p$ pour l'hydrogramme curvilinéaire. Le débit de pointe (utilisable pour les deux hydrogrammes unitaires) est quant à lui estimé par la relation suivante :

$$Q_p = \frac{2\,C\,D\,A}{t_b} \qquad (6\text{-}24)$$

où A est la superficie de drainage, D est la hauteur d'eau unitaire de précipitation excédentaire et C est une constante pour conversion d'unité (1,67 si le débit est en m^3/s, A en ha et t_b en minutes).

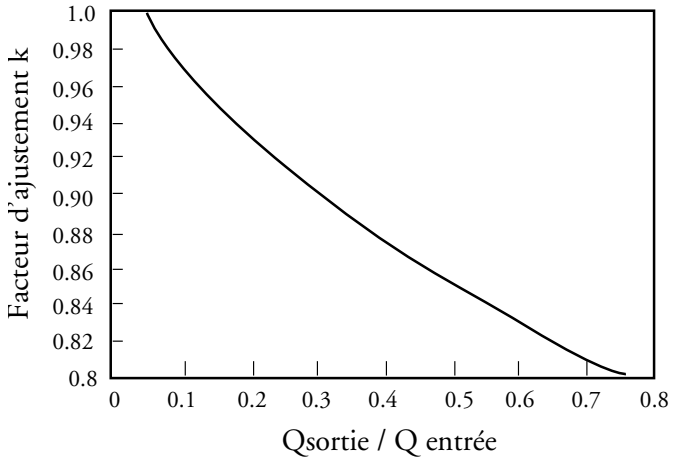


Figure 6.20 Paramètre d'ajustement K (Urbonas et Roesner, 1993).

6.5.3 Hydrogramme unitaire avec réservoir en cascade (Nash, 1957)

Un bassin versant peut être représenté par une série de n réservoirs linéaires identiques, chacun ayant la même constante d'emmagasinement k (voir figure 6.22). Nash (1957) a dérivé un modèle mathématique pour l'hydrogramme instantané de la série :

$$q_n(t) = \frac{1}{k\,\Gamma(n)}\left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} e^{-t/k} \qquad (6\text{-}25)$$

où $\Gamma(n) = (n-1)!$. Cette équation est mathématiquement une fonction de probabilité gamma et exprime l'hydrogramme unitaire instantané du modèle. On obtient donc avec cette équation le débit de sortie résultant du laminage à travers n réservoirs linéaires. L'utilisation de cette approche nécessite la détermination des paramètres k et n. Le produit nk représente approximativement le temps de décalage (lag time) pour le bassin versant considéré. Ce temps de décalage se définit comme la différence temporelle entre le centre de masse de l'hyétogramme de la pluie nette et le centre de masse de l'hydrogramme de ruissellement (Viessman *et al.*, 1977). Idéalement, on ajuste les valeurs de k et de n en comparant les hydrogrammes générés par le modèle avec des hydrogrammes mesurés. Lorsque ces données ne sont pas disponibles, on doit assumer certaines hypothèses permettant d'estimer ces paramètres. On pourra consulter certaines références pour obtenir une discussion plus approfondie sur l'utilisation de cette approche (Chow *et al.*, 1988; Wisner *et al.*, 1989).

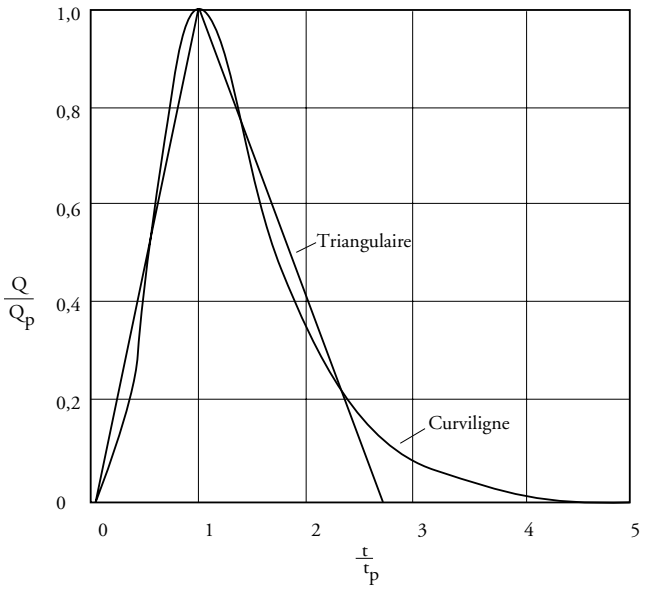


Figure 6.21 Hydrogrammes unitaires synthétiques du NRCS (anciennement SCS).

6.5.4 Méthode déterministe (SWMM)

6.5.4.1 Équations de base

Avec cette approche, le bassin est représenté comme un réservoir très peu profond et le débit venant de ce réservoir artificiel est assumé comme étant une fonction non linéaire de la profondeur d'eau dans le réservoir. Cette méthodologie est appliquée dans le bloc RUNOFF du programme SWMM (Storm Water Management Model) pour le calcul du ruissellement; une description détaillée de cette technique est fournie au manuel de l'utilisateur du modèle (Huber *et al.*, 1988).

La figure 6.23 montre les principaux paramètres considérés dans ce concept : la précipitation comme entrée au modèle et comme résultats l'infiltration et le débit de ruissellement. La profondeur d'eau « y » est une profondeur moyenne du ruissellement et la profondeur « y_d » représente la rétention de surface moyenne dans le bassin. L'équation de continuité pour ce système s'écrit (WEF/ASCE, 1992) :

$$A \frac{dy}{dt} = A(i - f) - Q \qquad (6\text{-}26)$$

où A est la superficie du bassin, i est l'intensité de précipitation, f est le taux d'infiltration et Q est le débit de ruissellement à la sortie du bassin. Le modèle assume un écoulement de surface uniforme avec une profondeur égale à la différence entre y et y_d.

En utilisant l'équation de Manning, le débit est donc donné par la relation suivante :

$$Q = \frac{C W}{n} (y - y_d)^{5/3} S^{1/2} \qquad (6\text{-}27)$$

où C est une constante, W est une largeur représentative pour le bassin, n est une valeur moyenne du coefficient de Manning pour le bassin et S est la pente moyenne du bassin. La constante C a une valeur de 1,49 dans le système impérial (y et y_d en pieds et Q en pi^3/s) et 1 lorsque y et y_d sont en mètres et le débit en m^3/s. En substituant l'équation 6-27 dans l'équation 6-26 on obtient une équation différentielle non linéaire pour y. Une forme de l'équation avec des différences finies est utilisée pour résoudre pour la profondeur y à la fin de chaque pas de calcul :

$$\frac{y_2 - y_1}{\Delta t} = \bar{i} - \bar{f} - \frac{CWS^{1/2}}{A n}\left(\frac{y_1 + y_2}{2} - y_d\right)^{5/3} \qquad (6\text{-}28)$$

où Δt est la valeur du pas de calcul, y_1 et y_2 sont respectivement les profondeurs d'eau au début et à la fin du pas de calcul, i et f sont la précipitation et le taux d'infiltration moyens durant le pas de calcul.

Pour chaque pas de calcul, l'établissement du débit de ruissellement se fait en trois étapes. Une équation d'infiltration est tout d'abord utilisée pour calculer le taux potentiel d'infiltration moyen durant le pas de calcul. L'équation 6-28 est ensuite utilisée pour trouver de façon itérative y_2 et, finalement, l'équation 6-27 donne le débit de ruissellement.

Contrairement aux méthodes d'hydrogrammes unitaires synthétiques et des isochrones, qui utilisent l'excédent de précipitation comme intrant, la méthode avec le réservoir non linéaire considère concurremment les processus d'infiltration et de ruissellement (WEF/ASCE, 1992). Les modèles considérant l'excédant de précipitation négligent entièrement l'infiltration de l'eau accumulée en surface alors que dans la méthode du réservoir non linéaire, on assume que l'infiltration se produit au taux potentiel sur toute la surface perméable où il y a accumulation d'eau. Cette différence fondamentale devient importante lorsque la pluie arrête ou lorsque l'intensité de pluie est inférieure au taux potentiel d'infiltration, ce qui est important à considérer pour une simulation en continu. Une procédure particulière de calcul est d'ailleurs intégrée au

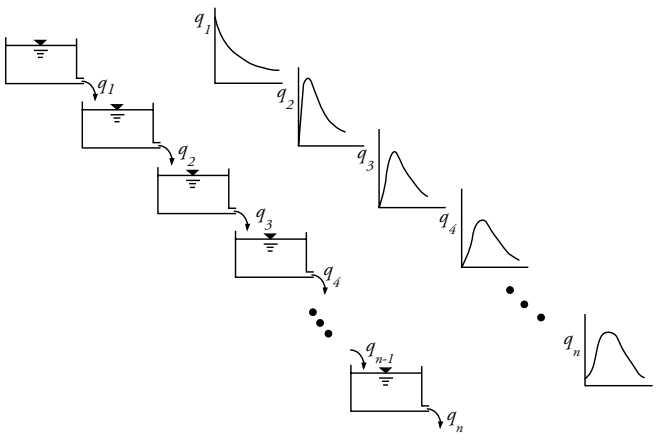


Figure 6.22 Réservoirs linéaires en série.

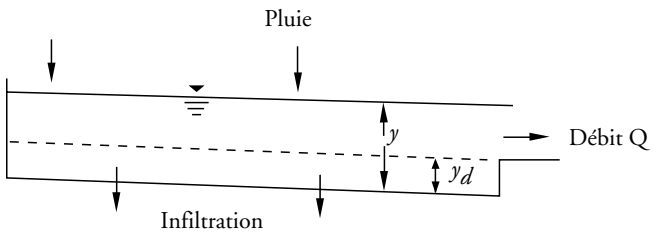


Figure 6.23 Représentation schématique pour un réservoir non linéaire (Huber *et al.*, 1988).

logiciel SWMM pour tenir compte de l'infiltration cumulée dans le sol, de manière à faire évoluer adéquatement la capacité résiduelle d'infiltration du sol en fonction du temps.

6.5.4.2 Pourcentage d'imperméabilité

Le pourcentage imperméable est un des paramètres fondamentaux à établir le plus adéquatement possible pour la simulation des réseaux de drainage. Il est important tout d'abord de faire une distinction entre les superficies imperméables qui sont directement raccordées au réseau et celles qui le sont de façon indirecte. Dans le premier groupe, on retrouve les rues, trottoirs et toits qui se drainent directement vers la rue alors que dans le deuxième groupe, on a les surfaces imperméables qui se drainent plutôt vers une surface perméable. Le pourcentage imperméable directement drainé (PIDD) peut ne représenter qu'une partie du pourcentage total imperméable (PTI).

Relativement peu d'études ont évalué le PIDD puisque sa mesure directe est souvent compliquée. L'évaluation du PIDD peut souvent se faire à partir de campagnes de mesures, où on constate que le PTI doit souvent être réduit de façon appréciable pour reproduire les conditions observées. Alley et Veenhuis (1983), en analysant 19 bassins de Denver au Colorado, ont établi l'équation de régression suivante, qui relie le PIDD au PTI :

$$PIDD = 0{,}15\ (PTI)^{1{,}41} \qquad (6\text{-}29)$$

Cette équation permet de relier les PTI, qui seraient en principe ceux permettant d'obtenir une photo aérienne du secteur, au PIDD, qui constitue la partie des sous-bassins contribuant plus activement au ruissellement. La gamme de variation peut toutefois être relativement large et il vaut mieux, lorsque possible, procéder à une inspection sur le terrain pour vérifier adéquatement les surfaces qui sont ou non raccordées directement au réseau. Une analyse de Lee et Heaney (2003) s'est attardée à établir les PIDD selon différentes approches, en partant de l'analyse des photos aériennes jusqu'à un relevé détaillé pour établir le raccordement réel des surfaces imperméables. La figure 6.24 montre les résultats obtenus et on peut constater que l'écart peut être grand entre le PIDD théorique et celui révélé par des relevés sur le terrain.

D'autres études sont venues confirmer ce constat et c'est pourquoi le logiciel SWMM5 a été modifié pour permettre, à l'intérieur d'un sous-bassin, de rediriger les

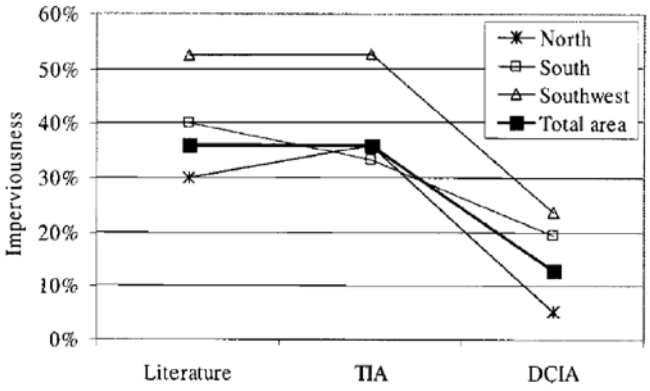


Figure 6.24 Comparaison des pourcentages imperméables (valeurs de la littérature, TIA (pourcentage imperméable total) et DCIA (pourcentage imperméable directement drainé). (Lee et Heaney, 2003).

surfaces imperméables vers les surfaces perméables, selon différents pourcentages. Par exemple, pour la région de Boston, on a établi que les PTI variaient entre 40 pourcent pour les secteurs résidentiels et 70 pourcent pour les secteurs près du centre de la ville, alors que les PIDD variaient plutôt entre 15 et 18 pourcent.

Sutherland (2000) a fait un inventaire des différentes études des années 1980 et qui se sont attardées à évaluer le pourcentage imperméable directement drainé. Il distingue trois niveaux :

1. Mesures directes sur le terrain. C'est la meilleure approche mais elle peut être très fastidieuse et impliquer des coûts importants. Cette approche est donc rarement utilisée en pratique.
2. Dérivation à partir de mesures de débits et d'une simulation pour le calage.
3. Utilisation d'équations empiriques.

La troisième approche inclut par exemple l'équation 6-29, qui a été dérivée dans la région de Denver au Colorado aux États-Unis. En prenant en compte d'autres mesures qui ont été faites au cours des années 1980 aux États-Unis, Sutherland (2000) suggère 5 équations pour l'évaluation du pourcentage directement drainé. Le tableau 6.26 présente ces équations.

Il faut toutefois être prudent pour ne pas trop réduire les valeurs de pourcentage imperméable pour la conception puisque les débits et volumes de ruissellement seront directement affectés par le choix effectué pour ce paramètre. À défaut d'avoir des valeurs appuyées par des relevés sur le terrain pour des réseaux existants et pour

Tableau 6.26

Équations pour déterminer le pourcentage imperméable directement drainé (Sutherland, 2000).

Type de bassin	Relation entre le pourcentage total imperméable (PTI) et le pourcentage imperméable directement drainé (PIDD)
1. Bassin urbain typique, avec un système de conduites, des bordures et des puisards, sans ouvrage d'infiltration et où les toits des résidences unifamiliales ne sont pas raccordés aux réseaux	$PIDD = 0{,}1\ (PTI)^{1,5}$ $(PTI \geq 1)$
2. Bassin bien raccordé, avec un système comparable au cas 1 mais où les toits des résidences sont raccordés au système de drainage	$PIDD = 0{,}4\ (PTI)^{1,2}$ $(PTI \geq 1)$
3. Bassin totalement raccordé, avec 100 % du bassin desservi par un réseau de conduites et où toutes les surfaces imperméables apparaissent raccordées	$PIDD = (PTI)$
4. Bassin plus ou moins bien raccordé, où au moins 50 % des surfaces urbanisées ne sont pas munies de réseaux de conduites mais plutôt avec des fossés et où les toits ne sont pas raccordés. Similaire au cas 1 mais avec quelques sites d'infiltration.	$PIDD = 0{,}04\ (PTI)^{1,7}$ $(PTI \geq 1)$
5. Bassin peu raccordé, avec au moins 70 % des surfaces qui se drainent vers des sites d'infiltration ou relativement perméables	$PIDD = 0{,}01\ (PTI)^{2,0}$ $(PTI \geq 1)$

la conception de nouveaux secteurs, on pourra utiliser les valeurs fournies précédemment au tableau 6.23 ou au tableau 6.27 ci-dessus pour se guider. Il faut également distinguer les valeurs qui seraient appropriées pour une conception de celles qui proviennent de calage d'un modèle, en s'appuyant sur des mesures de débit. En règle générale, les valeurs citées dans les différents tableaux permettent d'obtenir des valeurs adéquates pour la conception des nouveaux réseaux puisque dans plusieurs cas les résultats de calage indiqueront souvent des valeurs inférieures. Idéalement, les pourcentages imperméables à utiliser dans une région devraient être au moins définis suite à l'examen de photos aériennes et un relevé visuel sur le terrain.

Tableau 6.27

Pourcentage imperméable par type d'occupation du sol pour neuf villes d'Ontario (Sullivan *et al.*, 1978). Correspond aux valeurs de pourcentage imperméable directement drainé (PIDD) à utiliser dans les modèles.

Occupation du sol	Pourcentage imperméable	
	Moyenne	Gamme de valeurs
Résidentiel	30	22-44
Commercial	81	52-90
Industriel	40	11-57
Institutionnel	30	17-38
Non développé	5	1-14

6.6 ÉCOULEMENT SOUTERRAIN

Dans un contexte où les processus d'infiltration doivent être privilégiés dans la mesure du possible comme élément de gestion des eaux pluviales, la connaissance des facteurs influençant l'écoulement souterrain devient plus importante que pour une approche traditionnelle de drainage. Plusieurs types de PGO font appel à de l'infiltration et on peut les classer de façon générale en deux grandes catégories, selon que l'apport d'eau se fait par la surface ou de façon souterraine (voir tableau 6.28). L'annexe B présente la méthodologie recommandée pour évaluer la capacité d'infiltration pour la conception de ce type de PGO.

Considérant le fait que le comportement hydraulique des ouvrages de drainage fonctionnant par infiltration est relativement complexe par rapport à un mode de drainage traditionnel et que leur fonctionnement à long terme peut être compromis en totalité ou en partie par un phénomène de colmatage qui pourra réduire leur efficacité, **les critères de conception hydraulique devraient**

de façon générale contenir un généreux facteur de sécurité. De plus, puisqu'il est recommandé de n'utiliser ce type de système que pour drainer des superficies de petites dimensions (inférieures à 5 ha et idéalement de l'ordre de 2 ha (ASCE/WEF, 1998)), les méthodes de calcul doivent être simples d'utilisation et ne doivent pas nécessiter d'analyses très exhaustives qui seraient disproportionnées par rapport à l'ampleur des ouvrages. Quoique des modèles de simulation puissent être utilisés pour la conception, l'utilisation de la méthode rationnelle et des techniques simples de laminage est donc recommandée.

Le taux auquel l'eau s'infiltre dans le sol peut être estimé à l'aide de la loi de Darcy :

$$U = k\,i \qquad (6\text{-}30)$$

où U = vitesse d'écoulement (m/s)
k = conductivité hydraulique (m/s)
i = gradient hydraulique (m/m), pris ici égal a 1 m/m.

Soulignons que la loi de Darcy s'applique en théorie à un écoulement saturé alors qu'il est généralement recommandé de mettre en place les systèmes dans la zone non saturée (avec le fond de l'ouvrage au moins 1,2 m en haut du niveau maximal de la nappe phréatique). Il est toutefois assumé que les conditions seront saturées lorsque le système sera en opération (Urbonas et Stahre, 1990; CIRIA, 1996).

La conception hydraulique des ouvrages doit se faire dans tous les cas en considérant l'équation de continuité :

$$\frac{dS}{dt} = Q_{entrée} - Q_{sortie} \qquad (6\text{-}31)$$

où S = volume d'eau stockée dans le système (varie en fonction de la hauteur);
$Q_{entrée}$ = débit généré par le ruissellement de surface et entrant dans le système;
Q_{sortie} = débit sortant du système par infiltration (varie en fonction de la hauteur d'eau).

Le volume disponible S peut être estimé en connaissant la porosité n de la pierre nette (S = nV), où V est le volume total comprenant la pierre nette. L'équation 6-31 peut donc s'écrire :

$$n\frac{dV}{dh}\frac{dh}{dt} = Q_{entrée} - Q_{sortie} \qquad (6\text{-}32)$$

La hauteur d'eau dans le système, h(t), peut être évaluée en entrant des valeurs pour le débit d'entrée, le débit de sortie et V(h), en réarrangeant pour h et en intégrant par rapport au temps. Le débit d'entrée peut s'obtenir à l'aide de la méthode rationnelle alors que le débit de sortie peut

Tableau 6.28

Classification des ouvrages fonctionnant avec des processus d'infiltration.

Mode d'introduction de l'eau	Type d'ouvrage	Remarques
Par la surface	Bassin d'infiltration	Demande un sol très perméable. Peu d'expériences bien réussies. Hauteur d'eau maximale importante à respecter pour ne pas compacter la surface d'infiltration à long terme.
	Tranchée d'infiltration	Petites surfaces tributaires (< 2 ha). Prétraitement très important pour drainage d'un stationnement ou de rues (risque de colmatage plus grand que pour un apport souterrain).
	Fossé engazonné	Traditionnellement associé à des secteurs ruraux mais peut permettre avec une conception appropriée d'atteindre certains objectifs de gestion de la qualité des eaux.
	Bande filtrante	Pour de petites surfaces tributaires. Peu utilisé seul; plutôt en série avec d'autres systèmes et comme prétraitement.
Souterrain	Tranchée d'infiltration	Peut faire partie du système souterrain de drainage. Peut être en réseau mais idéalement hors réseau.
	Système de conduites perforées	Différents concepts sont possibles (en réseau ou hors-réseau, système hybride construit à Etobicoke (Ontario)).
	Puits d'infiltration	Utilisé généralement pour les drains de toits résidentiels, sans prétraitement.
	Filtre	Technique relativement récente. Surface tributaire généralement inférieure à 5 ha. Généralement moins coûteux que des tranchées d'infiltration.

être obtenu à l'aide de la loi de Darcy déjà présentée. En assumant que le gradient hydraulique est de 1, le débit de sortie est donc :

$$Q_{sortie} = k\,A \qquad (6\text{-}33)$$

où k est la conductivité hydraulique (m/s) et A est la surface sur laquelle (ou à travers laquelle dans le cas d'une tranchée ou d'un puits) se fera l'infiltration. Évidemment, si les débits peuvent également sortir par une conduite, on pourra également en tenir compte pour l'analyse (figure 6.25). L'approche simplifiée avec la méthode rationnelle déjà décrite à la section précédente pourra ainsi être utilisée pour le calcul du volume de stockage pour de petits ouvrages de contrôle.

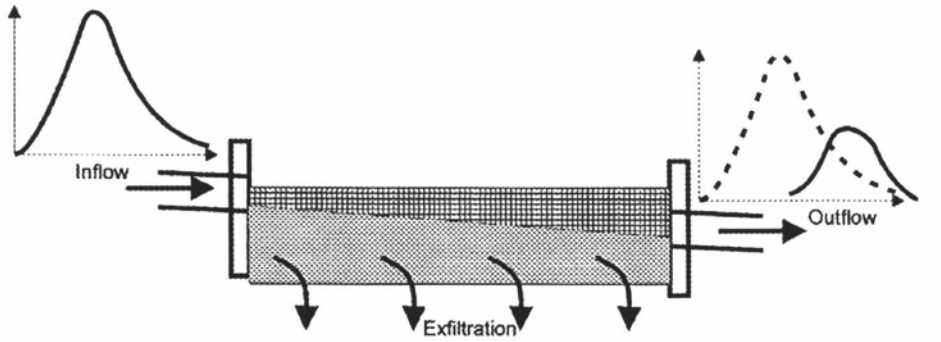


Figure 6.25 Conduite d'exfiltration où les débits de sortie dépendent à la fois de la capacité d'infiltration et de la capacité de la conduite de sortie (Smith, A.A. et Bui, T.D. (2001).

RÉFÉRENCES

Adams, B. J., Fraser, H. G., Howard, C. D. D. et M. Sami Hanafy (1986). *Meteorological Data Analysis for Drainage System*, ASCE Journal of Environmental Engineering, Vol. 112, No. 5, pp. 827-847.

American Iron and Steel Institute (1996). *Modern Sewer Design*, Édition canadienne, troisième édition.

American Society of Civil Engineers (ASCE) et Water Environment Federation (WEF) (1992). *Design and construction of stormwater management systems*, Manuel de pratique, New York.

American Society of Civil Engineers (ASCE) (1969). *Design and construction of sanitary and storm sewers*, ASCE manual of practice no. 37, WPCF MOP. no. 9, New York, NY.

ASCE/EWRI, 2001. *Guide for Best Management Practice (BMP) Selection in Urban Developed Areas*, comité de travail chargé d'évaluer les pratiques de gestion optimales du Urban Water Infrastructure Management Committee, ASCE, (Virginie) É.-U.

ARTC (Association de routes et transport du Canada) (1982). *Drainage Manual* (2 volumes), Ottawa.

APWA (American Public Works Association) (1981). *Urban stormwater management*, APWA Special Report no. 49.

Aron (1982) dans Kibler, D. F., ed. *Urban stormwater hydrology, Water Resources Monograph 7*, American Geophysical Union, Washington, D.C.

ASAE (American society of Agricultural eng.) (1982). *Hydrologic modeling of small watersheds*, Manuel (monograph) no. 5, Michigan.

Bedient, P. B. et Huber, W. C. (1988). *Hydrology and floodplain analysis*, Addison-Wesley Publishers, Reading, MA.

Béron, P. *et al.* (1989). SIRDU, *SImulation d'un Réseau de Drainage Urbain, manuel de l'utilisateur*, Montréal.

Bettess, R. (1996). *Infiltration drainage – manual of good practice*. Manuel R156, CIRIA (Construction Industry Research and Information Association), Londres.

Brunelle, D., Blanchet, F., Rousselle, J., Jacquet, G. et Guillon, A. (1993). *The influence of the spatial heterogeneity of rainfall upon the hydrologic response of an urban drainage basin near Paris*, France, 6e conf. internationale sur le drainage urbain, Niagara Falls, Ontario.

Chow, V. T., Maidment, D. R., et Mays, L. W. (1988). *Applied hydrology*, McGraw-Hill, New York.

Clarke, C. O. (1945). *Storage and the unit hydrograph*, Proc. American Soc. Civil Eng., 69:1419-1447.

Eagleson, P. S. (1970). *Dynamic Hydrology*, McGraw-Hill, New-York.

Engman, E. T. (1986). *Roughness coefficients for routing surface runoff*, Journal of irrigation and drainage eng., ASCE, vol. 112, no.1, pp. 39-53.

EPA (U.S. Environmental Protection Agency) (1983). *Results of the Nationwide Urban Runoff Program, rapport final*, NTIS PB84-18552, Washington, D.C.

EPA (U.S. Environmental Protection Agency) (1993a). *Combined sewer overflow control, Manual of practice, office of research and development*, Cincinnati, Ohio.

EPA (U.S. Environmental Protection Agency) (1993b). *Urban runoff pollution prevention and control planning, office of research and development*, Cincinnati, Ohio.

Espey, W., Jr., Altman, D.G. et Graves, C.B., Jr. (1978). *Nomographs for Ten-Minute Unit Hydrographs for small Urban Watersheds*, Appendum 3 du rapport de l'ASCE Urban Runoff Control Planning

Gray, D. M. (éd.) (1972). *Manuel des principes d'hydrologie*, Conseil National de recherche, Ottawa.

Gray, D. M. (1961). *Interrelationships of watershed characteristics*, J. Geophys. Res., 66:1215-1223.

Green, W. H. et Ampt, G. A. (1911). *Studies on Soil Physics, 1. The flow of Air and Watr Through Soils*, Journal of Agricultural Sciences, Vol. 4, pp.11-24.

Hjelmfelt, A. T. (1991). *Investigation of Curve Number Procedure*, J. of Hydraulics Div., ASCE, Vol. 117, no. 6.

Hogg, W. D. et Carr, D. A. (1985). *Atlas de la fréquence des pluies au Canada*, Environnement Canada.

Hogg, W. D., Carr, D.A. et Routledge, B. (1985). *Rainfall intensity-duration frequency values for canadian locations*. Environnement Canada, Ottawa,.

Hoggan, D. H. (1989). *Computer-assisted Floodplain Hydrology and Hydraulics*, McGraw-Hill, New York.

Holtan, H. N. (1961). *A Concept for infiltration estimates in watershed engineering*, ARS, Département de l'agriculture américain, Vol. 41.

Horton, R. E. (1933). *The role of infiltration in the hydrologic cycle*, Trans. American Geophys. Union, vol. 14, pp. 446-460.

Horton, R. E. (1940). *An approach towards a physical interpretation of infiltration capacity*, Proc. Soil Sci. Soc. Am., vol. 5, pp. 399-417.

Huber, W. C. et Dickinson, R. E. (1988). *Stormwater management model user's manual*, version 4. EPA/600/3-88/001a (NTIS PB88-236641/AS), Environmental Protection Agency, Athens, GA.

Huff, F. A. (1975). *Radar Analysis of Urban Effects on Rainfall*, Conf. on Radar Meteorology, Am. Met. Society, Boston, Massassuchetts.

Hvitved-Jacobson, T. et Yousef, Y. A. (1988). *Analysis of rainfall series in the design of urban drainage control systems*, Water Research.

Izzard, C. F. (1946). *Hydraulics of Runoff from developed surfaces*, Compte-rendus, 26e Rencontre annuelle, Highway Research Board, Washington, D.C.

James, W. et Shtifter, Z. (1981). *Implications of Storm Dynamics on Design Storm Inputs*, Compte-rendus,Stormwater and Water quality management modeling and SWMM users group meeting, Niagara Falls, Ontario, McMaster University, Hamilton, Ontario, pp. 55-78.

Jens et McPherson (1964). *Hydrology of Urban areas*, Chapitre 20, Handbook of Hydrology, V.T. Chow (ed.), McGraw-Hill, New York.

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

Kuichling, E. (1889). *The relation between the rainfall and the discharge of sewers in populous districts*, ASCE, 20, 1-60.

Lee, J. G., et Heaney, J. P. (2003). *Estimation of urban imperviousness and its impacts on storm water systems. Journal of Water Resources Planning and Management-Asce.* 129(5), 419-426.

Leopold, L. B. (1968). *Hydrology for urban planning – a guidebook on the hydrologic effects of urban land use*, US Geological Survey, circ. 554, 18 pp.

Linsley, R. K., Kohler, M. A. et Paulhus, J. L. H. (1982). *Hydrology for engineers*, McGraw-Hill, New York, 3e édition.

Maalel, K. et Huber W. C. (1984). *SWMM calibration using continuous and multiple event simulation*, Compte-rendus, Third international conference on urban storm drainage, Chalmers University, Goteborg, Suède, 2. 595-604.

Maidment, (ed.) (1993). *Handbook of Hydrology*, McGraw Hill, New-York.

McCuen, R. H. (1989). *Hydrologic analysis and design*, Prentice-Hall, New Jersey.

McCuen, R. H., Wong, S. L. et Rawls, W. J. (1984). *Estimating urban time of concentration*, Journal of Hydraulic Eng., ASCE, vol. 110, no. 7, pp. 887-904.

MacLaren (1975). *Review of canadian design practice and comparison of urban hydrologic models*, Research report no. 26, Toronto.

Maidment, D. R. (ed.), *Handbook of Hydrology*, McGraw-Hill, 1993, 1422 pages.

Mein, R. G. et Larson, C. L. (1973). *Modeling Infiltration During a Steady Rain*, Water Resources Research, Vol. 9, no. 2, pp. 384-394.

Ministère de l'environnement de l'Ontario (1987). *Urban Drainage design guidelines manual*, Toronto.

Ministère des Transports du québec (MTQ) (1995). *Manuel de conception des ponceaux*, Service de l'hydraulique, Québec.

Mulvaney, T. J. (1851). On the *Use of self-registering rain and flood gauges in making observations on the relation on rainfall and of flood discharges in a given catchment*, Institution of Civil Engineers, Ireland, 4(2), 18-31.

Muzik, I. (1974). *Laboratory experiments with surface runoff*, Journal of Hydraulic Div., ASCE, 100 (HY4), 501-516.

Nash, J. E. (1957). *The Form of the Instantaneous Hydrograph*, Int. Ass. Science Hydr., Publication no. 45, pp. 114-121.

Niemczynowicz, J.(1987). *Storm Tracking Using Raingage Data*, J. Hydrology, 93: pp. 135-152.

Niemczynowicz, J.(1988). *Moving Storms as an aereal Input to Runoff Simulation Models*, Int. Symp. on Urban hydrology and Municipal Engineering, Markham, Ontario.

Novotny, V. and H. Olem. 1994. *Water Quality. Prevention, Identification, and Management of Diffuse Pollution.* New York: Van Nostrand Reinhold.

Overton, D. E. et Meadows, M. E. (1976). *Stormwater Modeling.* Academic Press, New-York.

Pilgrim et Corderey (1993). Chap. 5, *Handbook of Hydrology* (éd.: Maidment), McGrawHill, New-York.

Pitt, R., Lantrip, J. et Harrison, R. (1999). *Infiltration through disturbed urban soils and compost-amended soil effects on runoff quality and quantity.* Rapport EPA/600/R-00/016. *Office of research and development*, US. EPA, Edison, NJ.

Rallison, R. E.(1980). *Origin and evolution of the SCS runoff equation*, Journal de l'ASCE, Irrigation and drainage, vol. 2, 912-924, New York.

Rawls, W. J., Brakensiek, D. L. et Miller, N. (1983). *Green-ampt infiltration parameters from soils data*, Journal of Hydraulio Engineering, 109(1), 1316-1320.

Restrepo-Posada, P .J. et Eagleson, P. S. (1982). *Identification of Independent Rainstorms*, Journal of Hydrology, Vol. 55, pp. 303-319.

Rivard, G. (1993). *Analyses statistiques pour le contrôle des eaux de ruissellement, 8e colloque sur le drainage urbain*, organisé par l'AQTE, École Polytechnique, Montréal.

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

Rivard, G. (2005). *Gestion des eaux pluviales – Concepts et applications*. 2e édition, Alias Communication Design, Laval.

Rousselle, J. *et al.* (1990). *Hydrologie des crues au Canada*. CNRC, Ottawa.

Schaake, J. C., Geyer, J. C. et Knapp, J. W. (1967). *Experimental examination of the rational method*, Journal of the hydraulics Division, ASCE, pp. 353-363.

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

SCS (Soil Conservation Service) (1986). *Urban Hydrology for small Watersheds*, Technical release no. 55.

Sheaffer, J. R. *et al.* (1982). *Urban storm drainage management*, Marcel Dekker inc., New York.

Shen, H. W. et Li, R. M, (1973). *Rainfall effect on sheet flow over smooth surface*, Journal of Hydraulic Div., ASCE, 99 (HY5), 771-92.

Sherman, L. K. (1932). *Streamflow from rainfall by the unit-graph method*, Eng. News Record 108 :401-505.

Smith, A.A. et Bui, T.D. (2001). *Design Construction and Performance of Exfiltration Trenches.* EWRI/ASCE Conference, Orlando.

Snyder, F. F. (1938). *Synthetic unit graphs*, Trans. American Geophys. Union, 19 :447-454.

Sutherland, R. (2000). *Methodology for estimating the effective impervious area of urban watersheds.* Technical Note 58, Center for Watershed Protection.

Terstriep, M. L. et Stall, J. B. (1972). *Storm Sewer Design – An evaluation of the BRRL Method*, Office of Research and Monitoring, EPA.

Terstriep, M. L. et Stall, J. B. (1974). *The Illinois urban drainage area simulator, ILLUDAS*, Bulletin 58, Illinois State Water Survey, Urbana, IL.

UDFCD (Urban drainage and flood control district) (2006). *Urban Storm drainage criteria manual*. Volumes 1 à 3. Denver, CO.

Urbonas, B. et Stahre, P. (1990). *Stormwater Detention: For Drainage, Water Quality, and CSO Management*. Prentice-Hall, New-York.

Urbonas, B. R., Roesner, L. A., (1993). *Hydrologic design for urban drainage and flood control*, Chapitre 28, Handbook of Hydrology, Maidment (ed.), McGraw-Hill, New York.

Van Mullem, J.A., Woodward, D.E., Hawkins, R.H., Hjemfelt, A.T. (2001). *Runoff curve number method : beyond the Handbook*. Rapport du Comité d'analyse, ARS.

Viessman, W., Jr., Lewis, G.L. et Knapp, J.W. (1977). *Introduction to Hydrology*, (2e édition), Harper and Row, New York. Une troisième édition (1989) est maintenant disponible.

Vogel, J. L. (1984). *Potential Urban Rainfall Prediction Measurement System*, Wat. Sci. Tech., Vol. 16, Copenhague.

Vogel, J. L. et Huff, F. A. (1975). *Mesoscale Analysis of Urban Related Storms*, Proc. of Nat. Symp. for Hydrologic Modeling, Am. Geo. Union, Davis, Ca.

Wanielista, M. P. (1993). *Stormwater Management*, John Wiley and sons, New York.

Watkins, L. H. (1962). *The Design of Urban Sewer Systems*, Department of Scientific and Industrial Research, Her Majesty's Stationery Office, Road Research Technical Paper 55.

Water Pollution Control Federation (WPCF) (1989). *Combined sewer overflow pollution abatement, Manual of practice FD-17*, WPCF, Alexandria, VA.

Williams, J. R. et Hann, R. W. (1973). *HYMO, a Problem-Oriented Computer Language for Hydrologic Modelling*, Manuel de l'utilisateur, ARS-S-9, Département américain de l'agriculture.

Wisner, P., Sabourin, J.F. et Alperin, L., (1989). *INTERHYMO/OTTHYMO 89, An International Hydrologic Model for Stormwater Management and Flood Control*, Manuel de l'usager, Interhymo Centre, Ottawa.

Woodward, D.E., Hawkins, R.H., Hjelmfelt, A.T., Van Mullem, J. A. et Quan, D.Q. (2000). *Curve number method: origins, applications and limitations*. Rapport du Comité d'analyse, ARS.

ASPECTS HYDRAULIQUES POUR L'ANALYSE ET LA CONCEPTION DES RÉSEAUX DE DRAINAGE

CHAPITRE 7

7.1 GÉNÉRALITÉS

La conception adéquate des réseaux de drainage doit nécessairement s'appuyer sur une bonne compréhension des principes hydrauliques de façon à pouvoir bien dimensionner les différentes composantes. L'objectif de ce chapitre est de présenter ces principes hydrauliques fondamentaux et de fournir au concepteur les données de base permettant d'effectuer cette conception. L'approche qui sera privilégiée ici en sera une résolument pratique, en accentuant l'application des principes de base à des problèmes réels rencontrés typiquement lors de la conception. Plusieurs références plus générales donnent un traitement plus approfondi des analyses hydrauliques et on pourra s'y référer si nécessaire (*Linsley et al.*, 1982 ; Chow, 1959 ; Henderson, 1966 ; French, 1985 ; Yen, 1986).

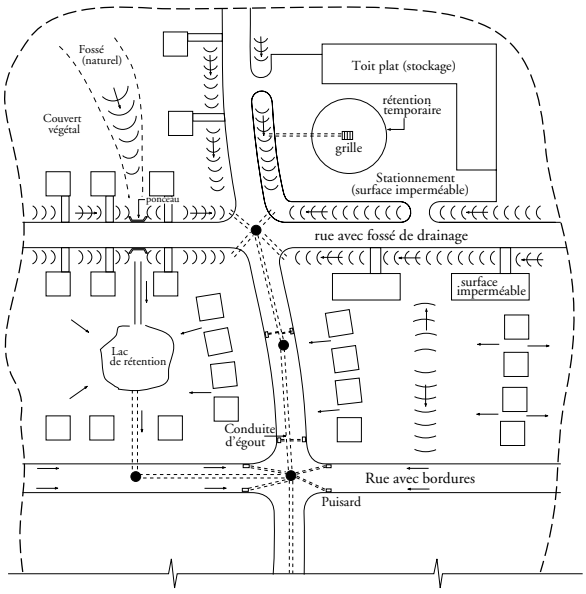


Figure 7.1 Principales composantes d'un réseau de drainage (Rivard, 2005).

La figure 7.1 fournit une illustration schématique des principaux éléments qu'on retrouve dans un réseau de drainage urbain. Bien que l'analyse du comportement hydraulique de ces différentes composantes puisse se faire de façon indépendante, il va sans dire qu'on devra considérer que ces éléments forment un système et qu'il faudra souvent, en pratique, prendre en compte les interactions possibles entre les différentes composantes. Un exemple est l'influence potentielle d'un bassin de rétention qui, en se remplissant d'eau lorsqu'il joue son rôle de contrôle, peut venir influencer la ligne piézométrique des réseaux de drainage qui s'y jettent.

Après une description générale des différentes composantes d'un système de drainage et des types d'écoulement, on s'attardera donc ici à discuter de certains points spécifiques : les analyses pour le réseau majeur, les analyses pour le réseau mineur, l'hydraulique des ponceaux, les différents mécanismes de contrôle (déversoirs, orifices) et les calculs de laminage. Finalement, les critères à retenir pour la conception hydraulique des réseaux sont rassemblés à la dernière section.

7.2 TYPES D'ÉCOULEMENT ET PRINCIPES GÉNÉRAUX

7.2.1 Types d'écoulement

Considérant la diversité des différentes composantes et leur interrelation, on peut facilement constater que l'analyse hydraulique d'un système de drainage peut devenir relativement complexe. Une des premières étapes préalables à une telle analyse est l'identification des types d'écoulement pour un problème particulier, puisque les équations servant à la conception sont souvent applicables pour des

classes particulières d'écoulement. Les différents types d'écoulement peuvent être définis en considérant certains paramètres qui changent avec le temps et la distance le long d'un élément d'écoulement. Chow (1959), Henderson (1966) et French (1985) fournissent une discussion détaillée des différents types d'écoulement ; les sections qui suivent référeront plus spécifiquement aux conditions prévalant dans les systèmes de drainage urbain (ASCE/WEF, 1992 ; FHWA, 2002).

Écoulement permanent ou non permanent

Un écoulement permanent se produit lorsque le débit, la profondeur et la vitesse sont **constants dans le temps**. Des écoulements de ce type peuvent caractériser par exemple les débits générés par l'infiltration par les joints de conduites ou, si on assume que les variations sont plus ou moins lentes, le débit d'eaux usées dans un réseau d'égout unitaire. D'un autre côté, l'écoulement dans un réseau d'égout pluvial est clairement non permanent lors d'événements pluvieux ; cette non-permanence est la plupart du temps ignorée pour la conception de petites portions du réseau d'égout. Elle ne peut pas cependant être négligée dans le cas de réseaux complexes comportant des boucles dans le réseau, des structures de dérivation ou encore pour le contrôle des débordements dans un réseau d'égout unitaire. On doit également considérer la non-permanence de l'écoulement dans le cas d'un poste de pompage où l'effet du coup de bélier doit être considéré. On a alors recours dans ces cas aux équations dites de **Saint-Venant**, qui sont résolues numériquement pour décrire l'écoulement.

Écoulement uniforme ou non uniforme

Un écoulement est dit uniforme lorsque le débit, la profondeur d'eau et la vitesse sont **constants avec la distance** ; la pente de la canalisation, celle de l'énergie et la surface de l'eau sont alors toutes parallèles. Dans ce type d'écoulement, les forces causant cet écoulement sont balancées par la force de friction causée par l'effort de cisaillement aux surfaces de contact. La profondeur d'eau correspondant à un écoulement uniforme s'appelle la **profondeur normale**.

Par opposition, un écoulement est non uniforme lorsque les mêmes paramètres (débit, vitesse et profondeur d'eau) varient avec la distance. On peut distinguer deux sous-catégories dans ce cas : l'écoulement peut être **graduellement** ou **rapidement varié**, selon la rapidité avec laquelle le changement se fait. Des exemples d'écoulement graduellement varié sont l'écoulement en nappe sur des surfaces pavées, l'écoulement en caniveau et l'écoulement dans les canalisations en temps de pluie. L'exemple le plus commun de ce type d'écoulement peut être observé lorsque le niveau dans le cours d'eau récepteur produit une courbe de remous remontant vers l'amont à l'intérieur de l'émissaire et du réseau d'égout.

Un écoulement rapidement varié est caractérisé par des changements abrupts sur de très courtes distances : c'est le cas d'un écoulement par dessus un déversoir ou à la sortie d'un déversoir où il se produit un ressaut hydraulique. L'écoulement dans des expansions, contractions ou des jonctions (regards) est un autre exemple d'écoulement rapidement varié. Les équations pour l'écoulement uniforme ne peuvent plus être utilisées dans ces cas d'écoulement rapidement varié puisque l'écoulement implique alors des phénomènes d'onde.

Finalement, il va sans dire qu'un écoulement non uniforme peut également être non permanent ; en fait, la plupart des écoulements en conduite peuvent être catégorisés de la sorte en période de fortes pluies.

Écoulement à surface libre (en canal ou en conduite)

Un écoulement libre comme dans un canal naturel ou un fossé n'est pas totalement confiné ; en conduite, l'écoulement est dit en surface libre lorsque les niveaux d'eau n'atteignent pas la pleine hauteur de la canalisation. La pente de la canalisation pourra par ailleurs être classifiée comme hydrauliquement douce, critique ou abrupte selon qu'elle sera plus petite, égale ou plus grande que la **pente critique**. La pente critique est celle qui produit la profondeur critique et la vitesse critique (ces paramètres sont définis par le nombre de Froude, qui est discuté à une section ultérieure). L'évaluation de la profondeur critique est importante dans les analyses hydrauliques parce qu'elle constitue toujours un point de contrôle hydraulique : l'écoulement doit passer par la profondeur critique lorsqu'il passe d'un écoulement torrentiel à un écoulement fluvial ou vice et versa.

D'un autre côté, on peut également avoir avec une conduite un écoulement partiellement plein ou plein. Dans le premier cas, l'analyse est similaire à un écoulement à surface libre. Dans le cas d'un écoulement plein, l'écoulement est confiné sans une surface libre et on dit alors qu'il se fait sous pression ou en charge. En réalité, les forces gravitaires gouvernent encore mais on doit également tenir compte de

la charge de pression additionnelle de toute surcharge au-dessus de la couronne de la conduite. Un tel écoulement se produit par exemple lorsque la dernière conduite du réseau se jette dans un cours d'eau dont le niveau d'eau est supérieur au niveau de la couronne de la conduite ; l'écoulement dans ce cas se fait en créant une charge additionnelle et on devra alors calculer la **ligne piézométrique** pour s'assurer que celle-ci reste à une profondeur acceptable dans tout le réseau soumis à cette condition en aval. L'analyse de l'écoulement à travers un ponceau, où le niveau d'eau en amont est supérieur au niveau du dessus de la conduite, doit également tenir compte de cet élément.

Écoulement laminaire ou turbulent

Une autre classification peut s'établir en fonction du type de forces en jeu pour gouverner le type d'écoulement. Si les forces visqueuses prédominent et que le nombre de Reynolds est inférieur à environ 500, l'écoulement est dit laminaire. Les lignes d'eau à l'intérieur d'une section type tendent dans ce cas à rester parallèles. Un exemple de ce type d'écoulement serait un écoulement en nappe au début du ruissellement.

En règle générale, cependant, l'écoulement sera turbulent. Des sous-classes ont de plus été établies et on peut distinguer une zone à écoulement lisse, une zone de transition et une zone à écoulement complètement turbulent. L'équation de Manning s'applique à un cas de turbulence pleinement développée, ce qui est le cas usuel en pratique. Les équations de Hazen-Williams et de Colebrook-White sont par ailleurs jugées plus appropriées pour les gammes lisse et de transition.

Écoulement fluvial ou torrentiel

L'écoulement peut finalement être défini en fonction du nombre de Froude, qui représente le niveau d'énergie contenu dans l'écoulement lui-même. Un écoulement fluvial, caractérisé par des vitesses faibles et de plus grandes profondeurs d'eau, se produit lorsque le nombre de Froude est inférieur à 1. Par opposition, un écoulement torrentiel se produira dans une canalisation avec une forte pente et avec un nombre de Froude supérieur à 1. L'écoulement lorsque le nombre de Froude est égal à 1 est dit critique.

Le nombre de Froude est défini par la relation suivante :

$$F = \frac{V}{(gd_m)^{1/2}} \qquad (7\text{-}1)$$

où V est la vitesse moyenne dans la section d'écoulement, g est l'accélération due à la gravité (9,81 m/s^2) et d_m est la profondeur moyenne hydraulique (A/T, soit l'aire d'écoulement divisée par la largeur de la surface d'écoulement).

La distinction entre écoulement fluvial, critique et torrentiel est importante pour au moins deux raisons (ASCE/WEF, 1992). En premier lieu, on doit localiser le lieu où le ressaut hydraulique se produira lorsque l'écoulement passera abruptement du régime torrentiel à un régime fluvial. Deuxièmement, comme il a déjà été souligné, la position de la profondeur critique dans un canal ou une conduite est importante parce que cette section sert de contrôle pour le calcul des courbes de remous ; cette position marque également le lieu où une relation unique existe entre le débit et la profondeur, ce qui en fait un endroit approprié pour la mesure de débits. La notion de profondeur critique joue également un rôle important dans l'analyse hydraulique des ponceaux et des calculs pour l'établissement de la ligne piézométrique. Les profondeurs critiques sont typiquement observées pour les situations suivantes :

1. Aux changements abrupts de pente (lorsqu'on passe d'une pente faible à une pente forte ou encore lorsqu'on passe d'une pente forte à faible (dans quel cas un ressaut hydraulique se formera).
2. Aux contractions dans les canaux, par exemple à l'entrée d'un ponceau ou à l'approche d'un pont.
3. Sur ou immédiatement en amont d'un déversoir ou d'une chute.

En se basant sur cette discussion sommaire de chaque type d'écoulement, on peut donc en conclure que l'écoulement en conduite dans un réseau de drainage est le plus souvent non permanent, non uniforme, turbulent, fluvial et soit à surface libre ou en charge. En règle générale, cette constatation est souvent ignorée à cause de la complexité des calculs qu'elle impliquerait et on traite l'écoulement comme s'il était permanent et uniforme. Certaines situations spécifiques exigent cependant qu'on tienne compte de la réalité de façon plus détaillée. Dans tous les cas, une bonne connaissance des principes hydrauliques de base permettra de choisir l'analyse la plus appropriée.

7.2.2 Principes de base

La très grande majorité des problèmes rencontrés lors de la conception des réseaux de drainage urbain peuvent être

analysés à l'aide des trois grands principes de conservation suivants :

- Conservation de la masse (continuité)
- Conservation de la quantité de mouvement
- Conservation de l'énergie

Dans sa forme la plus simple, le principe de continuité exprime la conservation de masse et l'équation de base est la suivante :

$$\frac{\Delta S}{\Delta t} = \sum \bar{I} - \sum \bar{O} \qquad (7\text{-}2)$$

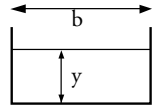
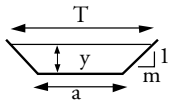
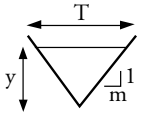
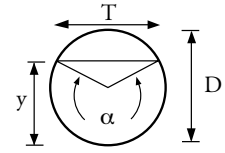
où ΔS est le changement de stockage, Δt est l'intervalle de temps, $\bar{I}$ est le débit moyen entrant dans l'intervalle de temps et $\bar{O}$ est le débit moyen sortant. Cette équation est utilisée en particulier lors de l'analyse pour le stockage dans un bassin de rétention. Si le changement de stockage peut être négligé (en assumant un écoulement permanent), l'équation de continuité indique alors simplement que la somme des débits entrant est égale à la somme des débits sortant du volume de contrôle. On obtient alors l'équation de continuité dans sa forme la plus simple, Q = VA à chaque section considérée, où Q est le débit (m^3/s), V est la vitesse moyenne (m/s) et A est la surface d'écoulement (m^2). Le tableau 7.1 fournit les surfaces d'écoulement pour différents types de sections.

Le **principe de la quantité de mouvement** se dérive à partir de la deuxième loi de Newton qui établit que la somme des forces externes agissant sur une masse de liquide est égale au taux de changement dans la quantité de mouvement linéaire de cette masse. L'équation d'onde dynamique qui en résulte, couplée avec l'équation de continuité sous sa forme complète, forment les équations de Saint-Venant qui les développa en 1871. Ces équations définissent un écoulement non permanent graduellement varié et sont utilisées dans différents programmes de simulation comme SWMM (*Stormwater Management Model*). Le principe de la quantité de mouvement est également utilisé pour analyser les ressauts hydrauliques, qui peuvent être employés pour dissiper l'énergie, ainsi que pour établir les forces d'un écoulement pouvant agir sur un objet se trouvant exposé à l'écoulement.

Finalement, **le principe de conservation d'énergie** est à la base de deux concepts importants pour l'analyse

Tableau 7.1

Caractéristiques géométriques pour différents types de sections.

Section	Surface (A)	Périmètre mouillé (P)	Rayon hydraulique (R)	Largeur en surface (T)
	by	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$	b
	$(a + my)\, y$	$a + 2y\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{(a + my)\, y}{a + 2y\sqrt{1 + m^2}}$	$a + 2\,my$
	my^2	$2y\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{m\,y}{2\sqrt{1 + m^2}}$	$2\,my$
 $\alpha = 2\cos^{-1}\left[1 - \frac{2y}{D}\right]$	$(\alpha - \sin\alpha)\, D^2/8$	$\frac{\alpha D}{2}$	$\frac{D}{4}\left[1 - \frac{\sin\alpha}{\alpha}\right]$	$(\sin(1/2\alpha))\, D$ ou $2\sqrt{y\,(D - y)}$

de l'écoulement en réseau (voir figure 7.2) : ce sont les lignes du gradient hydraulique et du gradient d'énergie, séparées verticalement par le terme de vitesse $V^2/2g$. Dans le cas d'un écoulement à surface libre, la ligne du gradient hydraulique correspond à la surface de l'écoulement. Pour un écoulement sous pression, la ligne du gradient hydraulique correspond à la surface piézométrique, soit la hauteur à laquelle l'eau monterait dans un piézomètre. On l'appelle donc souvent la **ligne piézométrique**. Dans le cas d'un écoulement en conduite qui coule en charge, la hauteur de la ligne piézométrique correspond à la ligne reliant les niveaux d'eau qui seraient observés si on ouvrait chacun des regards. Ce principe est illustré à la figure 7.3.

La prise en compte du gradient hydraulique est essentielle pour l'évaluation adéquate du comportement d'un réseau, comme le montre l'exemple simple de la figure 7.3. Si on utilise la pente de la conduite et l'équation de Manning, on peut calculer un certain débit. Cependant, si la surface de l'eau est plus basse en aval, le débit pouvant passer dans la conduite est plus élevé parce que le gradient hydraulique est plus élevé. À l'inverse, si le niveau d'eau en aval fait en sorte que la pente du gradient hydraulique est plus faible que la pente de la conduite, le débit sera plus faible.

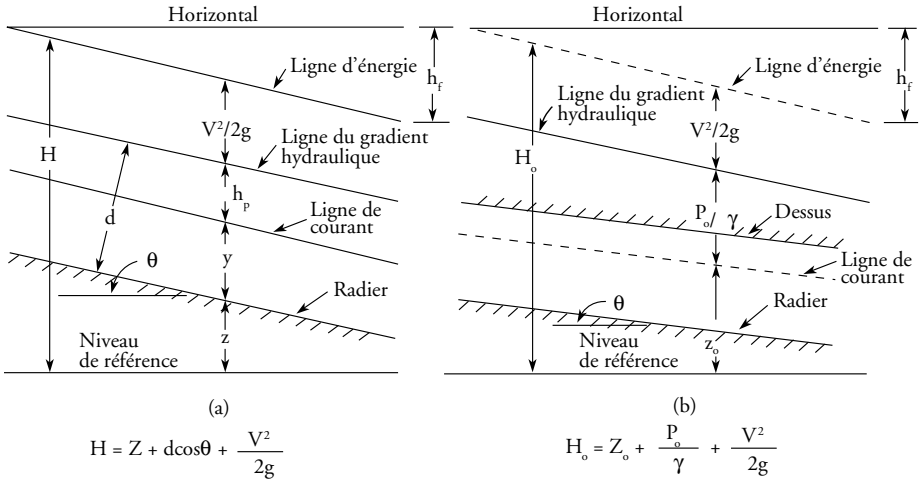


Figure 7.2 Définition des termes pour l'énergie totale dans un canal ouvert ou une conduite ne coulant pas pleine (a) ou dans une conduite fermée coulant sous pression (b). La ligne du gradient hydraulique dans le cas d'un réseau de drainage qui coule en charge est souvent appelée ligne piézométrique.

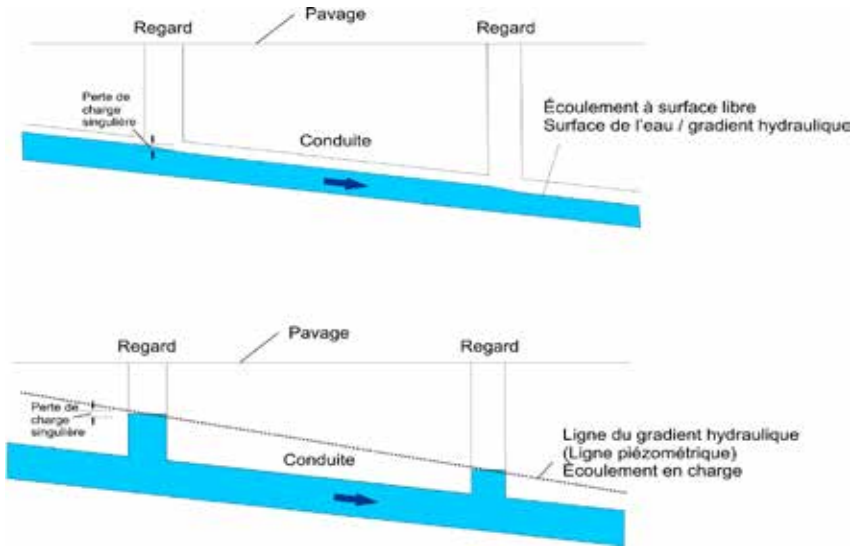


Figure 7.3 Illustration du profil de la ligne piézométrique dans un réseau, dans le cas d'un écoulement à surface libre (schéma du haut) ou d'un écoulement en charge (schéma du bas).

7.2.3 Profondeur critique

La profondeur critique est la profondeur pour laquelle l'énergie spécifique est minimum. Cette profondeur critique est fonction du débit, des dimensions et de la forme de la canalisation. L'expression générale pour calculer la profondeur critique dans une canalisation est la suivante (Chow, 1959 ; Henderson, 1966) :

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad (7\text{-}3)$$

où Q est le débit, g est l'accélération due à la gravité, A est la section d'écoulement et T est la largeur de l'écoulement en surface. Les relations géométriques pour différentes sections d'écoulement sont montrées au tableau 7.1. La résolution de l'équation 7-3 pour la profondeur critique doit être obtenue par itération, ce qui peut facilement se faire avec une calculatrice ou un micro-ordinateur. Une approche alternative est l'utilisation d'abaques qu'on peut retrouver dans différentes références pour plusieurs types de conduites ou de canalisations (Chow, 1959 ; French, 1985 ; FHWA, 2005 ; Portland, 1964 ; MTQ, 1995). La figure 7.4 fournit un abaque permettant d'établir la profondeur critique pour une conduite circulaire. La notion de profondeur critique est particulièrement importante pour l'analyse du comportement hydraulique des ponceaux, pour le calcul de la ligne piézométrique et également pour le calcul des courbes de remous.

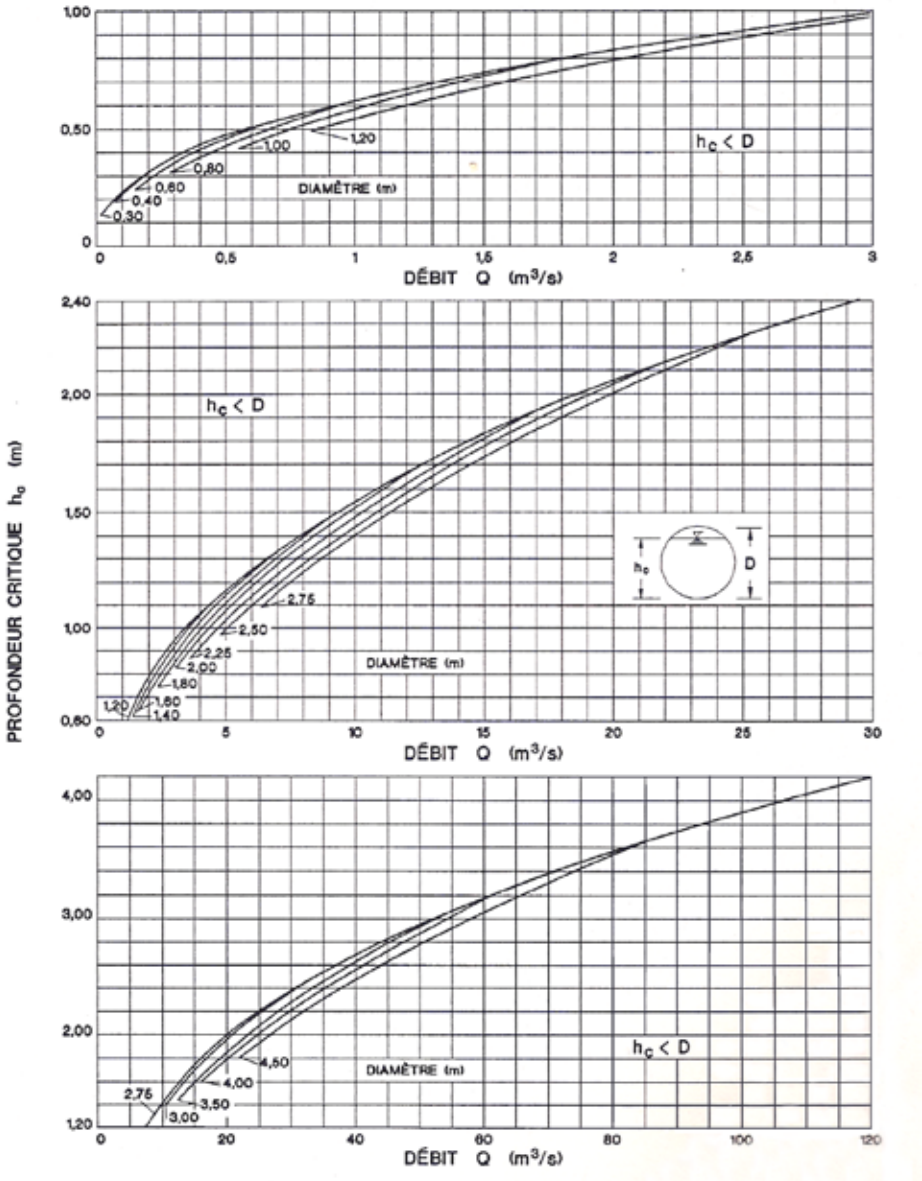


Figure 7.4 Profondeur critique – conduite circulaire (MTQ, 1995).

La région d'écoulement au-dessus de la profondeur critique définit une zone d'écoulement fluvial ; la région sous la profondeur critique est par ailleurs une zone d'écoulement torrentiel. Cet aspect est important lorsqu'on considère que le calcul de courbes de remous se fera de l'aval vers l'amont lorsque la profondeur de contrôle est supérieure à la profondeur critique et de l'amont vers l'aval lorsque la profondeur de contrôle est inférieure à la profondeur critique.

7.2.4 Profondeur normale (équation de Manning)

La profondeur normale est simplement définie comme la profondeur correspondant à un écoulement uniforme avec un débit constant. En d'autres mots, c'est la profondeur que l'on obtiendra dans une canalisation à surface libre lorsque la composante de la force de gravité dans la direction de l'écoulement sera exactement compensée par les pertes dues à la friction sur la surface contre laquelle se fait l'écoulement. Les pentes de la canalisation, du gradient de la ligne hydraulique et de la ligne d'énergie sont alors toutes égales.

La **profondeur normale** est fonction du débit, des dimensions et du type de canalisation, de la pente (S_f) et de la résistance par friction. Sa valeur peut être calculée à l'aide de l'équation de Manning :

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2} \qquad (7\text{-}4)$$

où V est la vitesse en m/s, R le rayon hydraulique (surface d'écoulement divisée par le périmètre mouillé) en m, S_f est la pente du gradient hydraulique (m/m) et n le coefficient de Manning dont on peut retrouver les valeurs représentatives aux tableaux 7.2 et 7.3. On pourra consulter également de nombreuses références qui don-

Tableau 7.2

Coefficients de rugosité n de Manning pour des conduites d'égout pluvial (MTQ, 1995 ; MTO, 1997 ; FHWA, 2005 ; CSPI, 2002).

Type de conduite	Rugosité ou ondulation	Gamme de valeurs pour le n de Manning	n de Manning recommandé
Conduite circulaire en béton	lisse	0,011 – 0,013	0,013
Conduite rectangulaire en béton	Coffrage en bois (rugueux) Coffrage en bois (lisse) Coffrage en acier (lisse)	0,015-0,017 0,012-0,014 0,012-0,013	0,016 0,014 0,013
Tuyaux en tôle ondulée Ondulations annulaire ou hélicoïdale	68 par 13 mm (annulaires) Non pavé 25 % pavé 100 % pavé 68 par 13 mm (hélicoïdales) Non pavé 25 % pavé 100 % pavé 76 x 25 mm (annulaires) Non pavé 25 % pavé 100 % pavé 76 x 25 mm (hélicoïdales) 150 par 25 mm 125 par 25 mm 75 par 25 mm 150 par 50 mm	 0,022-0,027 0,016-0,021 0,014-0,019 0,012 0,023-0,027 0,022-0,025 0,025-0,026 0,027-0,028 0,033-0,035	 0,024 0,021 0,012 Variable avec D Variable avec D 0,012 0,027 0,023 0,012 Variable avec D 0,024 0,026 0,028 0,035
Tuyaux en tôle ondulée Multiplaques	Corrugation variable		0,028-0,037
Tuyau en thermoplastique	Intérieur lisse	0,009-0,012	0,012
Tuyau en thermoplastique	Intérieur ondulé	0,018-0,025	0,020
Tuyau de fonte	Lisse		0,013
Tuyau d'acier	Lisse	0,009-0,011	0,011
Ponceau en bois	Lisse	0,015-0,017	0,016

nent des tableaux exhaustifs pour l'établissement de ce paramètre, avec des photos dans le cas des canaux naturels ou artificiels (Chow, 1959 ; Henderson, 1966 ; French, 1985 ; MTQ, 1995 ; FHWA, 2005). Le terme S_f représente la pente de friction ; lorsque celle-ci est égale à la pente de la canalisation, la profondeur obtenue avec l'équation de Manning est la profondeur normale. Signalons que dans le système impérial, on doit ajouter une constante de 1,49 pour le terme de droite de l'équation.

D'un autre côté, en reconnaissant par l'équation de continuité que Q= VA, on peut également écrire l'équation 7-4 de la façon suivante :

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S_f^{1/2} \qquad (7\text{-}5)$$

Tableau 7.3

Coefficients de rugosité n de Manning pour des canaux et fossés (MTQ, 1995 ; MTO, 1997 ; FHWA, 2005).

Type de canal ou fossé	Gamme de valeurs pour le n de Manning
Canaux non protégés	
A) Terre	
• Sans végétation	0,016-0,020
• Gazonnée	0,022-0,027
• Broussailles peu denses	0,050-0,110
• Broussailles denses	0,100-0,140
B) Roc	
• Lisse et uniforme	0,035-0,040
• Irrégulier avec aspérités	0,040-0,045
Canaux protégés	
A) Béton	
• Brut de décoffrage	0,013-0,017
• De finition	0,012-0,014
B) Radier en béton et	
• Murs en pierres et mortier	0,015-0,020
• Murs en blocs de béton	0,020-0,025
• Murs en enrochement (perré)	0,020-0,030
C) Radier en gravier et	
• Murs en béton	0,017-0,020
• Murs en pierres et mortier	0,020-0,023
• Murs en enrochement (perré)	0,023-0,033
D) Brique	0,014-0,017
E) Béton bitumineux	0,013-0,016
F) Bois	0,011-0,013
Fossés de routes et de drainage	
A) Profondeur < 200 mm	
• Herbe 50 mm	0,045-0,070
• Herbe 100-150 mm	0,050-0,090
• Foin 300 mm	0,080-0,180
• Foin 600 mm	0,130-0,300
B) Profondeur 200 – 450 mm	
• Herbe 50 mm	0,035-0,050
• Herbe 100-150 mm	0,040-0,060
• Foin 300 mm	0,090-0,120
• Foin 600 mm	0,090-0,200

Comme dans le cas de la profondeur critique, étant donné que l'établissement de la profondeur normale nécessite une résolution par itération, certains abaques sont disponibles pour l'obtenir directement (Brater et King, 1976 ; FHWA, 2005 ; Chow, 1959). Pour une conduite circulaire coulant pleine, R = D/4 et l'équation de Manning peut donc s'écrire de la façon suivante :

$$Q = \frac{1}{n}\left(\frac{p D^2}{4}\right)\left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S_f^{1/2} \qquad (7\text{-}6)$$

Ou encore :

$$Q = \frac{1}{n}(0{,}312)\, D^{2{,}67} S_f^{1/2} \qquad (7\text{-}7)$$

La figure 7.5 illustre la sensibilité des différents paramètres qu'on retrouve dans l'équation de Manning pour des conduites circulaires. On constate par exemple que, si un diamètre est doublé, la capacité de la conduite sera augmentée par 6 ; si la pente est doublée, la capacité de la conduite sera augmentée par 1,4 ; cependant, si le coefficient de rugosité est doublé, la capacité de la conduite est réduite de 50 pour cent.

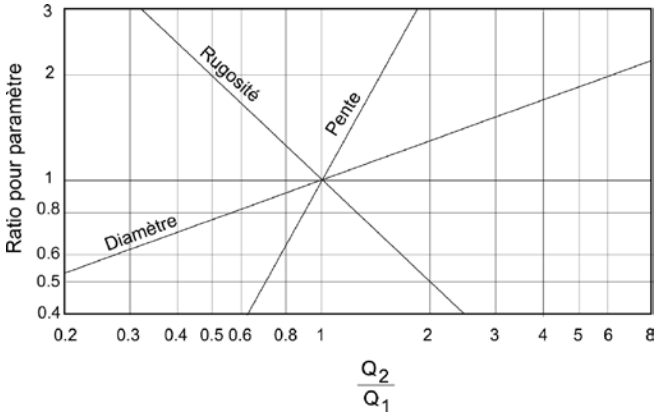


Figure 7.5 Sensibilité des paramètres dans l'équation de Manning pour la capacité des conduites circulaires (adapté de FHWA, 2001).

Exemple 7.1

Données : Q = 0,50 m^3/s ; S_f = 0,015 m/m

Établir : Le diamètre de la conduite requis pour le débit, en considérant une conduite en béton ou une conduite en tôle ondulée avec des ondulations hélicoïdales.

(1) Conduite de béton

En utilisant l'équation 7-7 avec un n = 0,013 pour une conduite en béton, on trouve :

$D = ((Q\ n)/(0{,}312)\ (S_f^{0,5}))^{0,375}$

$D = ((0{,}50)\ (0{,}013)/(0{,}312)\ (0{,}015^{0,5}))^{0,375}$

D = 0,514 m (514 mm) ; on pourra donc utiliser une conduite de 530 mm.

(2) Conduite en tôle ondulée avec des ondulations hélicoïdales

En utilisant l'équation 7-7 avec un n = 0,017 pour une conduite en tôle ondulée avec des ondulations hélicoïdales, on trouve :

$D = ((Q\ n)/(0{,}312)\ (S_f^{0,5}))^{0,375}$

$D = ((0{,}50)\ (0{,}017)/(0{,}312)\ (0{,}015^{0,5}))^{0,375}$

D = 0,569 m (569 mm) ; on pourra donc utiliser une conduite de 610 mm.

Exemple 7.2

Données : Les conduites dont les diamètres ont été déterminés à l'exemple 7-1.

Établir : La capacité hydraulique des conduites coulant pleines et les vitesses correspondantes.

(1) Conduite de béton

En utilisant l'équation 7-7 avec un n = 0,013 pour une conduite en béton, on trouve :

$Q = ((0{,}312/n)\ D^{2,67}\ (S_f^{0,5})$

$Q = ((0{,}312/0{,}013)\ 0{,}530^{2,67}\ (0{,}015^{0,5})$

$Q = 0{,}54\ m^3/s$ et $V = Q/A = 2{,}44\ m/s$

(2) Conduite en tôle ondulée avec des ondulations hélicoïdales

En utilisant l'équation 7-7 avec un n = 0,017 pour une conduite en tôle ondulée avec des ondulations hélicoïdales, on trouve :

$Q = ((0{,}312/n)\ D^{2,67}\ (S_f^{0,5})$

$Q = ((0{,}312/0{,}017)\ 0{,}530^{2,67}\ (0{,}015^{0,5})$

$Q = 0{,}60\ m^3/s$ et $V = Q/A = 2{,}05\ m/s$

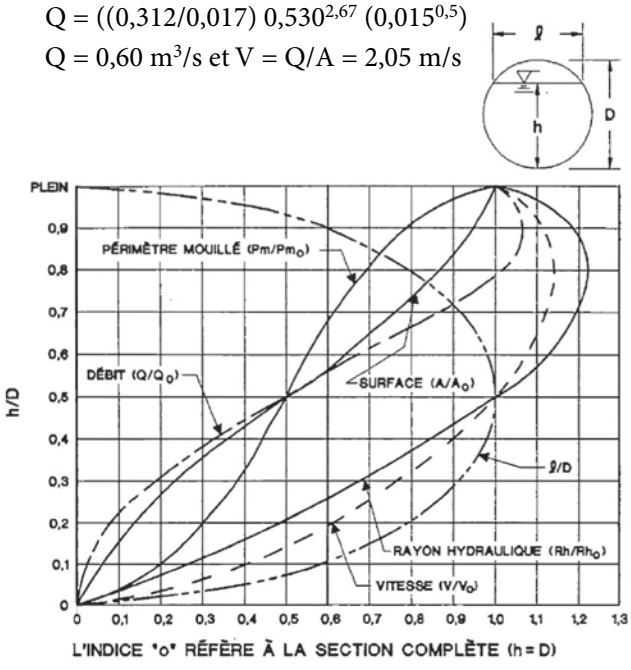


Figure 7.6 Propriétés hydrauliques d'une conduite coulant partiellement pleine (MTQ, 1995).

7.2.5 Conduite coulant partiellement pleine

En pratique, il devient souvent nécessaire d'évaluer des hauteurs d'eau ou d'autres paramètres dans une conduite coulant partiellement pleine. On pourra alors utiliser les équations fournies au tableau 7.1 ou encore utiliser directement l'abaque donné à la figure 7.6, qui présente des relations entre les différents paramètres pour des conduites coulant partiellement pleines. Il s'agit simplement de calculer tout d'abord le rapport entre la profondeur d'eau et le diamètre de la conduite, de lire sur la courbe appropriée la valeur du rapport pour le paramètre concerné (débit, vitesse, surface d'écoulement, rayon hydraulique) et finalement d'établir la valeur du paramètre pour les conditions partiellement pleines à partir de la valeur pour des conduites coulant pleines.

Soulignons par ailleurs que le graphique de la figure 7.6 est basé sur l'hypothèse que le n de Manning ne varie pas avec la profondeur d'eau dans les conduites. Or, certaines mesures (ASCE/WEF, 1982) indiquent que le n varie en fonction de la hauteur d'eau et qu'il peut être jusqu'à 29 % supérieur à la valeur lorsque la conduite coule pleine. L'information disponible n'est toutefois pas complète et le choix est donc laissé au concepteur pour la majoration à appliquer au coefficient n. Cette majoration permettra également de tenir compte des pertes de charge locales, qui peuvent être plus difficiles à évaluer correctement.

Certains points peuvent être soulignés à partir des différents éléments du graphique de la figure 7.6 :

1. Le débit maximal se produit à 93 pourcent du diamètre total de la conduite. Cela signifie donc que, si la conduite est conçue pour un débit coulant plein, on sera donc du côté conservateur.
2. La vitesse dans la conduite est la même lorsqu'elle est à moitié pleine ou pleine.
3. Les vitesses pour des profondeurs plus grandes que la moitié du diamètre sont plus grandes que les vitesses lorsque la conduite coule pleine.
4. Lorsque la hauteur d'écoulement est plus petite que la moitié du diamètre, les vitesses diminuent rapidement.

Exemple 7.3

Données : Une conduite de 450 mm avec une pente de 0,006 (capacité coulant pleine de $0{,}221\ m^3/s$ avec un coefficient n de Manning de 0,013).

Établir : Vitesse d'écoulement, surface d'écoulement et débit si la conduite coule avec une hauteur d'eau de 180 mm (40 % du diamètre).

En lisant sur le graphique de la figure 7.6 pour le ratio h/D de 0,4, on trouve tout d'abord le ratio $Q/Q_o = 0,32$, ce qui donne donc un débit de 0,221 x 0,32 = 0,071 m^3/s. En continuant sur la même ligne horizontale de h/D = 0,4, on trouve ensuite le ratio $A/A_o = 0,44$. Lorsqu'appliqué à la section coulant pleine $((3,1416\ (0,45)^2)/4) = 0,159\ m^2$, on obtient une surface d'écoulement de 0,159 x 0,44, soit 0,070 m^2. Finalement, en utilisant l'équation de continuité Q = VA, on trouve une vitesse de 0,071/0,070 = 1,01 m/s.

7.2.6 Courbes de remous

Lorsque l'écoulement n'est pas uniforme, il peut être selon la classification déjà établie à une section précédente graduellement varié ou rapidement varié ; la pente de la surface d'écoulement ne sera plus dans ces cas parallèle à la pente de la canalisation. L'écoulement rapidement varié le plus pertinent pour la conception de réseaux d'égout est le ressaut hydraulique. On s'attardera ici aux différents types d'écoulement graduellement varié et aux méthodes de calculs les plus usuelles.

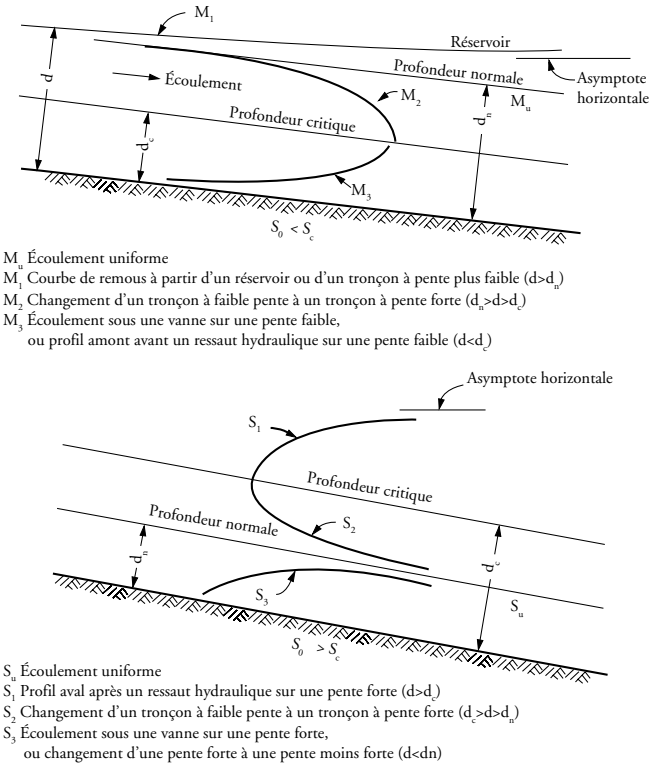
La définition des différents types d'écoulement graduellement varié se fait à partir des valeurs relatives de la profondeur d'écoulement se produisant dans la canalisation, des profondeurs critiques (d_c) et normales (d_n) et de la localisation des sections de contrôle. Les différents profils sont tout d'abord caractérisés par un des types suivants qui décrivent la pente de la canalisation (Chow, 1959 ; Henderson, 1966 ; Brater et King, 1976) :

M (*Mild*) : d_n supérieure à d_c
C (*Critical*) : d_n égale à d_c
S (*Steep*) : d_n inférieure à d_c
H (*Horizontal*) : d_n n'existe pas
A (*Adverse*) : d_n n'existe pas

Les profils sont ensuite classifiés selon la localisation des profondeurs en fonction des profondeurs normale et critique :

Zone 1 : la profondeur est plus grande que d_n et d_c
Zone 2 : la profondeur est entre d_n et d_c
Zone 3 : la profondeur est inférieure à d_n et d_c

La figure 7.7 montre les profils les plus usuels pour des pentes faibles et abruptes ; une discussion des autres types de profils est fournie dans plusieurs références (Chow, 1959 ; Henderson, 1966 ; Brater et King, 1976 ; French, 1985). Le profil le plus commun en ce qui concerne les réseaux d'égout est le profil M-1 qu'on peut voir sur la figure 7.7. Ce type de profil se rencontre lorsque par exemple un émissaire d'égout se jette dans un cours d'eau dont la hauteur d'eau affecte l'écoulement dans la conduite d'égout.



M_u Écoulement uniforme
M_1 Courbe de remous à partir d'un réservoir ou d'un tronçon à pente plus faible ($d>d_n$)
M_2 Changement d'un tronçon à faible pente à un tronçon à pente forte ($d_n>d>d_c$)
M_3 Écoulement sous une vanne sur une pente faible, ou profil amont avant un ressaut hydraulique sur une pente faible ($d<d_c$)

S_u Écoulement uniforme
S_1 Profil aval après un ressaut hydraulique sur une pente forte ($d>d_c$)
S_2 Changement d'un tronçon à faible pente à un tronçon à pente forte ($d_c>d>d_n$)
S_3 Écoulement sous une vanne sur une pente forte, ou changement d'une pente forte à une pente moins forte ($d<dn$)

Figure 7.7 Types de profils de lignes d'eau pour un écoulement graduellement varié sur des pentes faibles et fortes.

Le calcul des courbes de remous peut se faire selon plusieurs méthodes différentes (Chow, 1959 ; Henderson, 1966). Pour des réseaux d'égout, deux méthodes sont particulièrement appropriées (ASCE/WEF, 1992 ; Metcalf et Eddy, 1992): la méthode pas-à-pas directe (*direct step method*) et la méthode pas-à-pas standard (*standard step method*). La première technique fournit la distance à laquelle on obtient une profondeur d'eau donnée. Elle est recommandée pour les calculs manuels dans le cas de conduites à sections prismatiques puisqu'elle ne nécessite pas d'itération. La deuxième méthode est plus générale mais nécessite par contre un processus d'itération; elle est par conséquent plus facilement utilisable avec un ordinateur.

Puisqu'il définit les régions d'écoulement fluvial et torrentiel (par la profondeur critique d_c), on comprend l'importance du nombre de Froude puisqu'il peut servir à déterminer entre autres la direction pour les calculs de courbe de remous. **Si le nombre de Froude est inférieur à 1, l'écoulement est fluvial et les calculs se font par conséquent de l'aval vers l'amont**. Si le nombre de Froude est par contre supérieur à 1, l'écoulement est torrentiel et les calculs procèdent donc de l'amont vers l'aval. Par ailleurs, lorsqu'on calcule une ligne piézométrique, il est important de savoir si on a un écoulement torrentiel puisque dans ce cas les pertes de charge ne se propagent pas vers l'amont. Le nombre de Froude est également utilisé pour détecter la présence ou non d'un ressaut hydraulique.

7.3 ANALYSES POUR LE RÉSEAU MAJEUR

L'analyse hydraulique pour le réseau majeur doit considérer entre autres éléments l'écoulement en surface des rues et dans les caniveaux, les capacités d'interception des différentes grilles de puisard ainsi que les fossés et canaux principaux.

7.3.1 Écoulement sur le pavage

Les différents paramètres pour l'analyse d'un écoulement en caniveau sont montrés schématiquement à la figure 7.8. L'équation régissant l'écoulement dans un caniveau est obtenue à partir de l'équation de Manning intégrée en fonction de la largeur d'écoulement et en assumant que le rayon hydraulique peut être considéré équivalent à la profondeur d'eau (ce qui est d'autant plus vrai que dans le cas d'un caniveau la largeur d'écoulement peut atteindre 40 fois la valeur de la profondeur d'eau (FHWA, 1984). Le débit dans un caniveau de forme triangulaire s'établit donc à l'aide de l'équation suivante :

$$Q = \left(\frac{0,378}{n} S_x^{5/3} S^{1/2} T^{8/3}\right) \qquad (7\text{-}8)$$

où Q est le débit dans le caniveau (m^3/s), n le coefficient de Manning, S_x le devers (m/m), S la pente longitudinale (m/m) et T est la largeur du filet d'eau (m). Le tableau 7.4 fournit les valeurs pour le coefficient de Manning pour les chaussées et caniveaux.

L'équation ci-dessus assume que la résistance à l'écoulement offerte par la bordure est négligeable, ce qui est raisonnable pour des devers inférieurs à 10 % (FHWA, 1984). On peut également exprimer l'équation en fonction de la largeur du filet d'eau T :

$$T = \left(\frac{Q\,n}{0,378\, S_x^{5/3}\, S^{1/2}}\right)^{0,375} \qquad (7\text{-}9)$$

La profondeur d'eau est par ailleurs reliée au filet d'eau par l'équation suivante :

$$d = TS_x \qquad (7\text{-}10)$$

D'un autre côté, on peut, à partir des équations 7-8 et 7-10, en établir une pour la vitesse moyenne dans le caniveau (en reconnaissant que la surface du triangle dans le caniveau est égale à dT/2 et à partir de l'équation de continuité) :

$$V = \left(\frac{0,752}{n}\right) S_x^{2/3} S^{1/2} T^{2/3} \qquad (7\text{-}11)$$

La figure 7.9 montre par ailleurs une méthodologie pour calculer le débit dans seulement une portion de l'écou-

Tableau 7.4

Coefficient de Manning pour les chaussées et caniveaux.

Surface	n
Chaussée en enrobé	
• Surface lisse	0,013
• Surface rugueuse	0,016
Chaussée en enrobé, caniveau en béton de ciment	
• Surface lisse	0,013
• Surface rugueuse	0,015
Chaussée en béton de ciment	
• Fini à la truelle mécanique	0,014
• Texture antidérapante	0,016
Caniveau en béton de ciment, fini à la truelle	0,012

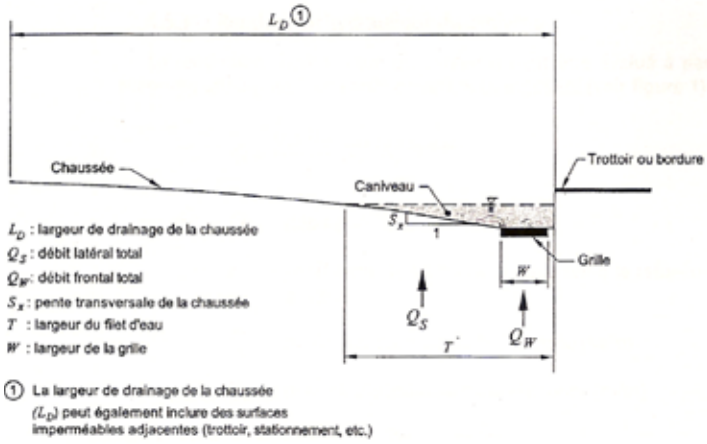


Figure 7.8 Paramètre d'écoulement en caniveau (MTQ, 2003).

1) Pour déterminer le débit Qx dans une portion du caniveau ayant une largeur x : déterminer la profondeur d pour le débit total dans la section complète. Utiliser ensuite l'équation 7-8 pour déterminer le débit Q_b dans la section b pour une profondeur d' = d – (x/z). Le débit pour la largeur x s'obtient finalement par soustraction.

2) Pour déterminer le débit dans une section composite : suivre instructions pour le cas (1) pour obtenir le débit dans la portion a ; obtenir Q_b pour le devers zb et la profondeur d'.Finalement, $Q_t = Q_a + Q_b$.

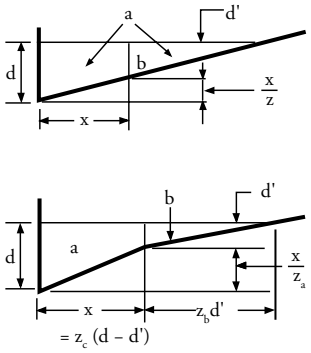


Figure 7.9 Calculs d'écoulement en caniveau (Rivard, 2005).

lement ainsi que le débit dans une section composite, c'est-à-dire une section où la pente latérale du caniveau est différente de la pente latérale de la voie considérée. Quoiqu'il y ait un avantage certain dans ce dernier cas à avoir une pente plus forte dans le caniveau de façon à réduire la largeur du filet d'eau, les sections composites sont plutôt rarement utilisées au Québec, principalement à cause des difficultés de construction et des problèmes pour le déneigement. D'un autre côté, la connaissance du débit correspondant à seulement une portion de l'écoulement est utile lors du calcul de la capacité des grilles de rue, comme on le verra dans une section subséquente.

On peut évaluer avec les différentes équations présentées l'influence relative que peuvent avoir la pente longitudinale, la pente transversale (devers) ainsi que le filet d'eau sur le débit dans le caniveau. À partir de l'équation 7-8 et en faisant varier un à un chacun des paramètres, on obtient les courbes montrées à la figure 7.10. Comme on peut se rendre compte en examinant la figure, l'effet relatif du filet d'eau sur la capacité du caniveau est plus important que celui du devers et de la pente longitudinale. D'un autre côté, on n'a pas généralement beaucoup de latitude pour des changements de pente longitudinale mais on peut de façon assez efficace faire varier le devers pour augmenter la capacité du caniveau. À titre d'exemple, on se rend compte en consultant la figure 7.10 que passer d'un dévers de 0,04 à 0,02 réduira la capacité du caniveau à 71 % de celle avec une pente de 0,04. Une telle réduction de la pente peut avoir un impact significatif sur l'espacement recommandable entre les puisards. Tenir compte de ces effets peut devenir important dans certaines situations, en particulier à l'approche d'un point bas.

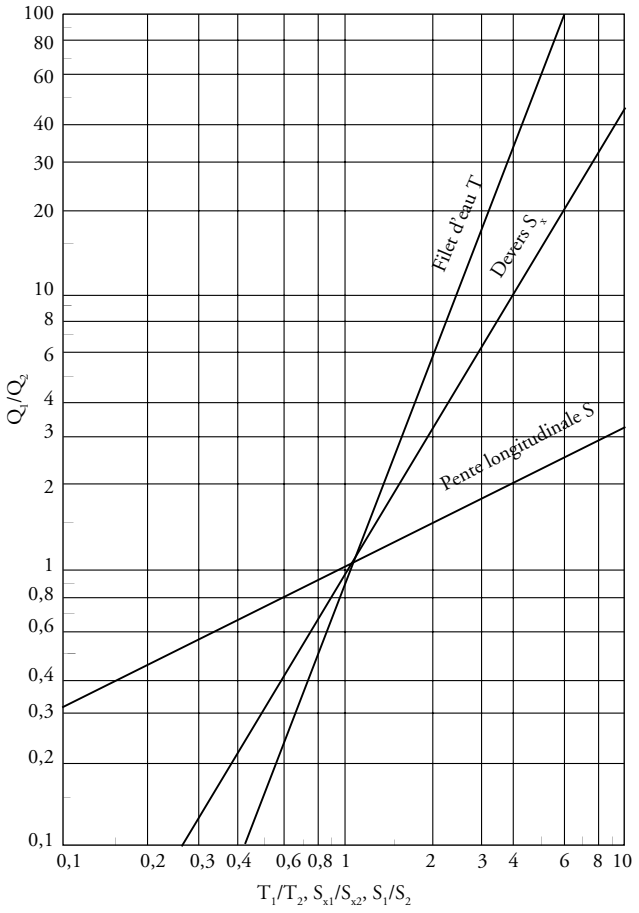


Figure 7.10 Effets relatifs du filet d'eau, du devers et de la pente longitudinale sur la capacité d'écoulement du caniveau.

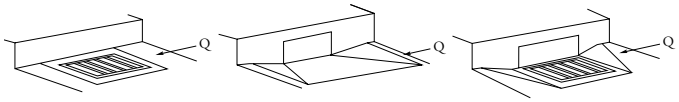
7.3.2 Capacités d'interception des entrées au puisard

La capacité d'interception d'une entrée au puisard dépend de ses propriétés géométriques et des caractéristiques d'écoulement dans le caniveau. Cette capacité d'interception est importante à considérer puisqu'elle influence directement la quantité d'eau qui sera soustraite du caniveau et la quantité d'eau qui entrera au système de drainage mineur. Une capacité inadéquate ou une mauvaise localisation des grilles pourra causer des inondations de surface ou un filet d'eau trop large, ce qui pourra nuire à la circulation.

Les types d'entrées aux puisards peuvent être sommairement divisés en trois catégories (voir figure 7.11) :

a) grille de rue

b) entrée en bordure



(a) grille de rue (b) en bordure (c) entrée combinée

Figure 7.11 Types d'entrée au puisard.

c) entrée combinée

Le type d'entrée avec une grille de rue est celui le plus répandu. Une entrée en bordure peut également être utilisée pour des secteurs avec des rues aux pentes longitudinales relativement faibles (la capacité d'interception de ce type d'entrée pouvant être très réduite avec des pentes de rues plus prononcées).

La figure 7.12 fournit les dimensions les plus usuelles utilisées au Québec. Les dimensions des grilles normalisées par le ministère des Transports du Québec sont 350 x 600 mm et 450 x 915, avec une orientation des barreaux perpendiculaire à la bordure ; des variations quant au nombre et à la forme des barreaux existent. Plusieurs municipalités de la région de Québec utilisent ces grilles et également des grilles de 350 x 750 alors que d'autres, en particulier dans la région de Montréal et ailleurs en province, privilégient des grilles circulaires de 760 mm de diamètre. L'orientation des ouvertures et leur configuration pourront également varier selon les manufacturiers et le modèle. Par exemple, les ouvertures pour les grilles rondes peuvent être disposées en forme de V ; les grilles rectangulaires peuvent avoir également leurs ouvertures disposées dans l'axe d'écoulement (au lieu d'être perpendiculaires à l'écoulement), avec des barres ayant une forme particulière pour empêcher les roues de vélo d'entrer dans les ouvertures.

Les principaux avantages des grilles de rue sont que leur capacité diminue moins rapidement que les entrées en bordure avec une augmentation de la pente longitudinale et que, en comparaison avec l'entrée en bordure, la grille requiert une structure plus petite pour une capacité égale. Le principal désavantage est que les grilles ont tendance à se boucher dû à l'accumulation de débris de toutes sortes, particulièrement dans les creux.

Les entrées en bordure et combinée sont de façon générale moins employées au Québec, probablement pour des questions de facilité d'entretien, en particulier en hiver et au printemps. Un autre désavantage de ces structures d'entrée est que leur capacité hydraulique est plus sensible que pour la grille de rue en ce qui concerne la pente longitudinale : leur faible capacité d'interception pour de fortes pentes rend moins intéressante leur utilisation pour des pentes supérieures à environ 3 %. Pour de faibles pentes, ce type d'entrée au puisard peut cependant être une bonne alternative aux grilles puisqu'ils ont moins tendance à être bouchés par des débris et qu'ils ne sont pas nuisibles aux piétons, cyclistes et automobilistes.

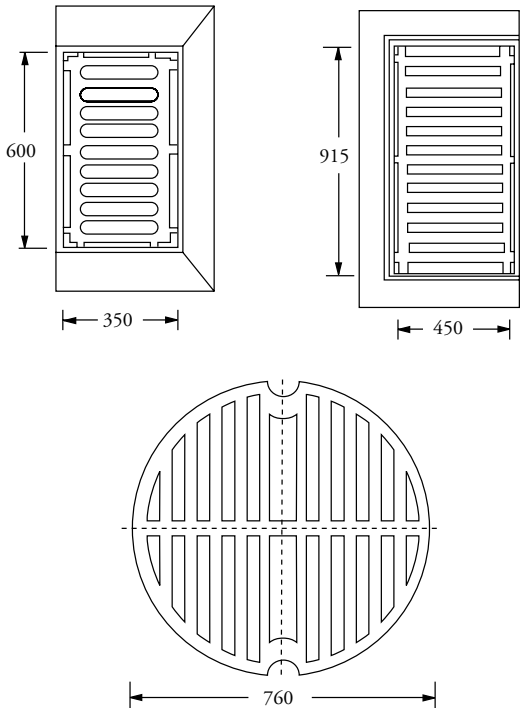


Figure 7.12 Types de grille de puisard usuels.

La capacité d'une grille varie en fonction de plusieurs paramètres dont les principaux sont :

- Caractéristiques et dimensions de l'entrée au puisard.
- Les caractéristiques hydrauliques de l'écoulement dans le caniveau.
- La position de la grille dans le caniveau.
- L'élévation de la grille par rapport au pavage (dépression ou non).
- La profondeur d'eau à la grille.

Hydrauliquement, on peut retrouver dans un système de puisards deux types d'interception : une interception effectuée dans une pente continue ou une interception dans un creux. Les méthodes de calculs dans chacun des cas sont détaillées dans les sections qui suivent.

7.3.2.1 Capacité d'interception – grilles en continu

En théorie, une grille de rue interceptera tout le débit coulant dans le caniveau sur une largeur correspondant à la largeur de la grille, avec une partie additionnelle qui pourra entrer au puisard par le côté de la grille si le filet d'eau est plus large que la grille et une autre partie entre la bordure et la grille, cette dernière étant habituellement négligeable (ARTC, 1982). Cependant, sous certaines conditions, en particulier à partir d'une certaine valeur

critique de vitesse, l'efficacité théorique de la grille pourra être diminuée à cause d'un phénomène d'éclaboussement qui entraîne une partie de l'écoulement à dépasser la grille sans être intercepté. Cette vitesse limite a été déterminée pour certaines formes de grilles par des études en laboratoire (FHWA, 1984) et les auteurs de ce document ont utilisé ces résultats pour élaborer leur approche de calcul, comme on le verra plus loin.

L'efficacité des grilles peut être exprimée par l'équation suivante :

$$E = \frac{Q_i}{Q} = \frac{Q_{iw} + Q_{is}}{Q} \qquad (7\text{-}12)$$

Où E : efficacité de la grille
Q : débit total dans le caniveau (m^3/s), = $Q_w + Q_s$
Q_i : débit total intercepté (m^3/s), = $Q_{iw} + Q_{is}$
Q_{iw} : débit frontal intercepté (m^3/s)
Q_w : débit frontal total (m^3/s)
Q_{is} : débit latéral intercepté (m^3/s)
Q_s : débit latéral total (m^3/s)

L'équation peut également s'écrire de la façon suivante :

$$E = R_f E_o + R_s (1 - E_o) \qquad (7\text{-}13)$$

Où R_f : efficacité pour l'écoulement frontal, = Q_{iw} / Q_w
E_o : Q_w/Q
R_s : efficacité pour l'écoulement latéral, = Q_{is} / Q_s

On a également les relations suivantes :

$$E_o = \frac{Q_w}{Q} = 1 - \left(1 - \frac{W}{T}\right)^{2,67} \qquad (7\text{-}14)$$

$$R_f = 1 - 0{,}295\,(V - V_o) \leq 1 \qquad (7\text{-}15)$$

$$R_s = \frac{1}{1 + \frac{0{,}0828\,V^{1,8}}{S_x\,L^{2,3}}} \qquad (7\text{-}16)$$

Où T : largeur du filet d'eau (m)
W : largeur de la grille (m)
V : vitesse de l'écoulement dans le caniveau (m/s)
V_o : vitesse d'éclaboussement selon le type de grille, qui correspond à la vitesse à partir de laquelle une partie de l'eau ne pénètre pas dans la grille (m/s)
L : longueur de la grille (m)

La vitesse d'éclaboussement et la largeur de grille pour les types de grilles couramment utilisées au Québec sont les suivantes (MTQ, 2003) :

- rectangulaire 350 mm x 600 mm : V_o = 0,3 m/s ; W = 0,35 m ;
- rectangulaire 450 mm x 900 mm : V_o = 0,4 m/s ; W = 0,45 m ;
- circulaire 760 mm : V_o = 0,3 m/s ; W = 0,56 m (la capacité de la grille circulaire est considérée équivalente à celle d'une grille rectangulaire de 560 mm x 600 mm).

Ainsi, à titre d'exemple, si on assume une vitesse d'écoulement et une largeur de filet d'eau dans le caniveau de 1 m/s et 1,8 m respectivement avec un devers de 3 %, on peut établir pour les trois types de grille les capacités d'interception suivantes :

Type de grille	E_o	R_f	R_s	E (efficacité de la grille)
Grille rectangulaire 350 mm x 600 mm	0,439	0,794	0,101	40,6 %
Grille rectangulaire 450 mm x 900 mm	0,536	0,823	0,221	55,4 %
Grille circulaire 760 mm	0,630	0,794	0,100	53,7 %

Des essais en laboratoire ont aussi permis d'établir les capacités d'interception des différentes grilles utilisées au Québec (Robert et Tossou, 2006 ; Wisner *et al.*, 1984). Les figures 7.13, 7.14 et 7.15 montrent les résultats de ces essais pour les grilles les plus usuelles.

Concrètement, ces différentes analyses font ressortir les points suivants concernant la capacité d'interception des différentes grilles lorsque les puisards sont installés en continu :

- L'efficacité d'interception des débits ne dépasse pas généralement 50 % des débits coulant dans le caniveau;
- Pour les débits élevés dans le caniveau, la capacité d'interception des grilles tend vers un maximum au-delà duquel la quantité d'eau interceptée augmentera de façon très marginale. Ceci s'explique essentiellement par le fait qu'au fur et à mesure que les débits dans le caniveau augmentent, le filet d'eau augmente également et en vient à être beaucoup plus large que la largeur de la grille. La portion de débit qui n'entre pas dans la grille est donc de plus en plus grande. Les différentes analyses et mesures en laboratoire indiquent que ces valeurs limites seraient de l'ordre de 30 L/s pour la grille de 600 mm, de 40 à 45 L/s pour la grille de 900 mm et de

40 à 45 L/s également pour la grille ronde de 760 mm.

Par ailleurs, il faut souligner que l'enfoncement des grilles par rapport au pavage peut avoir un effet significatif sur la capacité d'interception (APWA, 1981 ; Robert et Tossou, 2006). Cet enfoncement, par exemple de 25 mm, peut s'avérer intéressant plus particulièrement lorsque les pentes longitudinales des rues sont faibles. L'abaissement des grilles peut toutefois causer des inconvénients pour la circulation.

7.3.2.2 Capacité d'interception – grilles en point bas

Une grille installée dans un point bas fonctionnera comme un déversoir jusqu'à des profondeurs dépendant de la configuration des barreaux et des dimensions de la grille ; elle fonctionnera comme un orifice pour de plus grandes profondeurs. La capacité d'une grille fonctionnant en déversoir est donnée par :

$$Q_i = C_w P d^{1,5} \qquad (7\text{-}17)$$

où P est le périmètre effectif de la grille et Cw un coefficient variant de 1,5 (ARTC, 1982) à 1,7 (FHWA, 1984). Pour un fonctionnement en orifice, on a par ailleurs :

$$Q_i = C A \sqrt{2 g d_o} \qquad (7\text{-}18)$$

où C est un coefficient empirique et d_o est la profondeur d'eau au-dessus du centre de l'orifice. Avec une valeur de 0,623 recommandée pour C dans ARTC (1982), on obtient :

$$Q_i = 2,76 A d_o^{0,5} \qquad (7\text{-}19)$$

Le manuel de drainage de l'ARTC (1982) recommande par ailleurs, en se basant sur des valeurs rapportées par Marsalek (1982), que l'équation en déversoir soit utilisée pour des profondeurs d'eau jusqu'à 0,2 m et que l'équation pour orifice soit utilisée pour de plus grandes profondeurs. Pratiquement, l'équation pour orifice est moins utilisée puisqu'il est rare de dimensionner le système de puisards pour des profondeurs d'eau dans le caniveau dépassant l'élévation typique d'une bordure (0,15 m) ; on peut toutefois avoir besoin de recourir à l'équation en orifice pour évaluer le comportement de grilles situées sous un viaduc, lorsque l'on utilise une pluie de validation d'occurrence plus rare que la pluie de design.

Si on considère les 3 types de grille les plus usuelles (350 mm x 600 mm, 350 mm x 600 mm et circulaire 760 mm), on a respectivement des superficies nettes de

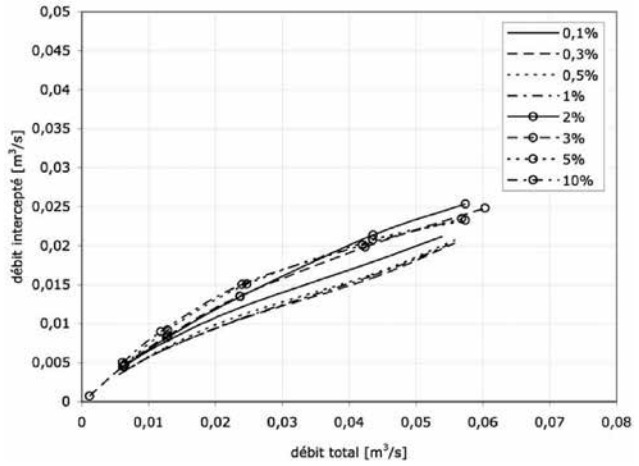


Figure 7.13 Capacité d'interception des grilles 350 mm x 600 mm établie en laboratoire pour différentes pentes longitudinales et un devers de 2 % établie en laboratoire (Robert et Tossou, 2006).

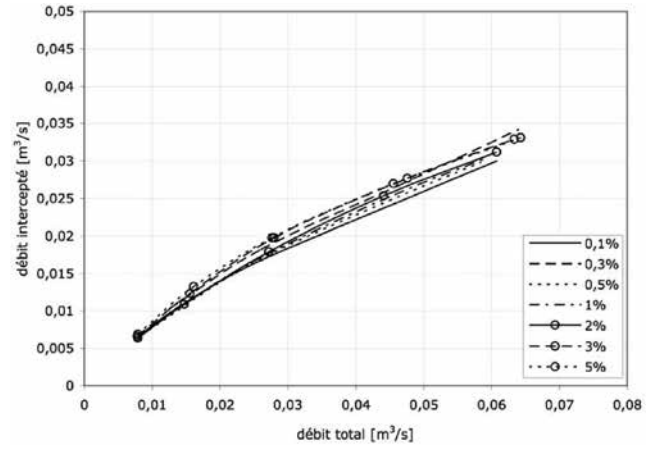


Figure 7.14 Capacité d'interception des grilles 450 mm x 900 mm établie en laboratoire pour différentes pentes longitudinales et un devers de 2 % établie en laboratoire (Robert et Tossou, 2006).

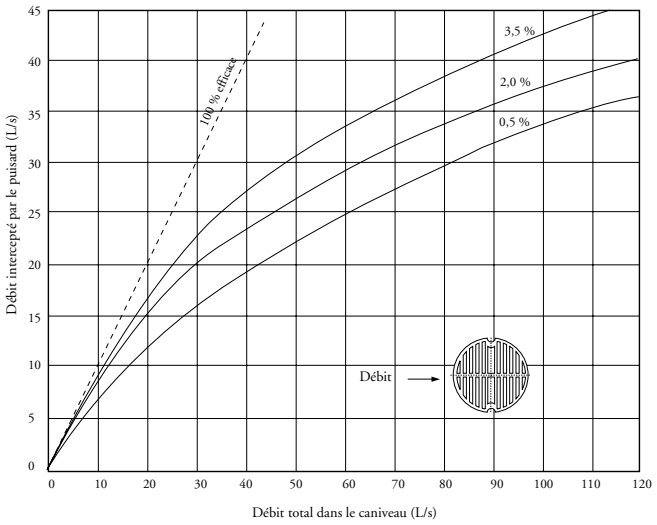


Figure 7.15 Capacité d'interception des grilles circulaires 760 mm établie en laboratoire (adapté de Wisner *et al.*, 1984)

Figure 7.16 Accumulation de débris au point bas.

Figure 7.17 Grille à plus grande capacité au point bas.

0,0924, 0,133 et 0,15 m^2, ce qui donne avec une hauteur d'eau au-dessus des grilles de 150 mm des capacités d'interception de 98,8 L/s, 142,1 L/s et 160,3 L/s. Par ailleurs, il faudra dans certains cas établir la capacité d'évacuation de la conduite raccordant le puisard au réseau de conduites puisqu'elle pourra sous certaines conditions devenir l'élément restrictif. Puisque ces conduites de raccordement sont généralement relativement courtes, on pourra établir le débit de sortie avec l'équation d'orifice (équation 7-18), en considérant la hauteur d'eau maximale dans le puisard mesurée à partir du demi-diamètre de la conduite de raccordement. Ainsi, si cette hauteur est par exemple de 1,5 m, la capacité d'évacuation de conduites de 150 mm, 200 mm, 250 mm ou 300 mm serait respectivement d'après l'équation 7-18 de l'ordre de 60 L/s, 106 L/s, 166 L/s et 239 L/s.

Finalement, il y a lieu également d'évaluer la possibilité que des débris, comme des feuilles et des déchets divers transportés lors du ruissellement, puissent venir diminuer la capacité d'interception des grilles, en particulier aux points bas (voir figure 7.16). Dans certains cas particuliers, il sera de bonne pratique d'appliquer un facteur de réduction pour l'interception ou d'ajouter un autre puisard. Une autre option serait d'augmenter la surface effective des grilles au point bas (figure 7.17) ou encore d'ajouter deux puisards additionnels de part et d'autre du puisard situé au point bas.

7.3.2.3 Capacité d'interception – entrée en bordure en continu

Les entrées en bordure sont plus efficaces lorsque la profondeur d'eau à la bordure est suffisante pour assurer un bon fonctionnement ; la profondeur d'eau à la bordure, et conséquemment la capacité d'interception des entrées en bordure, peuvent être augmentées en utilisant une dépression locale vis-à-vis de l'entrée ou d'un caniveau avec une dépression en continu pour maintenir des hauteurs d'eau plus appréciables près de la bordure.

La longueur d'une entrée en bordure qui est requise pour intercepter 100 % du débit dans le caniveau peut s'établir à partir de l'équation suivante (FHWA, 2001) :

$$L_T = 0{,}817\, Q^{0{,}42} S_L^{0{,}3} \left(\frac{1}{n\, S_x}\right)_{0{,}6} \qquad (7\text{-}20)$$

Où L_T : longueur de l'entrée requise pour intercepter 100 % du débit dans le caniveau (m)
S_L : Pente longitudinale (m/m)
Q : Débit dans le caniveau (m^3/s)

L'efficacité d'une entrée en bordure plus courte que la longueur calculée avec l'équation précédente s'exprime par la relation suivante :

$$E = 1 - \left(1 - \frac{L}{L_T}\right)^{1,8} \qquad (7\text{-}21)$$

où L est la longueur de l'entrée en bordure (m).

7.3.2.4 Capacité d'interception – entrée en bordure au point bas

L'équation pour la capacité d'interception d'une entrée en bordure avec une dépression latérale et située dans un point bas est la suivante (voir figure 7.18) (FHWA, 2001) :

$$Q_i = C_w\, (L + 1{,}8\, W)\, d^{1,5} \qquad (7\text{-}22)$$

Où C_W : coefficient (1,25)
L : longueur de l'entrée en bordure (m)
W : Largeur latérale de la dépression (m)
d : profondeur d'eau à la bordure (m), mesurée à partir de la pente latérale ($d = TS_x$)

L'équation de déversoir est applicable jusqu'à des hauteurs d'eau à la bordure approximativement égales à la

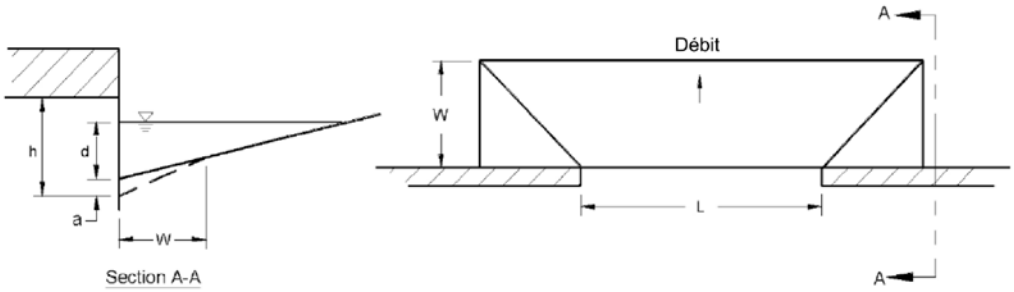


Figure 7.18 Paramètres pour entrée en bordure (adapté de FHWA, 2001).

hauteur de l'ouverture plus la profondeur de la dépression.

S'il n'y a pas de dépression près de la bordure, l'équation devient :

$$Q_i = C_w L d^{1,5} \quad (7\text{-}23)$$

Et le coefficient de déversoir C_w devient 1,60. La limitation pour la profondeur d'eau pour laquelle cette équation est applicable est dans ce cas la hauteur de la bordure (normalement 150 mm). L'équation 7-23 devrait être utilisée pour des entrées en bordure de longueur égale ou supérieure à 3,6 m, qu'il y ait une dépression ou non.

7.3.3 Fossés et canaux

Les canaux et fossés majeurs permettant d'évacuer adéquatement les écoulements importants constituent un élément fondamental du réseau de drainage urbain. Pour de petits bassins de drainage (typiquement en secteur résidentiel plus petit que 10 ou 15 hectares et 20 hectares pour un secteur commercial), il peut être possible de contenir un écoulement majeur à l'intérieur des conduites et des rues. À un certain point dans le système, cependant, la capacité de ces éléments sera dépassée et un canal majeur devient plus économique et nécessaire.

Les réseaux mineur et majeur devraient idéalement être planifiés concurremment puisque leur interrelation est évidente. Un bon réseau de drainage majeur pourrait permettre de réduire ou même d'éliminer le système de conduites souterraines alors qu'une mauvaise planification pour cet élément peut engendrer subséquemment des coûts substantiels pour un réseau de conduites correctif.

Le concepteur a plusieurs choix quant au type de canal qu'il peut construire. En règle générale, cependant, on devrait viser à donner à un canal artificiel un aspect qui se rapproche le plus possible d'un aspect naturel. Le choix devrait donc naturellement se porter vers un canal avec végétation et/ou empierrement et on devrait éviter dans la mesure du possible les canalisations en béton. D'un point de vue pratique, le choix devrait être fait initialement en considérant si le canal doit ou non être protégé contre l'érosion. Ce choix devrait également être fait en considérant d'autres facteurs connexes (ASCE/WEF, 1992) :

- Réglementation – municipale, provinciale ou fédérale.
- Hydraulique – Pente, servitude ou droit de passage, capacité nécessaire, topographie, sédiments générés par le bassin, aptitude à drainer les terrains adjacents et à recevoir les émissaires des réseaux de conduites.
- Structural – Coûts, disponibilité des matériaux.
- Environnemental – Critères esthétiques (peut devenir très important pour un quartier résidentiel), besoin d'espaces verts, qualité de l'eau, faune.
- Sociologique – Habitants du secteur, présence d'enfants (sécurité), piétons, besoins récréationnels.

Il va sans dire que la conception d'un canal majeur en milieu urbain doit être préparée avec soin et en consultation avec plusieurs types d'intervenants pour éviter que le canal ne devienne une nuisance visuelle ou fonctionnelle pour les résidents. Comme pour des bassins de rétention, un canal à ciel ouvert constitue un élément qui devra s'intégrer harmonieusement à l'environnement pour qu'il puisse être accepté par la population ; on pourra donc être appelé à élargir la vision pour la conception et à tenir compte des recommandations d'urbanistes, d'architectes paysagers, de biologistes et, évidemment, d'élus municipaux.

Les canaux à ciel ouvert offrent de nombreux avantages par rapport à une canalisation fermée pour le transport de débits importants, entre autres pour les coûts, la capacité hydraulique, l'usage multiple (par exemple avec l'aménagement en rive d'une piste cyclable) et le potentiel pour un certain stockage temporaire des eaux. Le canal idéal est un canal géologiquement âgé et qui est demeuré dans ses conditions naturelles. Les bénéfices que peut ap-

porter ce type de canal sont multiples :

- Les vitesses d'écoulement sont habituellement faibles à cause des pentes longitudinales plus faibles, ce qui produit des temps de concentration plus longs et des débits de pointe plus faibles en aval.
- Le laminage qui s'effectue dans le canal tend à réduire les débits.
- L'entretien du canal est facilité (canal stable).
- Le canal peut fournir des attraits sociaux intéressants en créant des espaces verts en milieu urbain.

Les analyses hydrauliques pour les canaux majeurs devraient aborder les points suivants :

- Évaluation du coefficient de rugosité n de Manning, à partir des valeurs fournies aux tableaux 7.3 et 7.5 ou dans d'autres références (MTQ, 1995 ; Chow, 1959 ; Henderson, 1966 ; French, 1985), de façon à établir la capacité hydraulique du canal. Le choix du coefficient doit se faire en considérant le niveau d'entretien qui pourra être maintenu.
- Pente longitudinale adéquate pour minimiser l'érosion ou l'accumulation de dépôts (généralement entre 0,15 % et 1,0 %) ; un aménagement mixte avec un canal central pour les petits débits (1 à 5 % du débit de conception) peut également être envisagé, avec des pentes différentes.
- Vérification des vitesses admissibles pour l'érosion et mise en place au besoin de mesure de protection. Pour des canaux avec des matériaux naturels, les vitesses permissibles se situent généralement entre 0,5 m/s (loam sablonneux) à environ 1,2 m/s pour du gravier grossier. Pour des canaux engazonnés ou avec des herbes et un fond stable, les vitesses permissibles peuvent atteindre 2 m/s mais devraient généralement se maintenir en dessous de 1,5 m/s. Le tableau 7.6 fournit des grosseurs d'empierrement pouvant résister à différentes gammes de vitesses d'écoulement. D'autres références (ARTC, 2001 ; TRB, 2006) fournissent des informations pratiques concernant la protection en enrochement.
- Évaluation de la protection nécessaire ou non pour les courbes.
- Revanche minimale à maintenir entre les hauts niveaux d'eau et le haut de talus, en tenant compte de la surélévation dans les courbes (0,6 m minimum).

Tableau 7.5

Coefficient de rugosité n de Manning en fonction des matériaux du lit.

Profondeur h (mm)	Diamètre moyen des matériaux du lit d_{50} (mm)									
	Sable	Gravier			Pierre			Empierrement		
	moyen 0.30	Petit 5	Moyen 30	Gros 60	Petite 90	Moyenne 120	Grosse 150	300	380	450
300	0.019	0.022	0.035	0.044	0.053	0.061	0.068	0.117	0.151	0.198
600	0.021	0.022	0.032	0.039	0.045	0.050	0.054	0.077	0.089	0.101
900	0.022	0.022	0.032	0.038	0.042	0.046	0.050	0.066	0.074	0.082
1200	0.023	0.023	0.031	0.036	0.041	0.044	0.047	0.061	0.068	0.074
1500	0.024	0.024	0.031	0.036	0.040	0.043	0.046	0.058	0.064	0.069
1800	0.025	0.025	0.031	0.035	0.039	0.042	0.045	0.056	0.061	0.066
2100	0.026	0.026	0.030	0.035	0.038	0.041	0.044	0.054	0.059	0.063
2400	0.026	0.026	0.030	0.035	0.038	0.041	0.043	0.053	0.057	0.061
2700	0.027	0.027	0.030	0.035	0.038	0.041	0.043	0.052	0.056	0.060
3000	0.027	0.027	0.030	0.035	0.038	0.040	0.042	0.051	0.055	0.059
3600	0.028	0.028	0.030	0.034	0.037	0.040	0.042	0.050	0.054	0.057
4300	0.029	0.029	0.030	0.034	0.037	0.039	0.042	0.049	0.053	0.056
5000	0.029	0.029	0.030	0.034	0.037	0.039	0.041	0.049	0.052	0.055

De nombreuses références techniques sont disponibles pour la conception détaillée des canaux et fossés majeurs de drainage. Pour des principes généraux, on peut nommer les classiques Chow (1959) et Henderson (1966) ainsi que quelques ouvrages relativement plus récents (French, 1985 ; Zipparo *et al.*, 1993). Pour des applications plus spécifiques, signalons le manuel de la ASCE/WEF (1992), celui de la FHWA (2001), ainsi que le manuel de Denver au Colorado (2006) qui fournissent de bonnes informations pratiques.

Tableau 7.6

Revêtement en pierres et vitesse maximale admissible d'écoulement (MTQ, 1995).

Pierres Type	Épaisseur du revêtement	Calibre (mm)	Vitesse maximale admissible (m/s)
1	300	200 – 0	2,0
2	300	200 – 100	2,3
3	500	300 – 200	2,8
4	700	400 – 300	3,2
5	800	500 – 300	3,4

7.4 ANALYSES POUR LE RÉSEAU MINEUR

Le réseau mineur comprend essentiellement les conduites qui permettront d'évacuer les événements relativement fréquents et donc les analyses hydrauliques qui se rattachent à sa conception doivent aborder les éléments suivants :

- Écoulement à surface libre et en charge
- Capacité hydraulique
- Condition aval à l'exutoire du réseau
- Évaluation des pertes de charge hydraulique (pertes par friction et pertes locales aux regards et jonctions)
- Évaluation de la ligne piézométrique
- Pentes et vitesses minimales et maximales

7.4.1 Écoulement en surface libre et en charge

Un réseau de conduites peut couler à surface libre la plupart du temps pour des événements de ruissellement fréquents et peut couler également sous certaines conditions en charge ou sous pression. Dans la première situation, le tronçon de conduite doit être dimensionné de façon à ce que la surface de l'eau à l'intérieur des conduites demeure exposée à la pression atmosphérique, ce qui suppose que les profondeurs d'eau dans les conduites soient inférieures au diamètre de la conduite.

Dans un écoulement en charge, il n'y a pas de surface à écoulement libre dans la conduite et la principale différence sera que la charge de pression sera au-dessus de la couronne de la conduite et qu'elle ne sera donc plus égale à la profondeur d'eau dans la conduite (voir figure 7.3). Dans ce cas, la hauteur d'eau due à la pression montera à un niveau représenté par la ligne piézométrique. Cette situation peut être causée par une insuffisance hydraulique locale des conduites plus en aval ou encore par des niveaux d'eau dans le milieu récepteur qui sont plus élevés que la couronne de la conduite.

Dans la plupart des situations où les conduites du réseau mineur ne sont pas affectées par les niveaux d'eau du milieu récepteur, il est recommandé de dimensionner les conduites avec un écoulement libre pour le débit de conception retenu. Une conception avec les conduites coulant pleines sera conservatrice puisque la capacité maximale des conduites circulaires se produit lorsque les conduites sont environ à 93 % pleines (voir graphique de la figure 7.6).

7.4.2 Capacité hydraulique

La capacité hydraulique d'une conduite s'évalue avec l'équation de Manning, qui s'écrit sous la forme suivante :

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S_f^{1/2} \qquad (7\text{-}24)$$

où n est le coefficient de Manning, A est la surface d'écoulement dans la conduite, V est la vitesse en m/s, R le rayon hydraulique (surface d'écoulement divisée par le périmètre mouillé) en mètre et S_f la pente du gradient hydraulique. Il est de bonne pratique de dimensionner les conduites de façon à ce que les débits de conception puissent être véhiculés avec des hauteurs d'eau inférieures à 80 % du diamètre de la conduite (donc avec un ratio entre les profondeurs d'eau de conception et le diamètre de la canalisation de 0,80). Même si un débit maximum peut être atteint avec un ratio de l'ordre de h/D = 0,93, maintenir l'écoulement à ce niveau peut entraîner des instabilités puisque la conduite pourra couler pleine temporairement à des intervalles irréguliers

(Henderson, 1966 ; Hager, 1999).

7.4.3 Condition aval à l'exutoire

Tous les réseaux de drainage ont un exutoire vers lequel les débits sont acheminés. Cet exutoire peut être une rivière naturelle ou un fossé, un lac ou encore un autre réseau de drainage constitué de conduites. L'établissement de la ligne piézométrique commençant généralement par l'aval en remontant vers l'amont, il devient important de bien évaluer les niveaux d'eau à l'exutoire puisque ceux-ci pourront avoir un impact non négligeable sur le comportement hydraulique du réseau.

Si la conduite servant d'exutoire est submergée par le niveau d'eau à l'aval, le niveau du gradient hydraulique pour commencer les calculs sera simplement le niveau du cours d'eau ou du lac. Si l'exutoire n'est pas submergé, on pourra par ailleurs avoir l'un des cas suivants :

- Si le niveau aval à la sortie est plus élevé que le radier de la conduite à l'exutoire, on utilise le niveau d'eau aval comme départ pour le calcul de la ligne piézométrique, auquel on ajoute la hauteur de charge due à la vitesse pour les conditions de la conduite amont ($V^2/2g$).
- Si le niveau aval à la sortie est en dessous du radier de la conduite à l'exutoire, on utilise $(y_c + D)/2$ plus le niveau du radier comme départ pour le calcul de la ligne piézométrique.

Si le canal recevant l'exutoire est une rivière, il sera nécessaire de considérer la probabilité conjointe de deux événements hydrologiques se produisant en même temps pour déterminer une hauteur d'eau adéquate à l'aval. L'indépendance relative des débits provenant du réseau mineur peut être qualitativement évaluée en comparant le bassin tributaire du cours d'eau récepteur à celui du réseau mineur. À titre d'exemple, le tableau 7.7 fournit une indication des probabilités conjointes auxquelles on peut s'attendre en fonction des superficies tributaires du cours d'eau récepteur et du réseau mineur. Il va sans dire que chaque cas devra être examiné de façon spécifique pour établir si les valeurs fournies au tableau 7.7 peuvent s'appliquer ou non.

Par exemple, dans le cas où un réseau de faible envergure se jette directement au fleuve Saint-Laurent (ratio de 10 000 à 1), on pourra considérer pour une conception avec une récurrence de 100 ans que, lorsque le débit sera de récurrence 100 ans dans le cours d'eau principal (ici le fleuve Saint-Laurent, typiquement au printemps) que la récurrence à considérer pour le petit réseau serait de 2 ans. À l'inverse, si on examine la récurrence 100 ans pour le réseau mineur (typiquement durant l'été avec des orages de type convectif), le niveau d'eau à considérer pour les conditions en aval (pour le fleuve) ne devrait pas être aussi de récurrence 100 ans mais plutôt de 2 ans. Comme les surfaces tributaires sont de dimensions très différentes, elles réagissent avec un temps de réponse hydrologique qui est aussi très différent et il apparaît donc logique de dissocier les récurrences considérées.

Tableau 7.7

Établissement des périodes de récurrence pour une occurrence concomitante (adapté de FHWA, 2001).

Rapport des bassins tributaires	Fréquences pour une occurrence concomitante			
	Conception 10 ans		Conception 100 ans	
	Cours d'eau récepteur	Réseau mineur	Cours d'eau récepteur	Réseau mineur
10 000 à 1	1 10	10 1	2 100	100 2
1 000 à 1	2 10	10 2	10 100	100 10
100 à 1	5 10	10 5	25 100	100 25
10 à 1	10 10	10 10	50 100	100 50
1 à 1	10 10	10 10	100 100	100 100

On devra également évaluer l'éventuelle nécessité d'une dissipation d'énergie pour protéger l'exutoire et le milieu récepteur contre l'érosion. Le Manuel des ponceaux du MTQ (1995) pourra être consulté pour une discussion des protections en enrochement. Si des vitesses trop importantes sont évaluées à l'exutoire, on devra prévoir au besoin des ouvrages spécifiques en béton permettant de dissiper efficacement l'énergie (HEC-14, 1983 ; MTQ, 2003).

Finalement, l'orientation de l'exutoire par rapport à l'écoulement dans le cours d'eau récepteur est un autre élément à considérer. Lorsque possible, l'exutoire devrait être orienté de façon à ce qu'il pointe dans la direction aval, dans le sens d'écoulement du cours d'eau récepteur. Cela réduira la turbulence et le potentiel d'érosion (qui peut se produire dans certains cas sur la rive opposée du cours d'eau si la sortie se fait de façon perpendiculaire).

7.4.4 Évaluation des pertes de charge

L'évaluation de la ligne piézométrique implique la détermination des pertes de charge le long du tronçon à étudier. Essentiellement, il y a deux catégories de pertes de charge à évaluer :

1. Les pertes par friction, qui sont dues à la friction de l'écoulement sur les parois de la conduite.
2. Les pertes locales, ou singulières, qui sont causées par des transitions abruptes qu'on retrouve aux regards, dans les coudes, les expansions et les contractions dans l'écoulement.

7.4.4.1 Pertes par friction

Cette perte s'évalue avec l'équation suivante :

$$H_f = S_f L \qquad (7\text{-}25)$$

où H_f est la perte de charge due à la friction, S_f est la pente d'énergie et L est la longueur de la conduite. En utilisant l'équation de Manning, les pertes par friction peuvent être évaluées avec l'équation suivante :

$$S_f = \frac{H_f}{L} = \left(\frac{Q\,n}{0{,}312\,D^{2{,}67}}\right)^2 \qquad (7\text{-}26)$$

7.4.4.2 Pertes locales

Les pertes singulières à considérer se produisent à la sortie d'un émissaire vers un cours d'eau, aux jonctions (branchement d'une conduite latérale à un plus gros collecteur sans regard) et aux regards. Les pertes s'évaluent à l'aide de l'équation de base suivante :

$$H_L = K\left(\frac{v^2}{2g}\right) \qquad (7\text{-}27)$$

où H_L est la perte de charge locale, K est le coefficient de perte de charge, v est la vitesse et g est 9,81 m/s^2.

a) Pertes à la sortie. Ces pertes sont fonction du changement de vitesse à la sortie de la conduite, dans le cours d'eau récepteur. La forme générale permettant de calculer cette perte est la suivante :

$$H_s = 1{,}0\left(\frac{V_s^2}{2g} - \frac{V_a^2}{2g}\right) \qquad (7\text{-}28)$$

où V_s est la vitesse moyenne à la sortie de la conduite (m/s) et V_a est la vitesse dans le cours d'eau en aval de la sortie. On notera que si la vitesse est à peu près nulle dans le cours d'eau, la perte de charge sera égale à 1,0 x $V_s^2/2g$. Par contre, si la conduite sort dans le cours d'eau dans la même direction que l'écoulement, la perte à la sortie peut être passablement réduite. De façon à demeurer conservateur, on assumera que la perte à la sortie est égale à $V_s^2/2g$.

b) Pertes aux jonctions. Une jonction est définie comme étant le branchement d'une conduite latérale à un collecteur plus important, sans l'utilisation d'un regard ou d'une chambre d'accès. Les pertes peuvent être alors calculées avec l'équation de la quantité de mouvement (FHWA, 1996) :

$$H_j = \frac{(Q_s V_s) - (Q_e V_e) - (Q_l V_l \cos q)}{0{,}5\,g\,(A_s + A_e)} + h_e + h_s \qquad (7\text{-}29)$$

où H_j = perte à la jonction (m)
Q_s, Q_e, Q_l = débit à la sortie, à l'entrée et dans la conduite latérale respectivement (m^3/s)
V_s, V_i, V_l = vitesse à la sortie, à l'entrée et dans la conduite latérale respectivement (m/s)
H_s, h_e = hauteurs de charge dynamiques à la sortie et à l'entrée ($V^2/2g$) (m)
A_s, A_e = aire d'écoulement à l'entrée et à la sortie (m^2)
θ = angle entre les conduites d'entrée et de sortie.

c) Pertes aux regards. Deux méthodes peuvent être utilisées ici. Une méthode approximative consiste à multiplier la hauteur de charge dynamique de la conduite de sortie du regard par un coefficient K_r, tel qu'exprimé dans l'équation suivante :

$$h = K_r\left(\frac{V_s^2}{2g}\right) \qquad (7\text{-}30)$$

Des valeurs pour K_r peuvent être prises dans le tableau 7.8. Cette méthode simplifiée pourra être utilisée pour estimer l'abaissement de niveaux à fournir dans les regards pour compenser les pertes locales.

Tableau 7.8

Coefficients K_r pour méthode approximative (FHWA, 2001)

Configuration	K_r
Regard-puisard – alignement droit	0,50
Regard-puisard, avec un angle	
90°	1,50
60°	1,25
45°	1,10
22,5°	0,70
Regard – alignement droit	0,15
Regard, avec un angle	
90°	1,00
60°	0,85
45°	0,75
22,5°	0,45

Cependant, pour la conception finale, on pourra utiliser la méthode détaillée qui est préconisée dans FHWA (2001). Soulignons que cette méthode ne s'applique pas lorsque le radier de la conduite entrant au regard est au-dessus du niveau d'eau dans le regard. Si l'eau dans le regard est à un niveau plus haut que le radier de la conduite d'entrée, alors on pourra calculer les pertes locales avec les équations suivantes :

$$h = K\left(\frac{V_s^2}{2g}\right) \qquad (7\text{-}31)$$

$$K = K_o C_D C_d C_Q C_P C_B \qquad (7\text{-}32)$$

où K = coefficient global de perte
K_o = coefficient de perte dû aux dimensions relatives des éléments
C_D = acteur de correction pour le diamètre (écoulement sous pression seulement)
C_d = facteur de correction pour la profondeur d'eau
C_Q = facteur de correction pour les débits relatifs
C_p = facteur de correction pour un écoulement en chute
C_B = facteur de correction pour le type de cunette
V_s = vitesse dans la conduite de sortie (m/s)

Pour les cas où le radier de la conduite d'entrée est au-dessus du niveau d'eau dans le regard, la conduite de sortie fonctionnera comme un ponceau et le changement de gradient hydraulique dans le regard se calculera avec les procédures qui s'appliquent (Manuel de conception des ponceaux, MTQ (1995) ; *Hydraulic design of highway culverts*, FHWA, 2005). Si la conduite de sortie coule pleine ou partiellement pleine avec un contrôle à la sortie, la perte dans le regard peut se calculer avec l'équation (7-31) et en utilisant les valeurs de Ke indiquées au Manuel des ponceaux (MTQ, 1995). Si la conduite de sortie coule avec un contrôle à l'entrée, la profondeur d'eau à l'entrée doit être calculée en utilisant les équations fournies aux références précitées pour un contrôle à l'entrée.

Le coefficient de perte de charge K_o est fonction des dimensions relatives du regard et de la conduite de sortie ainsi que de l'angle θ entre les conduites d'entrée et de sortie. L'équation suivante permet de calculer ce coefficient :

$$K_o = 0{,}1\left(\frac{b}{D_s}\right)(1-\sin\theta) + 1{,}4\left(\frac{b}{D_s}\right)^{0{,}15}\sin\theta \qquad (7\text{-}33)$$

où θ = angle entre la conduite d'entrée et la conduite de sortie
b = diamètre intérieur du regard (m)
D_s = diamètre de la conduite de sortie (m)

Un changement dans la perte de charge due aux différences entre les diamètres de conduites est important à considérer seulement lorsque le rapport entre la profondeur d'eau dans le regard et le diamètre de la conduite de sortie est plus grand que 3,2. Dans ces cas, on applique un facteur de correction C_D défini par l'équation ci-dessous. Dans les autres cas, C_D est considéré égal à 1,0.

$$C_D = \left(\frac{D_s}{D_e}\right)^3 \qquad (7\text{-}34)$$

où D_s est le diamètre de la conduite de sortie et D_e est le diamètre de la conduite d'entrée.

La profondeur d'eau dans le regard est approximée comme étant le niveau de la ligne piézométrique à l'amont de la conduite de sortie. Le facteur de correction se calcule avec l'équation suivante :

$$C_d = 0{,}5\left(\frac{y_{aho}}{D_s}\right)^{0{,}6} \qquad (7\text{-}35)$$

où y_{aho} est la profondeur d'eau dans le regard (m) au-dessus du radier de la conduite de sortie et D_s est le diamètre de la conduite de sortie (m).

Comme le montre l'équation 7-36, le facteur de correction pour les débits relatifs, C_Q, est fonction de l'angle entre les conduites ainsi que du pourcentage de débit entrant dans la conduite considérée versus les débits venant des autres conduites entrant au regard. Ce facteur est appliqué seulement dans les situations où il y a 3 conduites ou plus entrant dans le regard à peu près au même niveau. Autrement, la valeur de ce coefficient est 1,0.

$$C_Q = (1-2\sin\theta)\left(1-\frac{Q_e}{Q_s}\right)^{0{,}75} + 1 \qquad (7\text{-}36)$$

où θ est l'angle entre les conduites, Q_e est le débit entrant et Q_s est le débit de sortie. Pour illustrer l'utilisation et l'impact potentiel de ce facteur de correction, on peut considérer le regard montré à la figure 7-19.

On peut imaginer deux cas :

Cas 1

$Q_1 = 0{,}9\ m^3/s$
$Q_2 = 0{,}3\ m^3/s$
$Q_3 = 1{,}2\ m^3/s$

Avec l'équation 7-36, on obtient $C_Q = 1{,}35$.

Cas 2

$Q_1 = 0{,}3\ m^3/s$

$Q_2 = 0{,}9\ m^3/s$

$Q_3 = 1{,}2\ m^3/s$

Avec l'équation 7.36, on obtient alors $C_Q = 1{,}81$.

Le facteur de correction pour un écoulement en chute se calcule à partir de l'équation 7-37. Ce facteur correspond à l'effet qu'une autre conduite, dont l'eau chute dans le regard, peut avoir sur la conduite d'entrée pour laquelle les pertes de charge sont calculées. En référant à la figure 7.19, C_p est calculé pour la conduite 1 lorsque l'eau provenant de la conduite 2 chute dans le regard. Ce facteur est appliqué seulement lorsqu'un écoulement chute dans un regard qui a une autre entrée et une sortie au fond du regard. Autrement, la valeur de C_p est 1,0. L'écoulement venant de la surface dans un regard-puisard est considéré comme un écoulement en chute et les pertes seraient calculées avec l'équation 7-37.

$$C_p = 1 + 0{,}2\left(\frac{h}{D_s}\right)\left(\frac{h - y_{aho}}{D_s}\right) \qquad (7\text{-}37)$$

où h est la distance verticale mesurée entre le niveau d'eau pour la conduite d'entrée la plus haute jusqu'au centre de la conduite de sortie (m), D_s est le diamètre de la conduite de sortie (m) et y_{aho} est la profondeur d'eau dans le regard relativement au radier de la conduite de sortie (m).

Finalement, le facteur de correction C_B pour le type de cunette est obtenu du tableau 7.9.

Tableau 7.9

Facteur de correction C_B pour le type de cunette

Type de cunette	Facteur de correction C_B	
	Submergé*	Non submergé**
Fond plat ou avec chute	1,00	1,00
Cunette à demi-diamètre	0,95	0,15
Cunette avec plein diamètre	0,75	0,07

* Écoulement en charge, avec $y_{aho}/D_s > 3{,}2$

** Écoulement à surface libre, avec $y_{aho}/D_s < 1{,}0$

Les pertes de charge aux regards peuvent être minimisées en portant une attention particulière à la configuration des déflecteurs (voir figure 7.20) et des cunettes. Comme le montrent les valeurs de la figure 7.21, l'utilisation d'une cunette peut avoir une influence importante sur la réduction des pertes de charge. Pour un regard à 90°, une cunette pleine hauteur est recommandée.

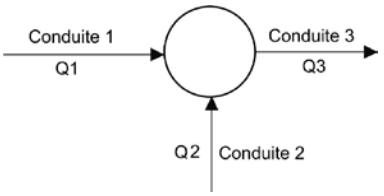


Figure 7.19 Effet pour les débits relatifs.

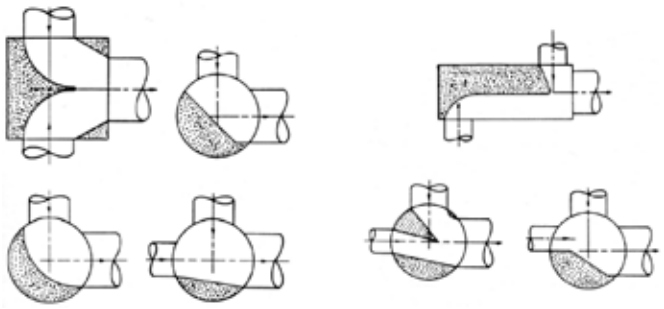


Figure 7.20 Configuration des jonctions avec déflecteurs. Les configurations à gauche sont efficaces pour minimiser les pertes de charge. (Adapté de ASCE/WEF, 1992)

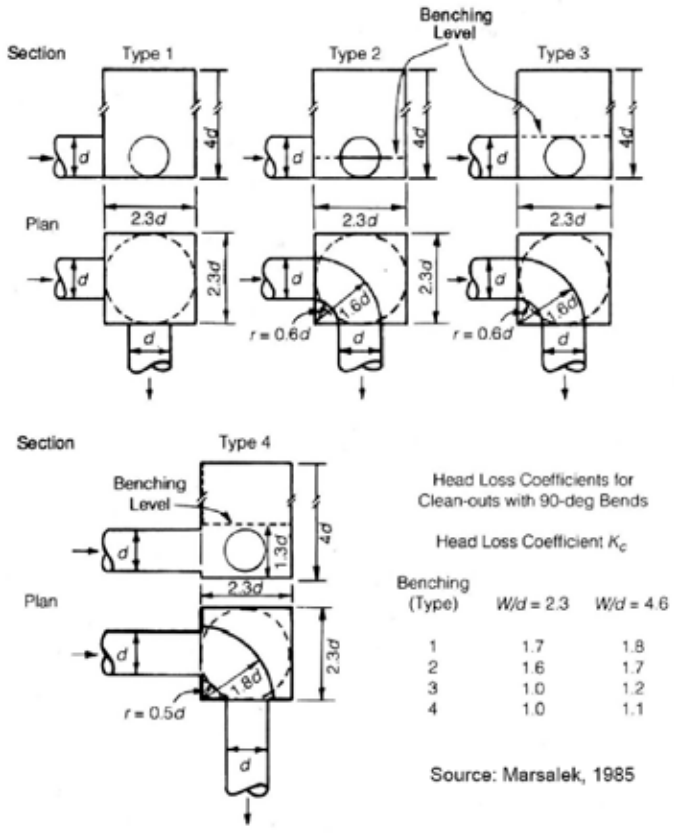


Figure 7.21 Variation des coefficients de pertes locales avec les types de cunette (ASCE/WEF, 1992).

d) Pertes dans des tronçons en courbe. Dans certains cas particuliers, il peut être avantageux d'utiliser des tronçons en courbe. La figure 7.22 permet d'estimer le coefficient de pertes de charge k dues à une courbure dans l'alignement des conduites.

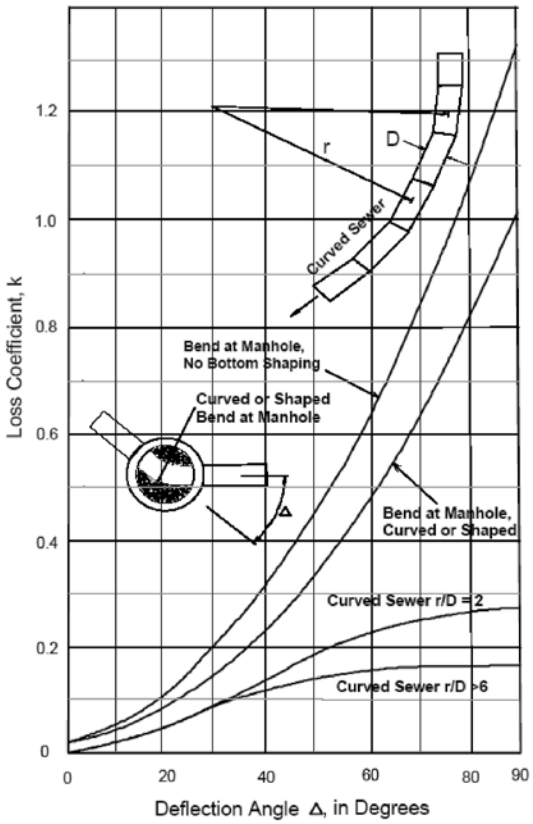


Figure 7.22 Coefficient de pertes de charge pour des tronçons en courbe (UDFCD, 2001).

7.4.5 Établissement de la ligne piézométrique

La ligne piézométrique, ou ligne du gradient hydraulique, est la ligne coïncidant avec le niveau d'eau s'écoulant dans une canalisation. Pour des conduites fermées coulant sous pression, la ligne piézométrique est le niveau auquel l'eau monterait dans un tube vertical sur n'importe quel point le long de la conduite. L'évaluation des niveaux de la ligne piézométrique est particulièrement importante dans le cas d'un réseau conçu pour opérer en partie sous pression, dans la situation par exemple où le niveau d'eau dans le cours d'eau récepteur à l'exutoire est plus haut que la couronne de la conduite. On devra éviter que la ligne piézométrique dépasse le niveau du sol puisque dans ce cas l'eau pourra sortir par les puisards au lieu d'être évacuée adéquatement. Une mise en charge très importante pourra même avoir pour effet de faire lever des couvercles de regard, ce qui évidemment devra être évité.

Le calcul de la ligne piézométrique s'effectue de façon systématique en partant de l'aval (l'écoulement en réseau étant en règle générale de type fluvial) et en remontant vers l'amont en évaluant et additionnant les pertes de charge par friction et les pertes de charge locales. La référence du FHWA (2001) donne un exemple de calcul de la ligne piézométrique. L'établissement détaillé de la ligne piézométrique est une bonne pratique à privilégier pour le dimensionnement des réseaux de drainage ; elle deviendra nécessaire dans les cas suivants :

- Les tronçons qui sont affectés par les hauts niveaux d'eau en aval ou qui se jettent dans des lacs ou bassins de rétention. Des calculs manuels ou avec un logiciel approprié sont recommandés.
- Des tronçons avec des conduites de diamètres supérieurs à 750 mm et des changements de direction à 90°.
- Des transitions lorsque les diamètres de conduites diminuent dans le sens d'écoulement.
- Les tronçons lorsque les pentes changent de fortes à faibles.
- Structures spéciales.
- Analyse du niveau de service pour des réseaux existants.

7.5 HYDRAULIQUE DE PONCEAUX

7.5.1 Concepts généraux

Les aspects hydrauliques à considérer pour les calculs de ponceaux peuvent être relativement complexes. Les bonnes références qui tiennent compte des plus récents développements dans ce domaine sont un rapport du Département de Transport routier américain (FHWA, 2005), le manuel de drainage de l'Association de routes et Transport du Canada (ARTC, 1982) et le manuel de conception produit par le ministère des Transports du Québec (MTQ, 1995). La discussion qui suit sera nécessairement brève et visera à exposer les grandes lignes pour le calcul des ponceaux ; on consultera au besoin les références données ci-dessus pour plus de détails.

La grande majorité des ponceaux sont normalement construits avec des tuyaux en béton (coulé en place ou préfabriqué) ou en tôle ondulée ; on utilise également dans certains cas spéciaux des ponceaux en bois.

Hydrauliquement, l'écoulement dans un ponceau peut se faire soit avec un contrôle à l'entrée, soit avec un contrôle à la sortie. Dans le cas d'un contrôle à l'entrée, les seuls paramètres affectant la capacité de la conduite sont sa section d'écoulement, la géométrie ou la configuration de l'entrée et la hauteur d'eau à l'entrée. Avec un contrôle à la sortie, par contre, on doit également tenir compte de l'élévation de l'eau en aval et des caractéristiques hydrauliques de la conduite (pente, rugosité et longueur). En règle

générale, étant donné que les ponceaux ont souvent de faibles longueurs, le contrôle à l'entrée est relativement plus fréquent que le contrôle à la sortie ; une analyse rigoureuse devra cependant toujours être faite pour les deux cas, de façon à s'assurer que la conception du ponceau tient compte du cas le plus contraignant. Traditionnellement, le calcul des ponceaux se faisait à partir d'abaques et on retrouvera dans les références déjà données et certains documents produits par des associations manufacturières de conduites en béton ou en tôle ondulée (Portland, 1964 ; AISI, 1995) de nombreux abaques permettant d'analyser la plupart des situations rencontrées en pratique. Les sections qui suivent s'attarderont davantage à décrire les concepts de base.

7.5.2 Contrôle à l'entrée

Un contrôle à l'entrée peut généralement se produire de trois façons distinctes (voir figure 7.23) :

- Non submergé ni à l'entrée ni à la sortie : dans ce cas, l'entrée du ponceau se comporte effectivement comme un déversoir.
- Non submergé à l'entrée mais submergé à la sortie : ce cas peut se produire lorsqu'un élément naturel ou artificiel en aval du ponceau vient affecter la hauteur d'eau à la sortie et que le ponceau est hydrauliquement court et avec une pente abrupte. Un ressaut hydraulique se produira donc dans le ponceau.
- Submergé à l'entrée seulement : l'entrée du ponceau agit alors approximativement comme un orifice.

Dans le cas d'une entrée submergée, on pourrait théoriquement avoir recours à l'équation décrivant l'écoulement par un orifice ; cette équation n'est cependant valable que si le rapport entre la hauteur d'eau à l'amont et la hauteur du ponceau est de beaucoup supérieur à 2, ce qui n'est pas très souvent le cas en pratique. De plus, comme il peut être difficile de déterminer un coefficient C adéquat pour chaque type d'entrée rencontrée usuellement, on a plutôt développé au cours des années 1950 et 1960 différentes équations établies expérimentalement. Ces équations forment la base des abaques qu'on retrouve dans la plupart des références et on pourra consulter à cet effet des références qui fournissent ces équations (FHWA, 2005 ; Portland, 1964 ; AISI, 1995 ; MTQ, 1995). Deux exemples de ces abaques sont fournis aux figures 7.24 et 7.25. Smith (1995) fournit également des courbes pour

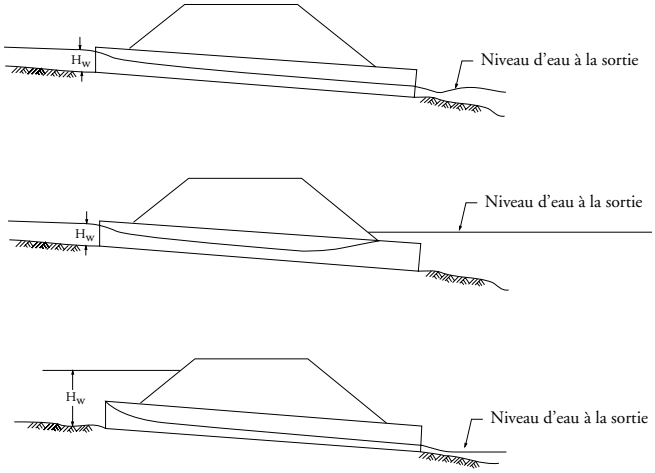


Figure 7.23 Conditions typiques pour un contrôle à l'entrée.

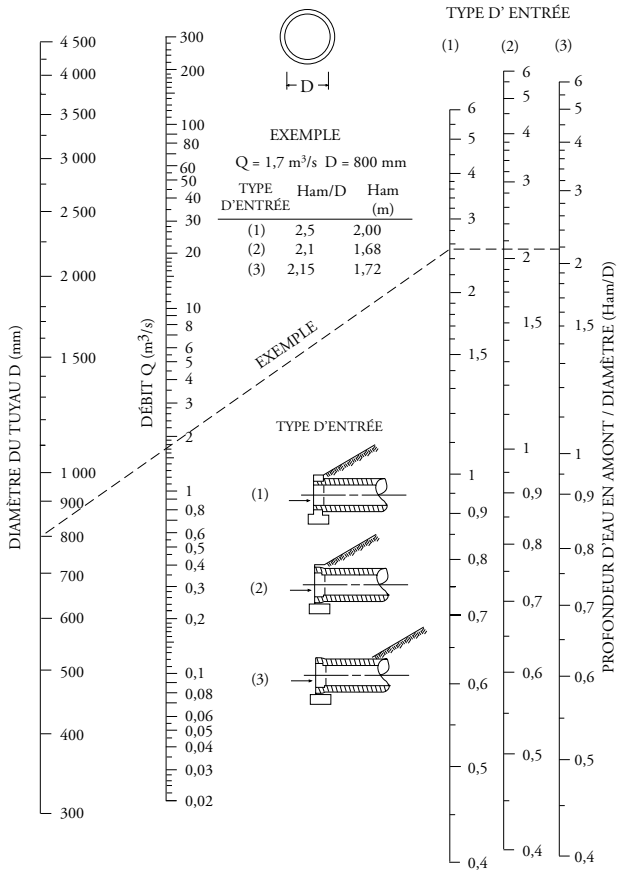


Figure 7.24 Contrôle à l'entrée : ponceau circulaire en béton armé (MTQ, 1995).

calculer rapidement les capacités de ponceaux avec un contrôle à l'entrée.

Pour terminer, un aspect important pour la conception adéquate d'un ponceau consiste à établir le type de protection contre l'érosion qui devra être installée à la sortie, ce qui implique le calcul de la vitesse à la sortie du ponceau. Rigoureusement, pour un contrôle à l'entrée

avec la sortie non submergée, ce calcul devrait impliquer un calcul de courbe de remous ; en pratique, on peut cependant assumer que la profondeur d'eau dans le ponceau tendra vers la profondeur normale. On pourra alors utiliser cette profondeur normale pour déterminer une section d'écoulement et évaluer, à l'aide du débit et de l'équation de continuité (Q=VA), une vitesse moyenne à la sortie.

7.5.3 Contrôle à la sortie

Lorsque la hauteur d'eau à l'entrée est appréciable, que le ponceau est suffisamment long et que sa pente est suffisamment faible, la capacité du ponceau sera régie par un contrôle à la sortie. Il existe plusieurs situations qui occasionneront un tel contrôle, les plus communes étant illustrées à la figure 7.26 :

a) Entrée et sortie submergées. Le ponceau coulera alors plein (cas a).

b) Entrée submergée et sortie non submergée. Dans le cas b de la figure 7.26, le ponceau coule plein même si la sortie n'est pas submergée. Cette situation est relativement rare et nécessitera une très grande hauteur d'eau à l'entrée pour maintenir des conditions de conduite coulant pleine. Le cas c est plus typique et représente la situation lorsque l'écoulement se fait librement à la sortie. L'écoulement est alors normalement fluvial dans la conduite et passe par la profondeur critique juste un peu avant la sortie.

c) Entrée et sortie non submergées (cas d, figure 7.26). Le ponceau coule partiellement plein et l'écoulement est également fluvial.

Les principaux facteurs affectant la capacité hydraulique avec un contrôle à la sortie sont la rugosité, la longueur, la pente, la forme de la section et la surface d'écoulement du ponceau. Un autre paramètre important est le niveau d'eau à la sortie, qu'on peut définir soit par un calcul de courbe de remous à partir d'un point de contrôle en aval, soit en évaluant la profondeur normale ou soit finalement par des observations sur le terrain.

La capacité d'un ponceau avec un contrôle à l'entrée se calcule à partir du principe de conservation d'énergie. En référant à la figure 7.26, le principe est appliqué entre la hauteur d'eau à l'amont et la sortie du ponceau, en considérant les pertes à l'entrée, les pertes par friction et la hauteur fournie par l'énergie cinétique :

$$H = h_e + h_f + h_s \qquad (7\text{-}38)$$

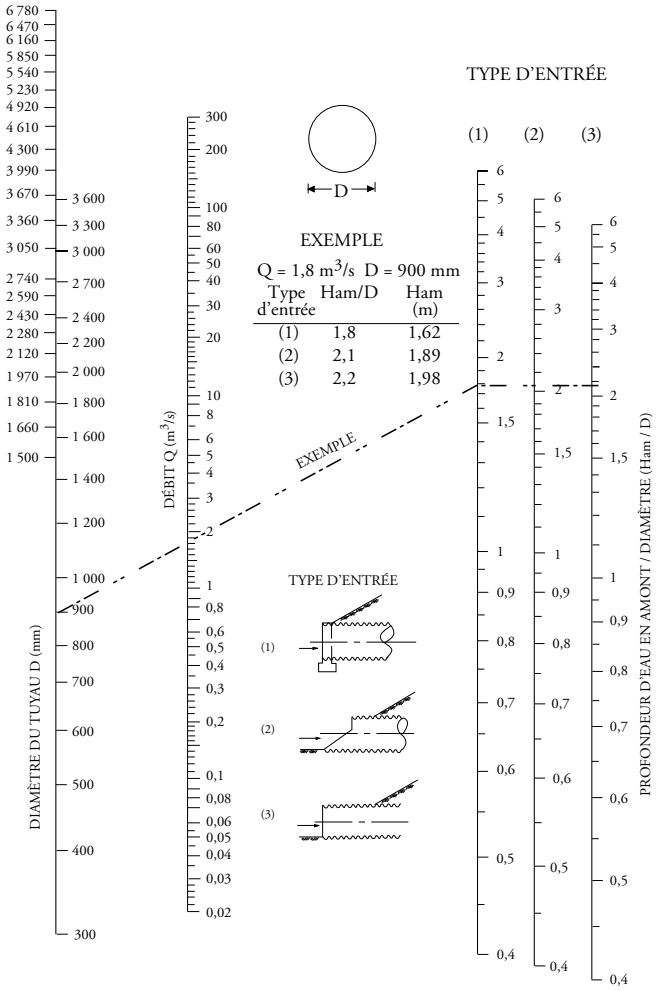


Figure 7.25 Contrôle à l'entrée : ponceau circulaire en tôle ondulée (MTQ, 1995).

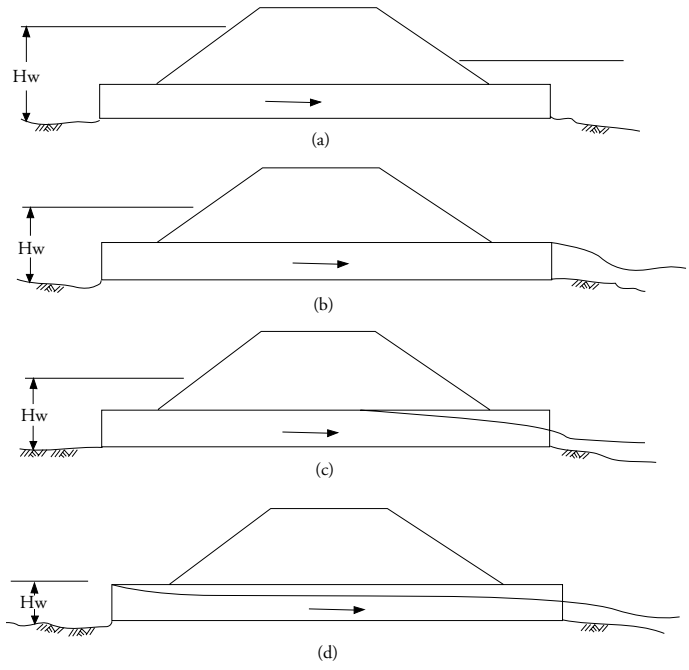


Figure 7.26 Conditions typiques pour un contrôle à la sortie.

où H est l'énergie totale (m), h_e les pertes à l'entrée (m), h_f les pertes par friction (m) et hs la hauteur fournie par l'énergie cinétique (=$V^2/2g$). Les pertes à l'entrée sont décrites par la relation suivante :

$$h_e = K_e \left(\frac{V^2}{2g} \right) \qquad (7\text{-}39)$$

où K_e est un coefficient dont les valeurs pour différentes conditions sont données au tableau 7.10.

Tableau 7.10

Coefficients de pertes à l'entrée (MTQ, 1995)

Type de structure et configuration à l'entrée	Coefficient K_e
Tuyau en béton armé	
• Entrée en saillie	0,5
Arêtes vives	0,2
Entonnement convergent	
• Mur de tête	0,5
Arêtes vives	0,2
Entonnement convergent	
Tuyaux en tôle ondulée (TTO)	
• Entrée en saillie – sans mur de tête	0,9
• Biseauté parallèlement à la pente du remblai	0,7
• Mur de tête perpendiculaire au tuyau	0,5

Les pertes par friction peuvent, à partir de l'équation de Manning, s'exprimer de la façon suivante :

$$h_f = \frac{19{,}5\, n^2\, L}{R^{1,33}} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \qquad (7\text{-}40)$$

où n est le coefficient de Manning, L la longueur du ponceau (m) et R le rayon hydraulique (m). En combinant les équations 7-38, 7-39 et 7-40, on obtient finalement :

$$H = \left(K_e + 1 + \frac{19{,}5 n^2 L}{R^{1,33}} \right) \left(\frac{V^2}{2g} \right) \qquad (7\text{-}41)$$

Cette équation peut être utilisée pour calculer directement la capacité du ponceau pour les cas a et b de la figure 7.26. Pour les conditions c et d, si l'on veut éviter des calculs de remous, une méthode approximative peut être utilisée (FHWA, 1985). On utilise dans ce cas comme profondeur de départ à la sortie la valeur $(d_c + D)/2$, où d_c est la profondeur critique et D la hauteur du ponceau (voir figure 7.28) et on calcule la ligne du gradient hydraulique à une pente S_n. Si on détermine que la hauteur d'eau à la sortie excèdera cette valeur, on utilise alors la hauteur d'eau à la sortie comme point de départ. Cette

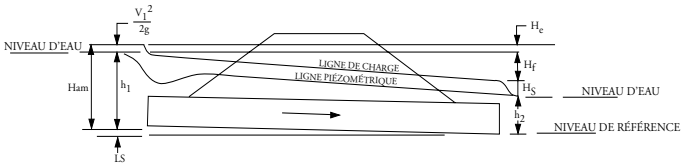


Figure 7.27 Conditions hydrauliques pour un contrôle à la sortie (conduite coulant pleine avec la sortie submergée).

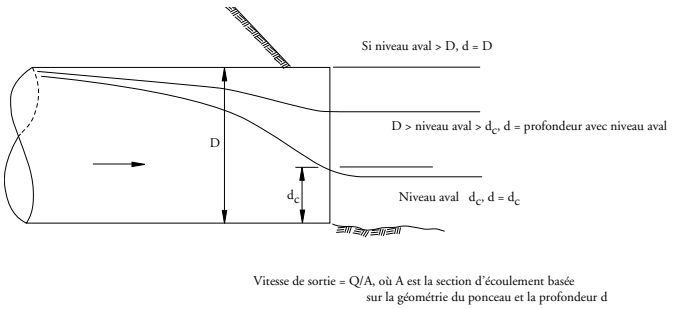


Figure 7.28 Vitesse à la sortie - contrôle à la sortie.

méthode approximative donne de bons résultats lorsque le ponceau coule plein sur au moins une certaine partie de sa longueur ; une limite inférieure recommandée est une hauteur d'eau à la sortie supérieure à 0,75D (FHWA, 1985). Pour des valeurs inférieures, un calcul de courbe de remous est préférable.

En ce qui concerne la vitesse à la sortie dans le cas d'un contrôle à la sortie, on peut rencontrer trois cas distincts (voir figure 7.28). La section d'écoulement nécessaire pour calculer la vitesse avec la relation Q=VA est définie soit avec la profondeur critique, soit avec la hauteur d'eau à la sortie ou soit avec la hauteur du ponceau.

Signalons qu'on peut retrouver dans des ouvrages de référence (Portland, 1964 ; AISI, 1995 ; CSPI, 2002 ; MTQ, 1995) des abaques permettant de résoudre directement l'équation 7-41 pour différentes situations. Des programmes informatiques commerciaux sont également disponibles pour le calcul rapide des caractéristiques hydrauliques des ponceaux ; ils sont très utiles pour calculer rapidement la capacité du ponceau pour plusieurs conditions de débit et établir ainsi une courbe de performance du ponceau.

7.6 MÉCANISMES DE CONTRÔLE

Le contrôle à la sortie des ouvrages de rétention s'effectue généralement par des orifices ou des déversoirs. Certains mécanismes de contrôle comme des vannes spécialisées ou des hydrofreins peuvent également être utilisés.

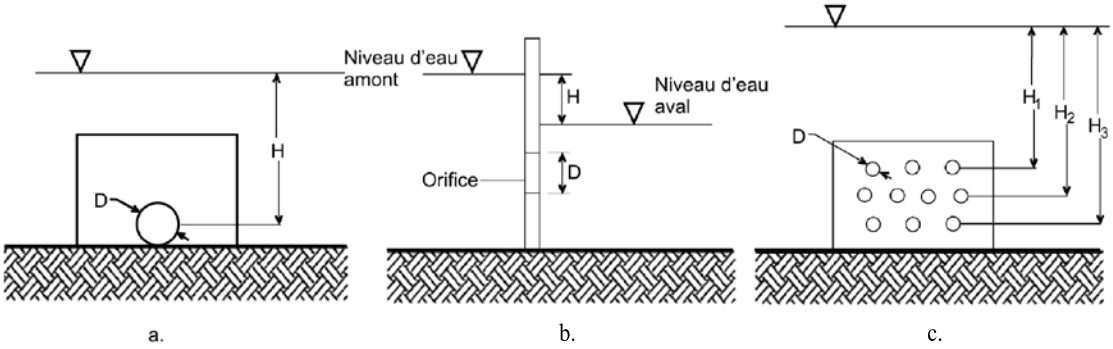


Figure 7.29 Définition des paramètres pour un écoulement en orifice (adapté de FHWA, 2001).

7.6.1 Orifices

Pour un orifice, le débit s'établit à l'aide de l'équation suivante (voir figure 7.29) :

$$Q = C A \sqrt{2g H} \qquad (7\text{-}42)$$

Où Q est le débit (m^3/s), C le coefficient de débit (typiquement 0,6), A est la surface de l'orifice (m^2), H est la hauteur d'eau en amont mesurée à partir du centre de l'orifice (m) et g est 9,81 m/s^2. Si l'orifice est submergé par l'aval (condition (b) à la figure 7.29), la hauteur d'eau effective est la différence d'élévation entre les niveaux d'eau en amont et en aval de l'orifice. Pour plusieurs orifices, il faut tenir compte des hauteurs hydrauliques sur chacun des orifices.

Des conduites de diamètres de 300 mm ou moins peuvent être analysées comme des orifices si H/D est plus grand que 1,5. Pour des conduites de plus grand diamètre, on devrait faire l'analyse en tenant compte des niveaux d'eau à l'entrée et à la sortie et des pertes de charge.

7.6.2 Déversoirs

Pour un déversoir, le débit s'établit à l'aide de l'équation suivante (voir figure 7.30) :

$$Q = C L H^{1,5} \qquad (7\text{-}43)$$

Où Q est le débit (m^3/s), C le coefficient de débit (1,81 + 0,22 (H/H_c, avec Hc étant la hauteur du déversoir)), L est la longueur du déversoir (m), H est la hauteur d'eau sur le déversoir (m) et g est 9,81 m/s^2. Pour un **déversoir à paroi mince**, le coefficient C s'établit à 1,84. Pour un **déversoir à seuil épais**, ce qui est le cas lorsque le déversoir est par exemple un mur de béton dans une chambre de contrôle, le coefficient varie de 1,4 à 1,70 (voir figure 7.31). Pour la conception, Smith (1995) recommande de limiter le coefficient C à 1,69.

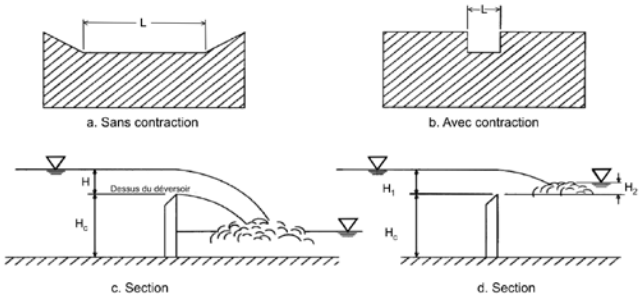


Figure 7.30 Définition des paramètres pour un déversoir (adapté de FHWA, 2001).

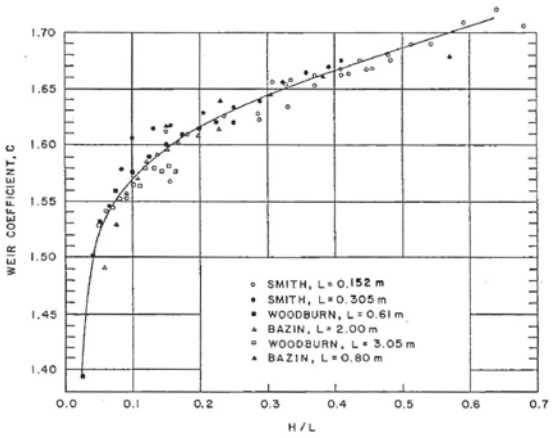


Figure 7.31 Coefficient C pour un déversoir rectangulaire à paroi large (Smith, 1995). H est la hauteur de la lame d'eau sur le déversoir (m) et L est la largeur du déversoir dans le sens de l'écoulement (m).

Lorsque le déversoir est submergé par l'aval (cas (d) à la figure 7.30), le débit sera diminué par rapport aux équations 7.43 ou 7.44 :

Pour un déversoir avec des contractions latérales (cas (b) sur la figure 7.30), le débit se calcule plutôt avec l'équation suivante :

$$Q = C (L - 0,2 H) H^{1,5} \qquad (7\text{-}44)$$

$$Q_s = Q_r (1 - (H_2/H_1)^{1,5})^{0,385} \qquad (7\text{-}45)$$

où Q_s est le débit submergé (m^3/s), Q_r est le débit non submergé (m^3/s) (obtenu avec les équations 7-43 ou 7-44), H_1 est la hauteur d'eau en amont (m) et H_2 la hauteur d'eau en aval (m). La figure 7.32 donne également des pondérations à appliquer au coefficient C pour différents types de déversoirs lorsqu'ils sont submergés.

Pour un déversoir triangulaire, le débit s'obtient par l'équation suivante (voir figure 7.33) :

$$Q = 1{,}38 \tan(\theta/2)\, H^{2,5} \qquad (7\text{-}46)$$

Avec θ l'angle du déversoir (en degrés) et H la hauteur d'eau au point bas du déversoir.

Dans le cas d'un déversoir d'urgence, comme l'arrangement montré à la figure 7.34, le coefficient C varie en fonction de la hauteur d'eau effective sur le déversoir (figure 7.35).

7.6.3 Plaque orifice

Le contrôle à l'intérieur d'un regard ou d'une chambre pourra dans certains cas s'exercer par la mise en place d'une plaque orifice sur le mur de sortie. Comme le

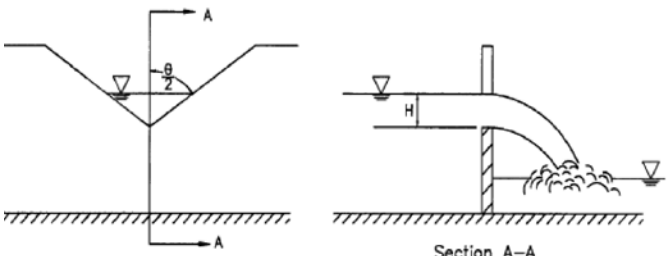


Figure 7.33 Déversoir triangulaire (FHWA, 2001).

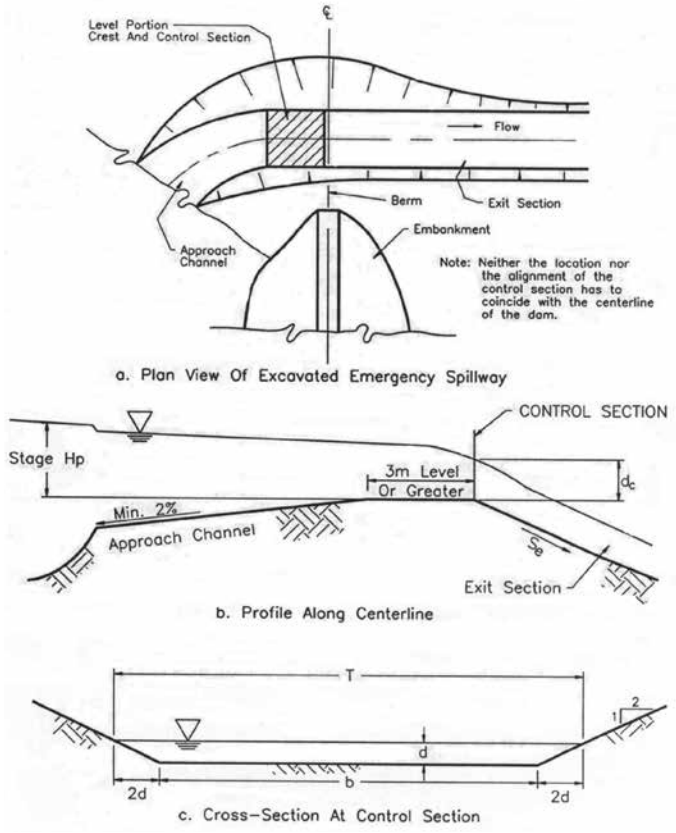


Figure 7.34 Déversoir d'urgence (FHWA, 2001).

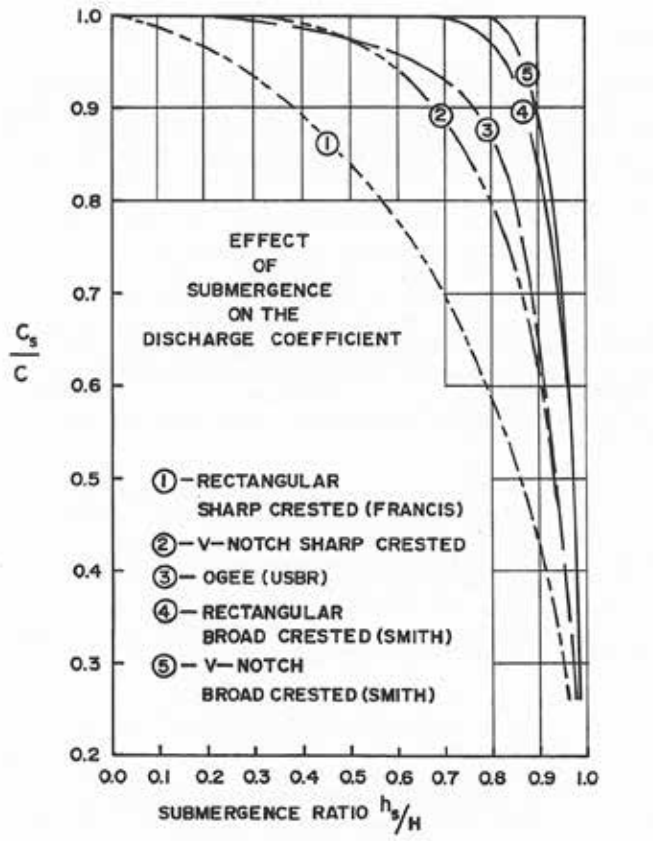


Figure 7.32 Coefficient C pour différents types de déversoirs lorsqu'ils sont submergés (Smith, 1995).

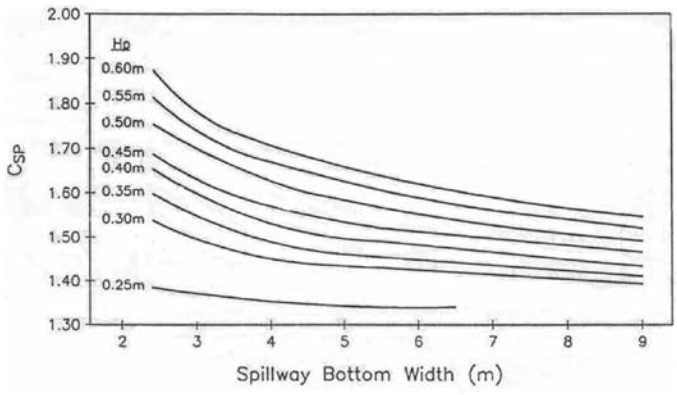


Figure 7.35 Coefficients de débit pour un déversoir d'urgence (FHWA,2001).

montre la figure 7.36, cette plaque pourra être installée en mettant une ouverture dans la plaque (cas (a) à la figure 7.36) ou soit en restreignant l'écoulement par le haut (cas (b) à la figure 7.36). Le calcul de l'écoulement à travers la plaque s'effectue comme pour un orifice.

7.6.4 Conduite restrictive

Un contrôle peut également s'effectuer avec une conduite restrictive et dans ce cas le contrôle dépendra de la capacité hydraulique de la conduite (en fonction de la longueur et de la rugosité de la conduite). Si on met en place la conduite avec une pente inférieure à la pente hydraulique, on peut obtenir un effet de restriction même en ne réduisant pas le diamètre. Il faut toutefois faire attention de maintenir des vitesses autonettoyantes.

Si on assume que la conduite coule pleine et que la sortie n'est pas submergée, on peut établir (Urbonas et Stahre, 1990) que le débit est dans ce cas (voir figure 7.37) :

$$Q = A\sqrt{2\,g\,\frac{h + SL - mD}{K_L}} \qquad (7\text{-}47)$$

où m est le ratio de la hauteur d'eau au diamètre de la conduite à la sortie (qu'on peut considérer égal à 0,5 en première approximation) et K_L sont les pertes de charge totales. Ces pertes incluent les pertes pour la grille de débris, les pertes à l'entrée, les pertes par friction et les pertes à la sortie.

Pertes pour la grille de débris (Urbonas et Stahre, 1990) :

$$k_t = 1{,}45 - 0{,}45\left(\frac{a_n}{a_g}\right) - \left(\frac{a_n}{a_g}\right)^2 \qquad (7\text{-}48)$$

où a_n est la surface nette d'ouverture entre les barres et a_g est la surface brute de la grille. Il est de bonne pratique d'effectuer les calculs en assumant un blocage à 50 % de la grille pour être conservateur.

Pertes à l'entrée

$$k_e = \frac{1}{c^2} - 1 \qquad (7\text{-}49)$$

où c est le coefficient d'orifice (0,6).

Pertes à la sortie

On prend dans ce cas $k_s = 1$.

Le diamètre minimal d'une conduite restrictive devrait être de 250 mm.

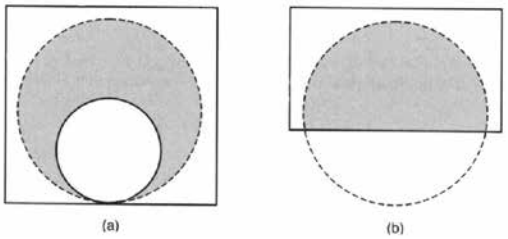


Figure 7.36 Exemples de plaques orifices pour le contrôle.

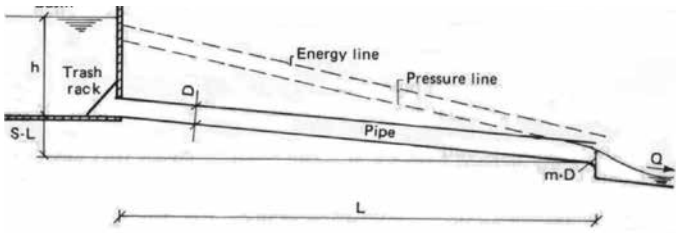


Figure 7.37 Paramètres pour un contrôle avec une conduite restrictive (Urbonas et Stahre, 1990).

Le principal avantage de la conduite restrictive est que le mécanisme de contrôle est non modifiable (ce qui peut toutefois devenir un désavantage lorsqu'une certaine flexibilité serait nécessaire).

7.6.5 Restricteurs de débits

Certains mécanismes de contrôle peuvent être mis en place dans des puisards ou des regards pour limiter les débits. Il existe essentiellement 2 types de ces restricteurs : dans le premier cas, il s'agit d'un bouchon en plastique dont l'ouverture plus restreinte permet d'effectuer le contrôle de débits (voir figure 7.38 pour un exemple) ; dans le deuxième cas (figure 7.39), un dispositif permet d'utiliser le contrôle avec un effet de vortex.

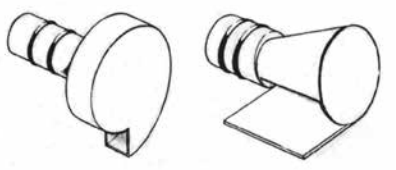
Règle générale, les restricteurs sans effet de vortex seront utilisés lorsque les débits sont supérieurs à environ 14 L/s puisque des problèmes de colmatage avec des débris peuvent être observés. Les régulateurs à vortex permettent quant à eux d'offrir un bon fonctionnement jusqu'à des débits de l'ordre de 4-6 L/s. Ce type d'équipement nécessite évidemment un minimum d'entretien pour s'assurer d'une bonne performance à long terme.

7.7 CALCULS DE LAMINAGE

Les calculs de laminage visent à évaluer l'atténuation d'un hydrogramme de débits lorsqu'ils passent à travers un tronçon de conduites ou un réservoir. Ils sont donc

Figure 7.38 Exemple de restricteur de débit avec bouchon en plastique pour contrôle dans un puisard.

Figure 7.39 Exemple de restricteur de débit avec vortex pour contrôle dans un puisard.



Types de restricteurs pour différentes applications

essentiels pour l'analyse des réseaux puisqu'ils permettent de considérer mathématiquement l'effet que produit sur les débits d'entrée l'emmagasinement fourni par l'élément du réseau. Le laminage est la procédure par laquelle on détermine l'hydrogramme en un point de la canalisation à partir de l'hydrogramme connu ou assumé à un ou des points en amont. Les méthodes les plus utilisées spécifiquement pour l'analyse des réseaux de drainage urbain sont discutées aux sections qui suivent.

7.7.1 Types de laminage

Le degré de complexité des calculs de laminage peut varier d'un simple déplacement dans le temps basé sur le temps de transport jusqu'à une solution complète des équations de Saint-Venant. Toutes les méthodes peuvent cependant être regroupées selon deux grandes catégories comme étant soit hydraulique (basée sur les équations de Saint-Venant) ou hydrologique (basée sur l'équation de continuité couplée avec une relation emmagasinement-débit de sortie). La différence entre les deux approches est que, dans l'approche hydrologique, le débit est calculé comme une fonction du temps seulement à un endroit donné alors que, dans l'approche hydraulique, le débit est calculé en fonction du temps et de l'espace, à travers tout le système analysé.

Deux cas distincts peuvent par ailleurs se retrouver lors de la conception d'un réseau d'égout : le laminage effectué lors du transport en conduite et celui dû à la présence d'un bassin de rétention. On retrouvera une discussion détaillée de ces aspects dans plusieurs ouvrages de référence (Chow *et al*., 1988 ; ASCE/WEF, 1992 ; Viessman *et al*, 1977 ; Yen, 1986 ; Bedient et Huber, 1988 ; McCuen, 1989).

7.7.2 Laminage en conduite

Les effets du laminage en conduite deviennent significatifs pour des diamètres importants, des tronçons relativement longs et de faibles pentes. Pour les réseaux simples et peu étendus des développements résidentiels de faible envergure et où il n'y a pas d'effet de surcharge à considérer, la technique de laminage la plus simple est d'opérer un déplacement temporel correspondant au temps de transport dans le tronçon considéré. Ce temps de transport est simplement la longueur du tronçon divisé par la vitesse de la conduite coulant pleine, estimée avec par exemple l'équation de Manning. C'est en fait l'approche implicite utilisée dans la méthode rationnelle, où l'effet du laminage est indirectement considéré par le calcul du temps de transport, qui fait diminuer l'intensité de la précipitation utilisée dans le calcul. Dans la plupart des approches modernes, cette technique n'est cependant pas adéquate et on utilise plutôt, en degré de complexité croissant, des méthodes hydrologiques ou hydrauliques.

Méthodes hydrologiques

Si on est en présence d'une situation où on n'a pas de surcharge à considérer mais qu'on désire tout de même tenir compte du laminage avec des méthodes un peu plus sophistiquées, on peut utiliser une approche hydrologique, c'est-à-dire en faisant intervenir l'équation de continuité et une relation emmagasinement-débit de sortie. La forme de l'équation de continuité utilisée est dans ce cas la suivante :

$$I - O = \frac{dS}{dt} \qquad (7\text{-}50)$$

où I est le débit d'entrée dans l'élément considéré, O le débit de sortie et S le stockage. Si on réécrit l'équation 7-50

en fonction des débits d'entrée et de sortie moyens, on obtient la forme numérique de l'équation normalement utilisée dans les calculs de laminage :

$$\frac{(I_1 + I_2)}{2} - \frac{(O_1 + O_2)}{2} = \frac{(S_2 - S_1)}{\Delta t} \qquad (7\text{-}51)$$

En assumant que l'hydrogramme d'entrée est complètement défini et que le débit de sortie O et le stockage initial S sont connus au temps t, l'équation 7-51 contient donc deux inconnues, soit O_2 et S_2. Pour pouvoir l'utiliser dans les calculs de laminage, on doit donc poser une deuxième équation permettant d'établir une relation entre S, I et O.

Cette relation additionnelle entre le débit de sortie et le stockage peut être soit unique ou variable. Une relation unique s'applique à un réservoir avec une surface horizontale formant un bassin large et profond dans la direction de l'écoulement ; on en discutera plus en profondeur à la section suivante. Par ailleurs, une relation variable s'applique à un écoulement en canal ou en conduite, où le profil d'écoulement peut différer d'une surface horizontale dû aux effets de courbes de remous. Dépendant des caractéristiques du système, la relation peut alors prendre l'allure d'une boucle. Si l'effet de la courbe de remous est important, le débit de pointe à la sortie se produira après l'intersection entre les hydrogrammes d'entrée et de sortie. Par contre, dans le cas où l'effet de courbe de remous n'est pas significatif, on peut dans certains cas assumer une relation invariable ; on peut donc dans ce cas utiliser les méthodes définies pour une surface horizontale.

Méthodes hydrauliques

La méthode de type hydraulique la plus couramment utilisée pour les réseaux simples et lorsqu'il n'y a pas de surcharge est celle dite de l'onde cinématique, dérivée à partir des équations de Saint-Venant et en assumant que la pente de la ligne d'énergie égale celle de la canalisation. Cette hypothèse permet l'utilisation d'une équation pour un écoulement uniforme (par exemple celle de Manning) en combinaison avec l'équation de continuité pour obtenir une solution pour le débit sortant d'un tronçon de canal ou de conduite. Comme dans le cas de la méthode de Muskingum-Cunge, cette méthode ne peut pas être utilisée lorsqu'il existe des conditions de surcharge sévères. La méthode de l'onde cinématique est utilisée dans le bloc TRANSPORT du logiciel SWMM.

Pour des réseaux complexes et lorsqu'il faut analyser des problèmes impliquant des cas de surcharges et d'écoulement en pente inverse, on doit alors résoudre à l'aide de différentes techniques numériques les équations de Saint-Venant. Plusieurs méthodes sont disponibles pour ce faire (Yen, 1986) ; le bloc EXTRAN du modèle SWMM peut en utiliser trois différentes alors que le modèle XP-SWMM permet d'en choisir quatre. Le modèle SWMM et ses différentes versions sont les modèles les plus couramment utilisés en Amérique du Nord pour résoudre les problèmes les plus complexes.

7.7.3 Laminage dans un réservoir

Bien qu'il existe certaines méthodes dites hydrauliques pour le calcul du laminage en réservoir (Maidment, 1993 ; Viessman *et al.*, 1977), on utilise la plupart du temps en hydraulique urbaine la méthode dite de Puls modifiée (parfois aussi appelée en anglais *storage indication*). Cette méthode s'appuie sur la constatation que, dans le cas d'un laminage à travers un bassin, l'emmagasinement et le débit de sortie ne dépendent que de l'élévation dans le réservoir, contrairement au cas du laminage dans une canalisation où le laminage dépend à la fois des débits d'entrée et des débits de sortie. On peut donc facilement dans le cas d'un réservoir combiner les relations emmagasinement-élévation et débit de sortie-élévation pour former une relation unique emmagasinement-débit de sortie.

La relation de continuité s'écrit dans ce cas de la façon suivante :

$$(I_1 + I_2) + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - O_1\right) = \frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 \qquad (7\text{-}52)$$

Comme on peut le constater en examinant cette forme de l'équation de continuité, tous les termes à gauche sont connus au début du pas de calcul. Tout ce qu'il manque pour compléter les calculs, c'est une relation entre le terme de droite et le débit de sortie. La figure 7.40 montre comment cette relation est développée. La relation entre le niveau d'eau dans le bassin et le volume correspondant est tout d'abord établie à l'aide de cartes topographiques ou de relevés. La relation entre le niveau d'eau et le débit de sortie est ensuite déterminée en fonction du type de mécanisme servant à contrôler les débits de sortie. En règle générale, on retrouvera pour des bassins de rétention en milieu urbain soit des conduites courtes (agissant comme un ponceau), soit des orifices ou des déversoirs simples

ou une combinaison de ces mécanismes. Finalement, les valeurs des deux relations sont combinées pour obtenir la relation entre 2S/Δt + O et le débit de sortie.

Pratiquement, les calculs de laminage en réservoir se font sous forme tabulaire et ils se prêtent donc très bien à un calcul par chiffrier informatique avec un micro-ordinateur. Au début des calculs, les termes à gauche de l'équation 7-52 peuvent tous être définis, ce qui permet de calculer le terme $2S_2/\Delta t + O_2$. La valeur correspondante de O_2 peut alors être déterminée à l'aide de la relation O en fonction de 2S/ Δt +O, soit graphiquement ou par interpolation linéaire. Pour le prochain pas de calcul, la valeur de 2S/ Δt -O est calculée à l'aide de la relation suivante :

$$\left(\frac{2S_2}{\Delta t} - O_2\right) = \left(\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2\right) - 2O_2 \qquad (7\text{-}53)$$

Finalement, on trouve avec l'équation 7-53 la valeur du terme de droite et le débit qui y est associé. On continue alors le cycle de calcul pour les pas de temps qui suivent.

7.8 CRITÈRES ET PROCÉDURE POUR LA CONCEPTION HYDRAULIQUE DES RÉSEAUX DE DRAINAGE

Cette section regroupe les différents critères à retenir pour la conception hydraulique des réseaux avec une discussion sur la période de retour pour la conception, la largeur du filet d'eau et de la hauteur d'écoulement dans les caniveaux, la hauteur maximale de la ligne piézométrique, la configuration des réseaux et finalement les vitesses d'écoulement à respecter. Une procédure générale pour effectuer cette conception de façon systématique est par la suite décrite.

7.8.1 Critères généraux

7.8.1.1 Période de retour pour la conception des réseaux

Le choix de la période de retour pour la conception des réseaux devrait se faire en considérant le système global (réseau mineur et réseau majeur). En principe, un réseau mineur qui n'est pas soumis à une surcharge par un niveau aval plus élevé que la couronne à l'exutoire devrait s'écouler sans surcharge pour le débit de conception choisi. Ainsi, si la période de retour choisie est de 1 dans 5 ans pour le réseau mineur, les conduites qui ne sont pas soumises à un niveau aval plus élevé que la couronne devraient pouvoir véhiculer le débit de conception en utilisant environ 80 % de la pleine capacité de la conduite (voir section 7.4.2 pour une discussion de cet aspect). De façon générale, les périodes de retour pour la conception des réseaux mineurs devraient être entre 1 dans 2 ans et 1 dans 10 ans.

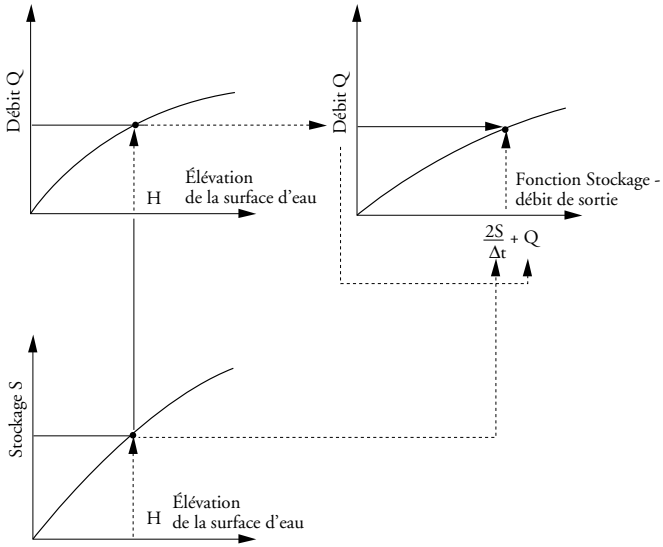


Figure 7.40 Développement de la fonction stockage-débit de sortie pour le laminage d'un réservoir à partir des relations stockage-élévation et élévation-débit de sortie.

Pour des pluies de récurrence plus rare (périodes de retour entre 1 dans 25 et 1 dans 100 ans), on devra évaluer certains paramètres permettant d'établir le comportement des réseaux. Pour le réseau majeur, on devra notamment s'assurer que les filets d'eau et la hauteur d'écoulement dans les caniveaux sont en-dessous des limites acceptables (section 7.8.1.2). Pour les réseaux mineurs, on devra par ailleurs s'assurer que la hauteur de la ligne piézométrique ne produira pas d'effet sur les réseaux locaux et les propriétés à desservir (section 7.8.1.3).

7.8.1.2 Largeur du filet d'eau et hauteur d'eau sur le pavage

Deux paramètres devraient être vérifiés pour le réseau majeur : la largeur du filet d'eau et la hauteur d'eau pour l'écoulement sur la rue dans le caniveau. La largeur du filet d'eau admissible est la largeur du revêtement, à partir de la bordure de rue, sur laquelle on permet l'accumulation ou l'écoulement de l'eau (MTQ, 2003). Cette largeur devrait normalement être établie en fonction de la classe de la route, de la vitesse de circulation permise, de la quantité d'automobiles et de la largeur de la chaussée. La hauteur d'eau à la bordure est évidemment directement reliée au filet d'eau admissible et au devers (équation 7-10).

Le calcul du filet d'eau devrait s'établir avec la pluie de conception pour le réseau mineur (périodes de retour de 5 ou 10 ans), avec une vérification pour un événement plus

Tableau 7.11

Largeur de filet d'eau admissible pour différentes classes de route (MTQ, 2003).

Classification fonctionnelle	Période de retour	Largeur de la voie de circulation	Largeur de l'accotement	Largeur de filet admissible
Autoroute	25 ans	3,7 m	3,0 m extérieur 1,3 m intérieur	Accotement + 1,5 m
Autoroute (point bas)	50 ans	3,7 m	3,0 m extérieur 1,3 m intérieur	Accotement + 1,5 m
Nationale et régionale	25 ans	3,5 m	0,5 m à 1,5 m et stationnement possible de 3,0 m	Accotement + 1,5 m ou stationnement
Collectrice et locale	10 ans	3,0 m	0,5 m à 1,5 m et stationnement possible de 2,5 m	Accotement + 1,5 m ou stationnement

Tableau 7.12

Largeur de filet d'eau admissible minimum pour différentes classes de route (adapté de FHWA, 2001).

Classification fonctionnelle		Période de retour	Largeur de filet admissible *
Autoroute à grand volume ou bidirectionnelle	< 70 km/h > 70 km/h Point bas	10 ans 10 ans 50 ans	Accotement + 1,0 m Accotement Accotement + 1,0 m
Collectrice	< 70 km/h > 70 km/h Point bas	10 ans 10 ans 10 ans	1/2 de chaque voie de circulation Accotement 1/2 de chaque voie de circulation
Rues locales	Trafic faible Trafic élevé Point bas	5 ans 10 ans 10 ans	1/2 de chaque voie de circulation 1/2 de chaque voie de circulation 1/2 de chaque voie de circulation

* Note : Une validation des conditions avec des événements plus rares (périodes de retour de 1 dans 50 ans ou 1 dans 100 ans) devrait être faite en plus de l'analyse pour ces critères minimaux.

rare (périodes de retour de 50 ou 100 ans). Le tableau 7.11 donne les critères qui sont appliqués par le MTQ pour ses projets (MTQ, 2003). Le tableau 7.12 donne par ailleurs d'autres critères minimaux qui peuvent être utilisés. On devrait en plus de ces critères minimaux valider les conditions pour des pluies plus rares (périodes de retour de 50 ans ou 100 ans) et s'assurer que les hauteurs d'eau dans les rues restent inférieures aux hauteurs de bordure, en portant une attention particulière dans tous les cas aux accumulations potentielles aux points bas.

7.8.1.3 Hauteur maximale de la ligne piézométrique

Il est important de vérifier la hauteur maximale pouvant être atteinte par la ligne piézométrique, en particulier pour les points du réseau qui sont situés à des points bas et par lesquels l'eau pourrait ressortir en surface. Minimalement, lorsque des propriétés avec sous-sols sont raccordées au réseau de drainage souterrain, une différence minimale de 1,5 m entre le niveau du pavage et le niveau maximal de la ligne piézométrique devrait être maintenue en tout point du réseau. Cette distance minimale de 1.5 m permettra un écoulement gravitaire des drains de fondation et des raccordements pour les résidences. Dans le cas où il n'y aurait pas de sous-sols, par exemple dans des secteurs commerciaux ou industriels, la hauteur de la ligne piézométrique pourrait en principe être plus haute mais sans atteindre le niveau du pavage. Une certaine marge devrait toutefois être maintenue et une distance minimale de 0,5 m entre le niveau de la ligne piézométrique et celui du pavage est recommandée en tout temps.

7.8.1.4 Configuration des réseaux

De façon générale, les critères de conception de base pour les réseaux sont définis à la Directive 004 (MDDEP, 1989) et aux différentes normes qui pourraient s'appliquer (NQ-1809-300, Ouvrages routiers pour les projets du MTQ). Certains autres critères spécifiques peuvent être définis pour la configuration générale des réseaux :

1. L'utilisation de configuration efficace hydrauliquement doit être privilégiée aux regards de façon à réduire les pertes de charge locales. Généralement, des pertes de charge importantes se produiront lorsqu'il y a une distribution non uniforme des débits latéraux ; les pertes seront moins importantes lorsque les débits latéraux sont d'ordre de grandeur similaire.
2. Des changements brusques de direction doivent être minimisés pour des débits importants, de hautes vitesses ou pour des conduites de diamètres appréciables.
3. L'utilisation de plusieurs regards avec des angles moins prononcés que 90 ° est recommandée pour promouvoir un meilleur écoulement, en particulier pour des conduites de diamètre important.
4. Pour des regards avec un changement de direction à 90°, une cunette pleine (jusqu'à la hauteur de la couronne de la conduite) est recommandée pour réduire les pertes de charge.
5. Une chute minimale de 30 mm est recommandée dans un regard où il n'y a pas de changement de diamètre ni de changement de direction. Avec un changement de direction (toujours sans changement de diamètre), une chute minimale de 60 mm est recommandée.
6. Idéalement, les conduites de diamètres différents devraient avoir leur couronne au même niveau, ce qui impliquera nécessairement des chutes dans les regards où les diamètres des conduites sont différents. Si le dégagement vertical n'est pas suffisant, on pourra ajuster la ligne correspondant à 80 % de la hauteur des différentes conduites ou, en dernier recours, raccorder les conduites radier à radier.

7.8.1.5 Vitesses dans les conduites

Pour prévenir les dépôts de sédiments et une perte de capacité des conduites, la vitesse minimale recommandée pour l'autocurage est de 0,9 m/s pour la conduite coulant pleine. Ce critère produira une vitesse minimale de 0,6 m/s lorsque la hauteur dans la conduite correspond à 25 % du diamètre de la conduite (FHWA, 2001). Les pentes minimales de conduite doivent permettre d'atteindre ce critère. La pente minimale qui est recommandée en toutes circonstances est de 0,08 % puisqu'il devient difficile de mettre en place une conduite avec une pente plus faible que cette valeur sans créer de point bas à long terme avec des tassements qui peuvent se produire.

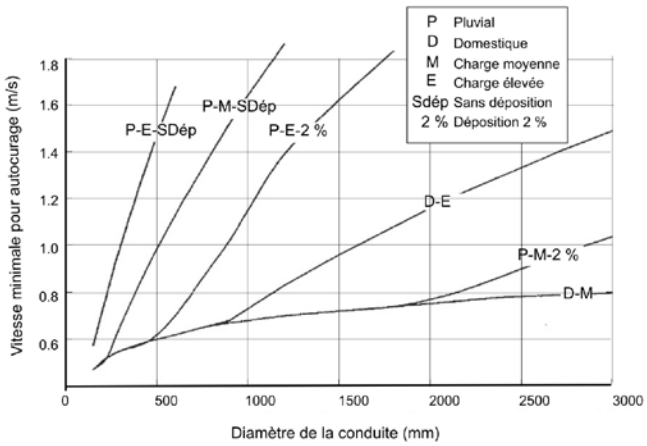


Figure 7.41 Vitesses minimales pour autocurage – Méthode du CIRIA (adapté de Butler, 2000).

Soulignons par ailleurs que la vitesse autonettoyante dans les conduites est dépendante des caractéristiques et de la concentration des sédiments. Des recherches au Royaume-Uni (Ackers *et al.*, 1996) ont conduit à établir des vitesses minimales pour prévenir la déposition de sédiments et particules pour les différents types de réseaux (domestique, unitaire ou pluvial). Comme on peut le voir au graphique de la figure 7.41, une vitesse de 0,9 m/s permet d'assurer des vitesses autonettoyantes pour la plupart des diamètres couverts et avec une déposition moyenne de 2 % du diamètre de la conduite. Pour des conduites de diamètre inférieur à environ 1500 mm, les vitesses minimales sont inférieures à 0,9 m/s.

7.8.2 Procédure de conception

La conception d'un réseau de drainage commence avec le développement de schémas identifiant les composantes de base pour la conception détaillée. Cette section traite de façon générale des différents éléments à considérer à cette étape.

7.8.2.1 Plan de base

La première étape consiste à rassembler les différentes informations de base qui auront un impact sur la conception. Un plan de base devrait ainsi identifier les sous-bassins, l'utilisation du sol et les types de sol qui sont à prévoir, les modes de drainage (existant et projeté) et les relevés topographiques. On ajoute ensuite à cette information de base la localisation des utilités publiques (et leurs élévations si disponibles), le cadastre projeté ou le plan des rues projetées avec un profil préliminaire ainsi que la localisation des structures existantes ou projetées.

7.8.2.2 Plan conceptuel

Le plan conceptuel établi à partir du plan de base devra tenir compte des schémas d'écoulements projetés pour les réseaux mineur et majeur et le développement du plan devrait minimalement comprendre les activités suivantes :

1. Localisation des puisards.
2. Localisation de l'exutoire, avec établissement des contraintes spécifiques qui peuvent y être rattachées (niveaux d'eau).
3. Localisation des conduites et autres canalisations ou fossés.
4. Définition de la stratégie générale de rétention et localisation des éléments de contrôle et de stockage.
5. Définition de la stratégie de contrôle pour la qualité de localisation des mécanismes de contrôle.
6. Définition des différents éléments du réseau majeur.

7.8.2.3 Conception

À partir du plan conceptuel, on pourra procéder aux calculs pour établir une conception des réseaux. Cette conception suivra généralement les étapes suivantes :

1. Calculs des débits et volumes de ruissellement.
2. Ajustement de la localisation et du nombre de puisards.
3. Ajustement de la configuration du système de drainage incluant la position des regards, les structures de contrôle et des autres composantes du réseau.
4. Dimensionnement des divers éléments du réseau (conduites, canaux, postes de pompage, structures de contrôle, pente des rues pour le réseau majeur).
5. Calcul et revue pour la ligne piézométrique et ajustements si nécessaire.

Le processus de conception implique généralement des itérations pour en arriver à une conception globale qui tienne compte des différents critères pour toutes les composantes du réseau. Par exemple, le calcul d'un filet d'eau trop important selon les critères impliquera le rapprochement des puisards et une modification des surfaces tributaires et des débits.

Lorsqu'un logiciel de simulation n'est pas utilisé pour la conception, les étapes 4 et 5 sont généralement complétées à l'aide de tableaux ou de chiffriers Excel permettant de concevoir les réseaux et d'évaluer la ligne piézométrique. Différents formats de tableaux peuvent être utilisés pour ce faire (Brière, 2000 ; FHWA, 2001) ; des exemples sont fournis aux tableaux 7.13 et 7.14, avec une description dans chaque cas pour l'entrée des données.

Entrée des données pour le tableau 7.13 (dimensionnement d'un réseau de drainage).

Étape 1 Préparer le plan de travail et le profil du réseau projeté en établissant l'information suivante :

a. Localisation des réseaux
b. Direction de l'écoulement
c. Localisation des regards et puisards
d. Numérotation des regards
e. Localisation des autres services municipaux (eau, égout existant, gaz, électricité, etc.)

Étape 2 Déterminer les paramètres hydrologiques pour chaque surface tributaire des entrées au réseau (puisards)

a. Superficies des sous-bassins
b. Coefficients de ruissellement
c. Temps d'entrée

Étape 3 En utilisant l'information rassemblée aux étapes 1 et 2, compléter l'information dans le tableau 7.13 pour chaque tronçon de réseau, en commençant par le premier tronçon en amont :

a. Identifier les regards amont et aval du tronçon (colonne 1 et 2).
b. Longueur du tronçon (colonne 3).
c. Aire de drainage additionnelle pour le tronçon considéré (ha) et aire cumulative à partir du point le plus en amont de la branche (colonne 5).
d. Coefficient C (colonne 6). Doit être un coefficient pondéré tenant compte des différents types de surfaces.
e. Temps de concentration à l'entrée de la branche (colonne 9). Temps de concentration pour le point d'entrée en amont de la branche considérée.
f. Temps de concentration global au point considéré (colonne 10). Pour le premier tronçon de la branche, ce temps devrait être le même que celui indiqué à la colonne 9. Pour les autres tronçons vers l'aval, le temps global est calculé en additionnant le temps de concentration global (colonne 10) au temps en réseau (colonne 17) du tronçon immédiatement en amont pour obtenir le temps de concentration en amont du tronçon considéré.

Étape 4 En utilisant l'information de l'étape 3, on calcule ensuite les paramètres suivants :

a. l'aire cumulative au point considéré (colonne 5)
b. la valeur additionnelle de A x C (colonne 7), en multipliant la valeur de la colonne 4 (aire add.) par la valeur de la colonne 6 (coefficient C).

c. la valeur cumulative de A x C (colonne 8), en additionnant la valeur de la colonne 7 à la valeur de la colonne 8 pour le tronçon précédent.
d. Intensité de la pluie (colonne 11), en considérant la plus grande valeur du temps de concentration des colonnes 9 et 10.
e. Débit (colonne 12), en multipliant les colonnes 8 et 11 et en divisant par 360 pour obtenir des débits en m3/s.
f. La pente de la conduite (colonne 21).
g. Diamètre de la conduite (colonne 13), établi avec l'équation de Manning et en considérant les débits de ruissellement calculés. Le diamètre choisi sera le diamètre commercial un peu plus grand que le diamètre théorique calculé.
h. Capacité de la conduite coulant pleine (colonne 14), en utilisant l'équation de Manning et le diamètre commercial sélectionné à la colonne 13.
i. Les vitesses, coulant pleine (colonne 15) et avec le débit de design (colonne 16). Les vitesses avec le débit de design (conduite ne coulant pas pleine) peuvent être évaluées avec le graphique de la figure 7.6.
j. Temps en réseau (colonne 17), calculé en divisant la longueur du tronçon (colonne 3) par la vitesse de design (colonne 16).
k. Chute (colonne 20), pour compenser les pertes de charge pouvant être anticipées dans le regard (normalement 30 mm pour des conduites en ligne droite ou 60 mm pour un écoulement à 90°) ou pour tenir compte des changements de diamètre (en maintenant à niveau égal les couronnes des conduites).
l. Radiers, en amont du tronçon (colonne 18) et en aval du tronçon (colonne 19).

Étape 5 Répéter les étapes 3 et 4 pour tous les tronçons jusqu'à l'exutoire.

Étape 6 Une fois la conception terminée, vérifier au besoin la ligne piézométrique (tableau 7.14).

Entrée des données pour le tableau 7.14 (calcul de ligne piézométrique).

Étape 1 Compléter les informations générales du projet en tête du tableau. Donner soit le niveau d'eau et la vitesse de départ à la sortie du tronçon étudié, soit les élévations de la ligne d'énergie et de la ligne piézoélectrique pour débuter les calculs. Dans tous les cas, le coefficient n de Manning doit être entré dans la case appropriée. Si la conduite n'est pas submergée à la sortie, le niveau du gradient hydraulique **juste en amont** de l'exutoire est calculé de la façon suivante :

- Si le niveau aval à la sortie est plus élevé que le radier de la conduite à l'exutoire, on utilise le niveau d'eau aval comme départ pour le calcul de la ligne piézométrique, auquel on ajoute la hauteur de charge due à la vitesse pour les conditions de la conduite amont ($V^2/2g$).
- Si le niveau aval à la sortie est en dessous du radier de la conduite à l'exutoire, on utilise (yc + D)/2 plus le niveau du radier comme départ pour le calcul de la ligne piézométrique.

Étape 2 Il est important de souligner que **la première ligne du tableau doit nécessairement être celle décrivant l'exutoire** ; de façon à bien l'identifier, le terme « sortie » est inscrit dans la colonne 1. Il n'y a habituellement pas de regard à la sortie, et ce point représente généralement l'extrémité de la conduite finale. Fournir pour l'exutoire (première ligne), l'élévation de la couronne de la conduite (colonne 18) et celle de la surface du sol (colonne 19). Si cette dernière valeur n'est pas disponible, entrer une **valeur fictive plausible** pour obtenir un graphique présentable (i. e., talus au niveau de pavage).

Étape 3 Identifier le numéro de regard pour la première jonction immédiatement en amont de l'exutoire (colonne 1 de la deuxième ligne), avec le diamètre de la conduite **en aval de ce regard** (colonne 2), le débit Q (colonne 3), la pente S (colonne 4) et la longueur de la conduite L (colonne 5). Il est important de spécifier un **débit non nul** afin d'éviter les divisions par zéro dans le chiffrier.

Étape 4 À titre indicatif, plusieurs colonnes indiquent les caractéristiques de l'écoulement à savoir : la vitesse (colonne 6), la hauteur d'eau dans la conduite (colonne 7), l'aire (colonne 8), la hauteur critique (colonne 9) ainsi que le type d'écoulement (colonne 20). Il est important de noter que lorsque l'écoulement est **en charge**, la colonne 7 indique « plein » et la colonne 9 « na » (non applicable)

puisque l'écoulement n'est pas en surface libre. Lorsque la conduite est pleine, la pente S_f pour les pertes de charge en conduite (colonne 11) est calculée avec l'équation de Manning. Si la conduite n'est pas pleine, cette pente correspond à la pente de la conduite (colonne 4).

- Pour un écoulement **fluvial**, l'élévation de la ligne du gradient d'énergie à la partie amont de la conduite LGEs (colonne 13) est égale à l'élévation de la ligne d'énergie à l'entrée de la structure aval (colonne 17 de la ligne précédente) à laquelle on ajoute les pertes de charge en conduite (colonne 12).
- Pour un écoulement **torrentiel**, l'élévation de la ligne du gradient d'énergie à la partie amont de la conduite LGEs (colonne 13) est égale au radier de la conduite auquel on ajoute l'élévation du niveau d'eau dans la conduite (colonne 7) et la hauteur de charge due à la vitesse (colonne 10).

Étape 5 Le coefficient K (colonne 14) permettant d'évaluer les **pertes de charge** locales dues au regard devra être directement fourni par l'utilisateur, à partir de coefficients préétablis. Les pertes de charge locales sont alors calculées par le chiffrier (colonne 15).

- Pour un écoulement **fluvial**, l'élévation de la ligne d'énergie à l'**entrée** de la structure LGEe (colonne 16) est obtenue en additionnant l'élévation de la ligne d'énergie à la sortie de la structure LGEs (colonne 13) à la perte de charge locale dans le regard (colonne 15). L'élévation de la ligne piézométrique LGHe (colonne 17) s'obtient en soustrayant la hauteur de charge due à la vitesse (colonne 10) à la hauteur de la ligne d'énergie à l'entrée du regard LGEe (colonne 16).
- Pour un écoulement **torrentiel**, l'élévation de la ligne d'énergie à l'**entrée** de la structure LGEe (colonne 16) est égale au radier de la conduite auquel on ajoute l'élévation du niveau d'eau dans la conduite (colonne 7) et la hauteur de charge due à la vitesse (colonne 10). L'élévation de la ligne piézométrique LGHe (colonne 17) étant dans ce cas égale au radier auquel on ajoute la hauteur d'eau dans la conduite (surface libre). Noter que dans ce cas le coefficient K n'est pas utilisé lors des calculs.

Étape 6 **Vérifier** la distance entre l'élévation de la ligne piézométrique et la surface du terrain (colonne 21). Si la distance n'est pas assez grande, il faut alors modifier en conséquence les caractéristiques des conduites (pente ou diamètre).

Étape 7 Recommencer les étapes 2 à 6 pour le tronçon suivant vers l'amont.

Tableau 7.13

Exemple de tableau pour le dimensionnement d'un réseau de drainage (adapté de FHWA, 2001).

Tronçon		Longueur	Aire		Coefficient	A x C		Temps de concentration		Intensité de pluie	Débit	Diam.	Capacité plein	Vitesse		Temps en réseau	Radier		Chute	Pente
De	À	(m)	Add. (Ha)	Cum. (Ha)	C	Add. (Ha)	Cum. (Ha)	Entrée (Mm)	Global (Min)	(Mm/h)	(M^3/s)	(Mm)	(M^3/s)	Pleine (M/s)	Design (M/s)	(Min)	Amont (M)	Aval (M)	(m)	(M/m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)	(21)

Tableau 7.14

Exemple de tableau pour le calcul de la ligne piézométrique.

Titre du projet: Exemple
No. de projet:
Design par: **Date:** 15/03/2005
Vérifié par: **Date:**

Secteur:
Rue:
Niveau d'eau initial (m): 100
Vitesse initiale (m/s): 0
n de Manning: 0.013

LGE$_s$ initiale (m):
LGH initiale (m):

Effacer | Graphique

No. de regard	D (mm)	Q (m^3/s)	S (m/m)	L (m)	V (m/s)	y (m)	A (m^2)	y_c (m)	$V^2/2g$ (m)	S_f (m/m)	h_f (m)	LGE$_s$ (m)	K	K(V^2/2g) (m)	LGE$_e$ (m)	LGH$_e$ (m)	Él. cour. (amont) (m)	Él. Surface (m)	Type d'écoulement	Él. Surface - LGH (m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)	(21)
Sortie					0				0.000			100.000			100.123	100.000	98	96		
1	900	0.99	0.003	160	1.556	plein	0.6362	na	0.123	0.003	0.479	100.602	0.15	0.019	100.620	100.497	99	105	fluvial	4.503
2	750	0.7	0.002	120	1.584	plein	0.4418	na	0.128	0.004	0.474	101.095	0.15	0.019	101.114	100.986	99.39	105	fluvial	4.014
3	600	0.6	0.003	120	2.122	plein	0.2827	na	0.230	0.010	1.146	102.260	0.15	0.034	102.294	102.065	102.5	105	fluvial	2.935
4	525	0.1	0.003	120	1.026	0.242	0.0975	0.210	0.054	0.003	0.360	102.654	0.15	0.008	102.662	102.609	102.89	105	fluvial	2.391
5	525	0.2	0.003	120	1.201	0.377	0.1665	0.298	0.073	0.003	0.360	103.022	0.15	0.011	103.033	102.960	103.28	106	fluvial	3.040

RÉFÉRENCES

Ackers, J.C., Butler, D., John, S. et May, R.W.P. (1996). *Self-cleansing sewer design: the CIRIA Procedure*. Compte-rendus, 7e conference internationale sur le drainage urbain, Hannover, Allemagne.

American Iron and steel institute (AISI), 1995). *Handbook of steel drainage and highway construction products*, Washington, DC.

American Public Works Association (1981). *Urban stormwater management*, APWA Special Report no. 49, Chicago.

American Society of Civil Engineers (ASCE) et Water Environment Federation (WEF) (1992). *Design and construction of stormwater management*. Manuel de pratique, New York.

American Society of Civil Engineers (ASCE) (1969). *Design and construction of sanitary and storm sewers*, ASCE manual of practice no. 37, WPCF MOP. no. 9, New York, NY.

ARTC (Association de Routes et Transport du Canada) (1982). *Drainage manual*, (2 volumes), Ottawa.

Bedient, P. B. et Huber, W. C. (1988). *Hydrology and floodplain analysis*, Addison-Wesley publishers, Reading, MA.

Béron, P. *et al*.(1989). *SIRDU, SImulation d'un Réseau de Drainage Urbain, manuel de l'utilisateur*, Montréal.

Brater, E. F. et King, H. W. (1976). *Handbook of hydraulics*, McGraw-Hill, New York.

Brière, F. (2000). *Distribution et collecte des eaux*. Presses internationales Polytechnique, Montréal.

Butler, D. et Davies, J. W. (2000). *Urban drainage*. E & FN SPON, Groupe Taylor & Francis, Londres.

Caric, D. M. (1977). *Flow in circular conduits*, Water power and dam construction.

Chow, V. T. (1959). *Open-channel hydraulics*, McGraw-Hill, Toronto, Ont.

Chow, V. T., Maidment, D. R. et Mays, L. W. (1988). *Applied hydrology*, McGraw-Hill, New York.

CSPI (Corrugated Steel Pipe Institute) (2002). *Handbook of steel drainage and highway construction products*. Édition canadienne, Washington, DC..

Cunge, J. A. (1969). *On the subject of a flood propagation method (Muskingum method)*, J. Hyd. Research, IAHR, vol. 7, no. 2, pp. 205-230.

Daugherty, R. L. et Franzini, J. B. (1977). *Fluid mechanics with engineering applications*, McGraw-Hill, New York.

Federal Highway Administration (FHWA) (1983). *Hydraulic design of energy dissipators for culverts and channels*. Hydraulic Engineering Circular (HEC) 14, U. S. Department of Transportation, Washington, D. C.

Federal Highway Administration (FHWA) (2005). *Hydraulic design of highway culverts*, hydraulic design series no. 5, rapport no. FHWA-NHI-01-020, U. S. Department of Transportation et National Highway Institute, Washington, D. C.

Federal Highway Administration (FHWA) (1984). *Drainage of highway pavements*, U. S. Department of Transportation, Washington, D. C.

Federal Highway Administration (FHWA) (2001). *Urban drainage design manual*, Hydraulic Engineering Circular (HEC) No. 22, U. S. Department of Transportation, Washington, D. C.

French, R. H. (1985). *Open-channel hydraulics*, McGraw-Hill, New York.

Gagnon, G. (1973). *Manuel des ponceaux*, Ministère des Transports du Québec, Service de l'hydraulique, Québec.

Henderson, F. M. (1966). *Open-channel flow*, MacMillan, New York.

Huber, W. C. et Dickinson, R.E. (1988). *Stormwater management model user's manual*, version 4. EPA/600/3-88/001a (NTIS PB88-236641/AS), Environmental Protection Agency, Athens, GA.

Lencastre, A. (1976). *Manuel d'hydraulique générale*, Eyrolles, Paris.

Linsley, R. K. et Franzini, J. B. (1981). *Water resources engineering*, McGraw-Hill, New York.

Linsley, R. K., Kohler, M.A. et Paulhus, L. L. H. (1982). *Hydrology for engineers*, McGraw-Hill, New York.

Maidment, D. R. (éd.) (1993). *Handbook of hydrology*, McGraw-Hill, New York.

Marsalek, J. (1982). Road and bridge deck drainage systems, National Water Research Institute, Burlington, Ontario.

Marsalek, J. (1985). *Head losses at selected sewer manholes*, APWA Special report no. 52, American Public Works Association, Chicago, IL.

Marsalek, J.(1988). *Consideration of manhole head losses in pressurized sewer flow routing*, Symposium int. sur l'hydrologie urbaine et le génie municipal, Markham, Ontario.

MTO (Ministère des Transports de l'Ontario (1997). *Drainage management manual*, Drainage and Hydrology Section, MTO, Toronto, On.

Ministère des Transports du Québec (MTQ) (1995). *Manuel de conception des ponceaux*, Service de l'hydraulique, Québec.

Ministère des Transports du Québec (MTQ) (1983). *Guide de préparation des projets routiers*, Québec.

Ministère des Transports du Québec (MTQ) (2003). *Guide de préparation des projets routiers, Annexe hydraulique*, Québec.

McCuen, R. H. (1989). *Hydrologic analysis and design*, Prentice-Hall, New Jersey.

Metcalf et Eddy (1972/1981). *Wastewater engineering : collection, treatment and disposal*, McGraw-Hill, New York.

Portland Ciment Association (1964). *Handbook of concrete culvert pipe hydraulics*, Stokie, Illinois.

Rajaratnam, N. (1967). *Hydraulic jumps, Advances in Hydroscience*, vol. 4, Academic Press, New York, pp. 197-280.

Rivard, G. et Blanchet, H. (1992). *Dimensionnement et localisation des puisards de rue : aspects pratiques*, 7e colloque sur le drainage urbain, École Polytechnique, Montréal.

Rivard, G. et Lamarre, P. (1997). *Critères de contrôle pour le ruissellement urbain : problématique, pièges et paradoxes*, 11e colloque sur le drainage urbain, École Polytechnique, Montréal.

Rivard, G. (2005). *Gestion des eaux pluviales en milieu urbain – Concepts et applications*. 2e édition, Alias Communication Design, Laval.

Robert, J.-L. et Tossou, E. E. (2006). *Évaluation expérimentale de la capacité hydraulique des grilles d'égouts pluviaux*. Département de génie civil, Université Laval, rapport GCT-2006-16, Québec.

Smith, C. D. et Oak, A. G. (1995). *Culvert inlet efficiency*, revue canadienne de génie civil, pp. 611-616.

Smith, C. D. (1995). *Hydraulic structures*. Université de Saskatchewan, Saskatoon.

Straub, W. O. (1978). *A quick and easy way to calculate critical and conjugate depths in circular open channel*s, Civil Engineering, pp. 70-71.

Streeter, V. L. et Wylie, E. B. (1979). *Fluid mechanics*, McGraw-Hill, New York.

Terstriep, M. L. et Stall, J. B. (1974). *The Illinois urban drainage area simulator*, ILLUDAS, Bulletin 58, Illinois State Water Survey, Urbana, IL.

Thiruvengadam, A. (1961). *Hydraulic jumps in circular channels*, Water power.

UDFCD (Urban Drainage and Flood Control District) (2001). *Urban storm drainage – Criteria manual / Volumes 1 à 3*. Denver, Colorado.

Urbonas, B. et Stahre, P. (1990). *Stormwater detention for drainage, water quality and CSO management*. Prentice Hall, New Jersey.

Viessman, W., Jr., Lewis, G. L. et Knapp, J. W. (1977). *Introduction to hydrology*, Harper and Row, New York.

Walesh, S. G. (1989). *Urban Surface Water Management*, Wiley, New York.

Wisner *et al.* (1984). *Mesure en laboratoire de la capacité hydraulique – Grille ronde*. Rapport à la Ville de Laval, Laval.

Yen, B. C. (1986). *Hydraulics of sewers*, dans Advances in Hydroscience, vol. 14, B. C. Yen, éditeur, Academic Press, New York.

Zipparo, V. J. (éd.) et Hasen, H. (co-éd.) (1991). *Davis' Handbook of applied hydraulics*, McGraw-Hill, New York.

QUALITÉ DES EAUX PLUVIALES : ÉVALUATION, CONTRÔLE ET SUIVI

CHAPITRE 8

8.1 INTRODUCTION

Historiquement, la pollution engendrée par le ruissellement de surface était considérée comme relativement peu importante – une nuisance plutôt qu'un réel problème. Un programme majeur de mesures complété au début des années 1980 par l'EPA (*Environmental Protection Agency* des États-Unis) a cependant clairement démontré que le ruissellement urbain pouvait être une source significative de pollution. Ce programme de mesures à grande échelle, appelé NURP (*Nationwide Urban Runoff Program*), a permis de mettre en évidence que les eaux de ruissellement sont habituellement chargées de matières en suspension et en nutriments, ont une demande biochimique en oxygène (DBO) élevée et peuvent contribuer de façon importante aux concentrations de métaux lourds, de sels, d'huile, de graisse et d'autres contaminants. Le tableau 8.1 fournit une liste des principaux contaminants transportés par le ruissellement qu'on peut retrouver en milieu urbain, ainsi que les différents critères d'évaluation de la qualité de l'eau du MDDEP. On peut donc constater en consultant cette liste que les eaux de ruissellement peuvent avoir un impact non négligeable sur l'approvisionnement en eau, les habitats aquatiques et fauniques, les usages récréatifs des plans d'eau et les aspects esthétiques.

Les problèmes touchant la qualité sont généralement plus complexes que ceux impliquant uniquement un contrôle de la quantité, tant au niveau de la définition du problème qu'au niveau technique. Tout d'abord, par opposition aux aspects quantitatifs qui sont relativement faciles à identifier et à décrire, les problèmes nécessitant un contrôle de la qualité sont la plupart du temps diffus parce que leur définition implique des considérations parfois subjectives. Ces considérations peuvent être extrêmement variables d'une localité à une autre et incluent la plupart du temps des aspects touchant la qualité de vie et les attentes implicites ou clairement exprimées des citoyens. C'est pourquoi il devient opportun d'adopter une définition avec différents niveaux pour préciser ce qui constitue un problème de qualité des eaux de ruissellement (EPA (NURP), 1983) :

- Effets négatifs entraînant une réduction ou une perte complète d'un usage des cours d'eau récepteurs;
- violation de critères relatifs à la qualité de l'eau;
- perception des citoyens.

Dans le premier cas, on doit tout d'abord spécifier l'utilisation qui doit être protégée, ce qui permettra d'ajuster les critères de contrôle en conséquence. Les usages peuvent être par exemple la présence d'une prise d'eau potable, la baignade ou des sports nautiques sans contact prolongé comme la planche à voile et la navigation de plaisance. Le deuxième niveau de définition réfère à une violation de certains critères émis par exemple par le MDDEP (voir tableau 8.1) en ce qui touche par exemple les niveaux recommandables pour un certain type de milieu récepteur (rivière, lac ou océan). Cette définition peut parfois venir en contradiction avec la première puisque les critères imposés peuvent être trop ou pas assez conservateurs selon les usages qui sont à protéger ou à récupérer. Le dernier niveau fait finalement intervenir la perception des citoyens qui pourra être exprimée par des plaintes formulées aux représentants municipaux. Il va sans dire que cette perception concernant par exemple la couleur de l'eau ou les odeurs peut être extrêmement variable.

Tableau 8.1

Polluants associés au ruissellement urbain (EPA, 1993 : MDDEP, 2008).

Classes	Paramètres	Critères du MDDEP (mg/L) (1)			Sources possibles	Effets
		CPC(EO)	CVAC	CARE		
Sédiments	Organiques ou non	–	–	–	Sites de construction Ruissellement rural/urbain Débordements de réseaux d'égout Installations septiques Érosion des berges	Habitats altérés Perte d'usage de l'eau (récréatif et esthétique) Transport de contaminants Navigation / hydrologie
	Matières en suspension	–	5,0	–		
	Turbidité		2,0	5,0		
	Matières dissoutes	–	–	–		
Nutriments	Nitrites	1,0	0,02		Ruissellement rural/urbain Sites d'enfouissement Dépôt atmosphérique Érosion Installations septiques	Eutrophisation Prolifération d'algues et plantes aquatiques Cyanobactéries Toxicité Perte d'usage de l'eau (récréatif et esthétique)
	Nitrates	10,0	40,0			
	Azote ammoniacal	0,5	Variable	–		
	Phosphates	–	–	–		
	Phosphore total Ruisseaux et rivières Cours d'eau en amont des lacs	–	 0,03 0,02	 0,03 0,02		
Micro-organismes (UFC/100ml)	Coliformes totaux	–	–	–	Ruissellement rural/urbain Installations septiques Branchements croisés Débordements de réseaux d'égout Rejets de bateaux Animaux domestiques et sauvages	Maladies d'origine hydriques : gastroentérites, otites, etc. Perte d'usage de l'eau (récréatif)
	Coliformes fécaux	14 – 1000	–	200 – 1000		
	E. coli	–	–	–		
	Entérocoques	–	–	–		
	Virus	–	–	–		
	Parasites (Giardia, Cryptosporidium, etc.)	–	–	–		
Organiques	DBO5	–	3,0	-	Ruissellement rural/urbain Débordements de réseaux d'égout Sites d'enfouissement Installations septiques	Diminution d'oxygène dissous Odeurs Mortalité de poissons
	DCO	–	–	–		
	COT	–	–	–		
	Oxygène dissous	–	4,0 – 8,0	–		
Polluants toxiques	Contaminants organiques et inorganiques (métaux)	–	–	–	Ruissellement rural/urbain Pesticides / herbicides Réservoirs souterrains Dépôts de matériaux dangereux Sites d'enfouissement Rejets industriels	Bioaccumulation dans la chaîne alimentaire et toxicité potentielle pour les humains et autres organismes
Sels	Chlorures	250,0	230,0		Ruissellement urbain Fonte des neiges	Corrosion des véhicules Nuisibles à des plantes Contamination de l'eau potable
Hydrocarbures	Huiles et graisses minérales	–	–	–	Rejets d'huile	Perte d'usage de l'eau (récréatif et esthétique)

(1) Critères de qualité de l'eau du MDDEP :
CPC(EO) : critère de prévention de la contamination de l'eau et des organismes aquatiques;
CVAC : critère de protection de la vie aquatique chronique;
CARE : critère d'activités récréatives et d'esthétique.

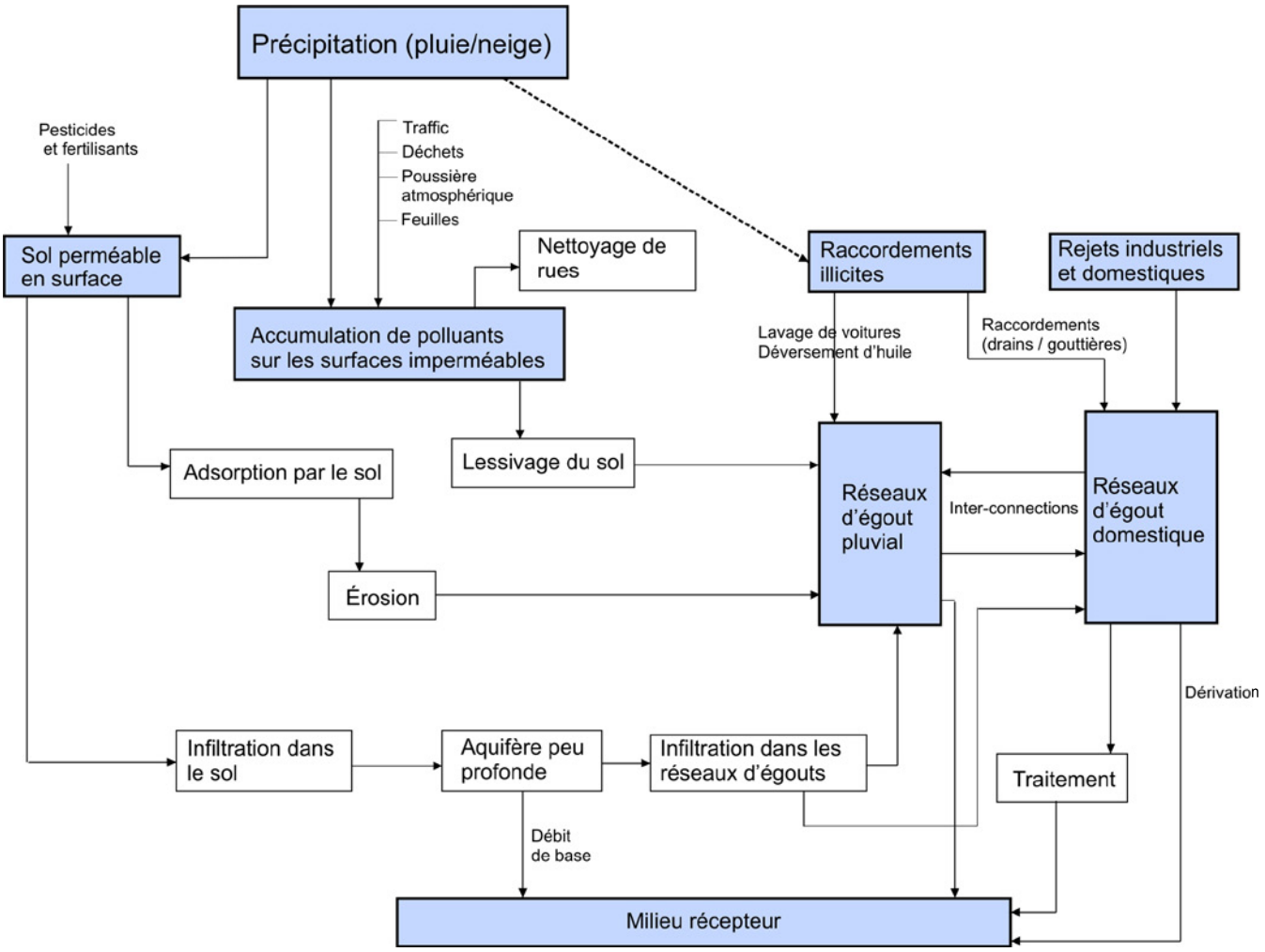


Figure 8.1 Diagramme schématique des sources de pollution pour une zone urbaine (adapté de Novotny et Olem, 1994)

Typiquement, les trois niveaux de définition seront présents dans un cas particulier et il conviendra de peser chaque élément pour prendre une décision éclairée quant à la nature et à la sévérité du problème.

Quant au niveau technique, il faut souligner que le contrôle de la qualité des eaux de ruissellement est relativement complexe puisqu'elle doit prendre en compte l'hydrologie, l'hydraulique, la chimie de l'eau et l'écologie aquatique. La tendance au niveau mondial est toutefois résolument d'orienter la gestion des eaux pluviales pour qu'elle inclue, en plus du contrôle de la quantité, les aspects touchant la qualité. La qualité des eaux peut certainement être améliorée sensiblement si le concepteur est informé de certains principes de base qu'il pourra inclure dans son processus de conception; dans plusieurs cas, la prise en compte de ces éléments n'impliquera que de simples modifications aux éléments qui sont mis en place pour le contrôle quantitatif.

8.2 PROCESSUS DE GÉNÉRATION DE LA POLLUTION

Comme le montre la figure 8.1, la pollution associée au ruissellement urbain est causée par plusieurs phénomènes et processus, qui dépendent des apports externes et des activités résultant de l'occupation du territoire. Concrètement, cette pollution est la résultante de deux processus : une accumulation des polluants durant les périodes de temps sec et un lessivage de ces polluants lors des épisodes pluvieux. Les sources de polluants peuvent être regroupées en 6 principales catégories (Chocat *et al.*, 1997) :

- Circulation automobile;
- Industries;
- Animaux;
- Déchets solides;
- Chantiers et érosion des sols;
- Végétation.

Après l'accumulation et le dépôt des polluants en période sèche, l'érosion et la mobilisation des polluants entrent en jeu lors de pluies suffisamment importantes pour générer du ruissellement (la quantité de pluie nécessaire pour générer du ruissellement sur les surfaces imperméables étant plus faible (1 à 1,5 mm) que pour les surfaces perméables). Les deux paramètres pluviométriques importants pour caractériser l'ampleur et l'intensité du lessivage sont la hauteur totale de pluie durant l'événement et l'intensité maximale sur une durée courte. La génération de pollution par le ruissellement urbain est souvent décrite et modélisée en utilisant les concepts d'accumulation et de lessivage.

8.2.1 Dépôt, accumulation et lessivage

Il est tout d'abord important de distinguer entre le dépôt, l'accumulation et le lessivage des polluants (Minton, 2005). Le dépôt est le processus par lequel les polluants atteignent le sol; l'accumulation comprend les polluants qui demeurent où ils se sont déposés; finalement le lessivage se produit lors d'un événement pluvieux. L'accumulation est moindre que le dépôt sur les surfaces imperméables parce que la turbulence des véhicules et le vent entraînent les particules déposées vers les surfaces gazonnées où elles sont subséquemment retenues.

On peut par ailleurs distinguer deux composantes pour l'accumulation : une composante dynamique par laquelle l'accumulation et les taux d'enlèvement sont dans un état d'équilibre dynamique et une composante «permanente» de stockage, qui est fonction du type de surface et des conditions locales. L'accumulation totale est la somme du stockage permanent et de la quantité de particules accumulée depuis la dernière pluie ou le dernier nettoyage mécanique.

Le lessivage est le processus par lequel les particules accumulées sont lessivées par le ruissellement et entraînées par les débits générés. Les caractéristiques observées pour le lessivage dépendent des caractéristiques de l'événement pluvieux, des caractéristiques du bassin versant et de la nature des sédiments accumulés. Concernant l'événement pluvieux, quatre variables hydrologiques ont une influence (Wong *et al*., 2006) : l'intensité de la pluie et la quantité totale tombée, le débit ainsi que le volume de ruissellement. Pour les caractéristiques du bassin versant, elles peuvent être spécifiées selon l'occupation du sol (par exemple résidentiel, industriel/commercial et non développé) ou selon le matériau de la surface ou de fonction (comme des rues ou des toits).

Les activités de construction et le remaniement des sols en place peuvent avoir un impact important sur la quantité et la qualité des eaux lessivées. Plusieurs études ont mis en évidence le fait que les sols remaniés étaient de loin le type d'occupation du sol ayant le plus d'influence sur la quantité de particules lessivées lors d'un événement pluvieux et c'est pourquoi le contrôle des sédiments durant les activités de construction devrait être un élément inclus dans les plans de gestion de la qualité des eaux de ruissellement.

Le lessivage a souvent été représenté par des relations de forme exponentielle tendant vers une valeur maximale pour laquelle il y a un équilibre entre l'accumulation et l'enlèvement à un site en particulier. Dans une revue détaillant les différentes approches utilisées pour décrire le lessivage, Duncan (1995) conclut que c'est un processus de surface contrôlé par l'énergie de la pluie (intensités instantanées maximum) et des débits générés (capacité de transport). Lorsque la pluie commence, une certaine portion des particules est délogée de la surface et mise en suspension dans la couche fine de ruissellement par l'énergie des gouttes de pluie. Au fur et à mesure que le film d'eau augmente et commence à couler, l'énergie de cet écoulement maintient les particules en suspension et les transporte.

Les différents paramètres jouant un rôle dans le processus de lessivage sont importants à considérer puisqu'ils peuvent avoir un impact direct sur la caractérisation des polluants. Ainsi, pour une intensité de pluie plus forte et des quantités totales plus grandes, les concentrations en matières en suspension et les charges polluantes seront augmentées, ce qui est confirmé par les observations et mesures qui ont été faites.

Heaney *et al.* (1999) et Pitt *et al.* (2005) fournissent une revue des données et représentations mathématiques pour l'accumulation et le lessivage. Le tableau 8.2 résume les données d'accumulation et de taux de dépôt provenant de cette référence et qui ont été prises en Ontario.

8.2.2 Effet de premier flot (first flush)

Le concept d'effet de premier flot *(first flush)* est souvent mentionné lorsqu'on considère une stratégie de contrôle de la qualité des eaux de ruissellement. Selon ce concept, les rejets seraient beaucoup plus pollués au début de

Tableau 8.2

Accumulations de débris et de taux de dépôt en surface des rues pour des sites en Ontario (adapté de Heaney *et al.*, (1999) et de Pitt et Voorhees, (2000)).

Site	Valeur de charge initiale (g/longueur de bordure en m)	Taux de déposition journalier (g/jr/longueur de bordure en m)	Valeur de charge maximale observée (g/longueur de bordure en m)	Nombre de jours avant la valeur de charge maximale observée
conditions modérées pour surfaces de rues				
Ottawa	40	20	n/a	n/a
Toronto (résidentiel)	40	32	100	> 10
Toronto (industriel)	60	40	351	> 10
conditions rugueuses pour surfaces de rues				
Ottawa (très rugueux)	310	20	n/a	n/a
Ottawa (rugueux)	200	20	n/a	n/a

l'événement pluvieux que dans la suite de l'épisode de précipitation. Ce concept est de prime abord intéressant puisqu'il justifierait, en principe, que l'on ne traite que la partie la plus polluée des rejets. En général, au moins trois mécanismes ont été invoqués comme étant susceptibles de produire un effet de premier flot (Chocat *et al.*, 1997) :

1. L'eau précipitée est plus polluée au début de pluie, avec un effet de «lavage» de l'atmosphère de la ville. Ceci n'est pas suffisant pour expliquer le phénomène puisque cet apport quant à la pollution ne dépasse pas 15 à 25 % de la pollution totale.
2. Le lavage des surfaces urbaines. Le premier flot de ruissellement collecte les polluants qui se sont accumulés durant la période de temps sec. On observe toutefois que la concentration en polluant est corrélée au débit ou à l'intensité de pluie mais qu'elle n'a aucune raison de diminuer sensiblement avec le temps (sauf évidemment lorsque tous les polluants auront été entraînés).
3. La remise en suspension des matériaux du réseau. Ce dernier phénomène est probablement responsable de la pointe importante de concentration (et non de débit massique) observé au tout début des événements, lorsque le débit d'eau est encore très voisin du débit de temps sec.

Comme le mentionnait la section 8.2.1, la répartition des masses rejetées en fonction du temps est représentée par un pollutogramme, qui donne soit les variations de la concentration en fonction du temps, soit les variations du débit massique en fonction du temps. Le problème vient du fait que ces deux quantités ne sont pas identiques (Chocat *et al.*, 1997). En effet, le débit massique est égal au produit de la concentration par le débit. Or, une concentration très élevée au début de l'événement, lorsque le débit est très faible, ne garantit pas qu'une fraction importante de la masse transite au début de l'événement. La figure 8.2 illustre ce concept.

Figure 8.2 Illustration des pollutogrammes en concentration ou en débit massique (Chocat, 1997).

Tableau 8.3

Effet des caractéristiques des bassins versants sur la tendance à observer un effet de premier flot (adapté de Minton, 2005).

Caractéristiques	Effet sur la tendance à observer un effet de premier flot
Superficie du bassin	Plus les dimensions du bassin versant sont importantes, moins le phénomène de premier flot est probable
Forme du bassin	Pour une même superficie, un bassin très large sera plus propice à un phénomène de premier flot qu'un bassin très allongé
Intensité de la pluie	Plus l'intensité de pluie est faible, moins le phénomène de premier flot est probable
Quantité de pluie	Plus l'événement pluvieux est de faible ampleur, moins le phénomène de premier flot est probable (à moins qu'il n'y ait de fortes intensités)
Période interévénements	Plus la période de temps entre 2 événements est courte, moins le phénomène de premier flot est probable
Surface imperméable	Pour de plus faibles pourcentages imperméables, le phénomène de premier flot est moins probable
Système de drainage	Les sédiments accumulés dans le réseau de drainage sont lessivés et remis en suspension durant un événement intense

En pratique, plusieurs études ont toutefois démontré que, dépendant du type de réseau (combiné ou séparé), du type de bassin versant considéré, de ses caractéristiques et des conditions pluviométriques des secteurs, il pouvait y avoir ou non un phénomène de premier flot qui était observé. Le tableau 8.3 fournit une liste d'indicateurs concernant ce phénomène en fonction de différents paramètres; de façon générale, on aura tendance à observer davantage le phénomène de premier flot à petite échelle, en fonction des intensités de pluie et des débits plus importants.

Plusieurs méthodes ont été suggérées pour caractériser et mettre en évidence un effet de premier flot et on peut constater que les difficultés sont associées à la définition même de ce qui constitue le premier flot. De plus, les définitions peuvent varier selon que l'on a un réseau pluvial ou unitaire. Par conséquent, plutôt que de conclure sur l'existence du phénomène de premier flot pour tous les cas, il apparaît plus approprié en pratique de s'appuyer sur les conclusions suivantes (Chocat *et al.*, 1997) :

- Effectivement, il existe souvent un pic important de concentration de polluants au début des événements pluvieux;
- Les courbes représentant le pourcentage de masse rejeté en fonction du pourcentage du volume écoulé sont majoritairement situées au-dessus de la diagonale;
- Il est toutefois exceptionnel que ce phénomène soit assez marqué pour qu'on puisse l'invoquer pour ne traiter que les eaux au début de l'orage.

Concrètement, comme on le verra à la section 8.3, le critère de contrôle pour la qualité sera plutôt orienté vers le traitement de la plupart des événements pluvieux de plus petite envergure (90 % des événements qui seront traités).

8.3 CARACTÉRISATION DES POLLUANTS

8.3.1 Généralités

Les eaux pluviales entraînent avec elles plusieurs polluants dont les caractéristiques et les concentrations sont dépendantes en grande partie de l'occupation du sol et de la localisation du site considéré par rapport aux sources de pollution atmosphériques comme des industries majeures ou d'autres développements importants. Les eaux de ruissellement peuvent contenir une gamme étendue de polluants, souvent à des concentrations élevées qui peuvent dans certains cas dépasser les limites de critères pour la qualité de l'eau qui sont résumés au tableau 8.1 déjà présenté.

La pollution due au ruissellement urbain peut avoir plusieurs sources. Elle résulte de la pluie et des eaux provenant de la fonte des neiges qui deviennent contaminées alors qu'elles transitent dans l'atmosphère, ruissellent sur les surfaces et se retrouvent dans un

cours d'eau récepteur. Le ruissellement urbain peut entrer dans le cours d'eau récepteur par une source clairement identifiable, comme un émissaire d'égout pluvial ou unitaire; les eaux peuvent également couler directement dans le cours d'eau récepteur sans passer par un point d'entrée facilement identifiable.

On peut donc distinguer des sources de pollution distribuées sur le territoire (ou diffuses) et des sources de pollution locales, qui peuvent être clairement attribuées à des sites en particulier. Dans le premier cas, l'origine de la pollution peut provenir par exemple des accumulations de polluants sur les routes, incluant les sels de déglaçage, les fertilisants utilisés pour les pelouses ou l'érosion des sols. Dans le deuxième cas, on pourra retrouver par exemple des sites industriels (avec accumulation de matériaux), des stations-services et des stationnements de centres commerciaux qui pourront typiquement représenter des sources locales de pollution qui peuvent être significatives. Le tableau 8.2 présente les origines typiques pour les différentes catégories de polluants. Il faut souligner que, sous certaines conditions, les ouvrages de contrôle pour les eaux pluviales peuvent dans certains cas devenir des concentrateurs de polluants qui seront par la suite relâchés vers les milieux récepteurs. Des éléments spécifiques de conception peuvent toutefois être considérés pour minimiser cette problématique.

Par ailleurs, il y a lieu de distinguer les différentes occupations du sol qui peuvent évidemment générer divers types de polluants à des niveaux variables. Par exemple, on peut distinguer les **routes** (qui peuvent également être subdivisées en routes urbaines, autoroutes, routes en milieu rural), les **secteurs urbains** (qui peuvent être subdivisées en secteurs résidentiel, industriel ou commercial) et les **secteurs non développés** (agriculture ou forêt). Les secteurs qui sont en développement et qui sont souvent caractérisés par un sol remanié qui n'est pas stabilisé peuvent également être vus comme une catégorie distincte pouvant notamment influencer de façon importante la quantité de matières en suspension pouvant être générées par un secteur.

Certains sites ou secteurs peuvent également être considérés comme des sites à risque (hot spots), qui devraient faire l'objet d'un contrôle de qualité de base. Typiquement, ces zones plus à risque sont des secteurs commerciaux, industriels, institutionnels, municipaux ou associés au transport automobile et qui produisent des taux plus élevés de polluants ou qui présentent un risque potentiel plus grand pour des déversements, des fuites ou des débits illicites vers les réseaux de drainage. Les eaux de ruissellement provenant de ces zones peuvent contenir des polluants qui ne pourraient pas être efficacement enlevés par des traitements plus en aval et elles peuvent polluer de façon majeure les milieux récepteurs ou contaminer la nappe phréatique. Le tableau 8.5 fournit une liste de ces secteurs qui devraient minimalement faire l'objet d'un contrôle de qualité de base. En plus des types d'usages qui sont décrits au tableau 8.5, un site pourra également faire l'objet d'un contrôle de base en fonction de sa superficie; une dimension de 1 000 ou 1 500 m^2 peut être retenue comme valeur à partir de laquelle on pourra effectuer un contrôle (quantitatif ou qualitatif).

Deux paramètres doivent être considérés en évaluant la pollution associée au ruissellement : les **charges** de polluants ainsi que les **concentrations**. La charge polluante est la masse de polluant transitée en un point pendant une durée donnée ou pour un événement particulier. Les charges polluantes sont normalement exprimées en kilogrammes par année et les caractéristiques des milieux récepteurs doivent être évaluées pour établir leur capacité à assimiler et diluer les charges polluantes qui seront imposées. La concentration, généralement exprimée en milligrammes par litre (mg/L) ou également en parties par million (ppm), désigne la quantité de polluant contenue par unité de volume d'eau. Un pollutogramme représente la courbe d'évolution de la pollution transportée en fonction du temps, exprimée en débit massique ou en concentration. La forme du pollutogramme peut être très différente selon que l'on s'intéresse au débit massique ou à la concentration (une concentration élevée pouvant être par exemple associée à des débits relativement faibles).

Les charges polluantes et les concentrations sont évidemment dépendantes des caractéristiques pluviométriques des sites (quantité et intensité des précipitations), ce qui explique la grande variation de ces paramètres qui est rapportée dans la littérature technique. Le calcul de la masse de polluant est effectué à partir des mesures conjointes de débits et de concentrations, avec l'équation suivante :

$$M_t = \sum_{i=1}^{N} Q_i \, C_i \, \Delta t_i \qquad (8\text{-}1)$$

Où M_t est la masse totale durant un événement pluvieux, Q_i est le débit durant chaque intervalle de temps Δt et C_i est la concentration durant ce même intervalle de temps Δt.

La variabilité des concentrations peut être prise en compte avec le concept de concentration moyenne par événement (CME), qui se définit par la masse totale de polluant divisée par le volume total de ruissellement pour un événement d'une durée spécifique et s'établit à l'aide de la relation suivante (EPA (NURP), 1983) :

$$\text{CME} = \frac{\text{Masse de polluant contenue dans l'événement}}{\text{Volume total de ruissellement dans l'événement}} = \frac{\int C(t)\, Q(t)\, dt}{\int Q(t)\, dt} \quad (8\text{-}2)$$

où C(t) sont les concentrations et Q(t) sont les débits à chaque pas de temps dt. En pratique, les CME sont déterminés avec une analyse en laboratoire à partir de plusieurs échantillons pris durant l'événement (échantillon moyen représentatif). Les concentrations instantanées durant un événement peuvent varier de façon appréciable par rapport à la CME mais l'utilisation de ce paramètre permet de s'assurer que la masse de polluant dans le système durant un événement est bien représentée. Les CME sont par ailleurs l'approche utilisée pour rapporter l'information dans plusieurs bases de données internationales (Geosyntec, 2007; CWP, 2007).

Compte tenu de la variabilité importante des concentrations des polluants durant un événement pluvieux, l'utilisation d'un protocole rigoureux pour l'échantillonnage est fondamentale. En ce sens, un échantillon par prélèvement unique moyen proportionnel au temps est à proscrire (Chocat *et al.*, 1997). On doit plutôt envisager le prélèvement d'un volume fixe à intervalle de temps constant ou d'un volume variable proportionnellement au volume écoulé à intervalle de temps constant ou variable. Plusieurs documents techniques présentent de façon détaillée les principes qui devraient être suivis lors de l'échantillonnage et des campagnes de mesures pour les différents polluants (Shaver *et al.*, 2007; Geosyntec *et al.*, 2002; USGS, 1999).

Deux autres paramètres sont également utilisés pour la caractérisation de certains polluants : la densité et le poids spécifique. La densité est la masse divisée par le volume (unité de kg/m^3). Le poids spécifique est la densité d'une substance divisée par la densité de l'eau à une température spécifiée. Donc, le poids spécifique de l'eau est de 1.

Tableau 8.4

Sources typiques des différents polluants pour le ruissellement urbain (adapté de Wong *et al.*, 2006).

Source	Matières en suspension	Nutriments	Micro-organismes	Demandes en oxygène dissous	Métaux	Huile	Polluants synthétiques
Érosion du sol	•	•		•	•		
Sol dénudé	•	•	•				
Fertilisants		•			•		
Déchets humains	•	•	•	•			
Déchets d'animaux	•	•	•	•			
Fluides pour véhicules	•			•	•		
Combustion d'essence		•			•	•	
Usure de véhicules	•				•	•	
Produits chimiques (industriels et domestiques)	•	•			•	•	•
Procédés industriels	•	•			•	•	•
Peinture et dissolvants					•	•	
Ouvrages pour le contrôle des eaux pluviales	•	•	•	•	•	•	

Tableau 8.5

Secteurs à risque où un contrôle de base devrait être privilégié (adapté de MDE, 2000; MPCA, 2005).

Secteurs pour service et entretien des véhicules (stations-services ou autres)	Secteurs industriels
Secteurs d'entreposage ou de recyclage de véhicules	Zones de chargement
Secteurs de nettoyage des véhicules	Zones où sont générés ou entreposés des matériaux toxiques
Secteurs pour flotte de véhicules (autobus, camions, etc.)	Stationnements à grande surface
Marinas (service et entretien)	Zone extérieure de stockage de liquides
Aires pour manipulation de produits toxiques	

Tableau 8.6

Composition des solides grossiers dans le ruissellement (adapté de Allison *et al.*, 1998).

Groupe de solides grossiers	Caractéristiques
Végétation	Principalement des feuilles d'arbres
Plastiques d'usage personnel	Provenant des piétons et usagers de routes (contenant pour breuvages et nourriture)
Plastiques d'usage commercial	Emballage commercial
Papier (usage personnel)	Journaux, revues, contenants pour nourriture, bouts de cigarettes
Papier (usage commercial)	Papier usagé, carton pour emballage
Métaux	Contenants divers
Autres	Autres matériaux divers

8.3.2 Description et caractérisation des paramètres

Plusieurs campagnes de mesures importantes ont eu lieu depuis les 20 dernières années, tant au Canada qu'aux États-Unis et à l'international, ce qui a permis de mieux caractériser les divers polluants associés au ruissellement urbain.

On peut distinguer **quatre grandes catégories de paramètres** : les paramètres physiques, les paramètres chimiques, les paramètres biologiques et les facteurs additionnels qui peuvent avoir une influence sur la qualité des eaux. Dans la première catégorie des paramètres physiques, on retrouve les matériaux grossiers (incluant les débris et déchets) ainsi que les matières en suspension (MES). Les paramètres chimiques les plus importants sont les nutriments, les paramètres de demande en oxygène, les huiles et graisses ainsi que les métaux lourds. Les paramètres biologiques comprennent les coliformes (totaux et fécaux) et les streptocoques fécaux. Finalement, d'autres paramètres comme le pH, la turbidité et la température peuvent affecter de façon significative la qualité des eaux.

On retrouvera aux sections suivantes une brève discussion présentant chaque type de polluants et de paramètres, avec une description de la gamme potentielle de concentration qu'on peut retrouver dans chaque cas. La section 8.3.3. fournit une caractérisation spécifique par occupation du sol (secteurs résidentiels, secteurs industriels, routes et autoroutes et sites de construction) avec les valeurs qui sont recommandées de façon générale dans chaque cas. Les valeurs recommandées, tant pour les concentrations des polluants qui doivent être contrôlés que pour les charges annuelles de polluants à considérer, sont finalement regroupées à la section 8.3.4.

8.3.2.1 Solides grossiers (incluant les débris et déchets)

Les solides grossiers comprennent les particules de dimensions plus grandes que 2 à 5 mm (sédiments, sables et gravier) et les débris artificiels qui peuvent être transportés par le ruissellement (plastiques, papier, contenants métalliques, feuilles et autres déchets divers). Plusieurs définitions existent dans la littérature; Allison *et al.* (1998) définissent les polluants grossiers comme le matériel qui serait retenu par un tamisage de 5 mm. Le tableau 8.6 donne la composition générale des solides grossiers qu'on retrouve dans les eaux de ruissellement urbain. Armitage (2001) *et al*lison *et al.* (1998) donnent des informations complémentaires sur la composition des solides grossiers.

En plus des impacts esthétiques négatifs, les solides grossiers peuvent nuire à la faune aquatique, constituent un risque pour la santé, contribuent aux charges polluantes de certains polluants et entraînent des coûts pour l'enlèvement et le nettoyage.

Il y a deux composantes principales pour les solides grossiers : les matériaux naturels organiques et les débris artificiels. Les matériaux naturels organiques, comprenant

Tableau 8.7

Charges approximatives de débris/déchets (> 5 mm) et solides grossiers pour la région de Melbourne (Allison *et al.*, 1998).

Type d'occupation du sol	Débris et déchets Volume (L/ha-an)	Débris et déchets Masse (kg/ha-an)	Solides grossiers Volume (L/ha-an)	Solides grossiers Masse (kg/ha-an)
Commercial	210	56	530	135
Résidentiel	50	13	280	71
Industriel léger	100	25	150	39

Note : Les valeurs de masse sont la masse humide, soit la masse lorsque les solides sont prélevés d'une trappe à débris. Les valeurs pour les solides grossiers incluent la végétation et les déchets solides.

essentiellement les feuilles et autres éléments végétaux, constituent la composante la plus importante. Allison *et al.* (1998) ont trouvé que de 65 % à 85 % de la masse sèche retrouvée dans des paniers avec un grillage de 5 mm était constituée de matériaux organiques naturels. Ces constituants naturels peuvent être une source potentielle non négligeable de nutriments comme le phosphore et l'azote total. Les plastiques forment par ailleurs la fraction la plus importante des solides artificiels, que l'évaluation soit faite avec la masse sèche (Allison *et al.*, 1998), le volume ou le dénombrement des articles. Les papiers viennent en second lieu, suivis du verre, des métaux et des autres catégories.

Le tableau 8.7 fournit par ailleurs d'autres données pour les accumulations annuelles pour un bassin versant de 50 ha. Armitage (2001) cite des relevés à New York qui donnent une charge annuelle de l'ordre de 50 kg/ha-an, avec une densité de 94 kg/m^3. Comme le souligne Allison *et al.* (1998), les charges polluantes générées lors des différents événements pluvieux dépendent notamment de la quantité de pluie tombée (et également de l'intensité de la précipitation).

8.3.2.2 Sédiments et matières en suspension

Les solides qu'on retrouve dans l'eau peuvent être classés en 3 grandes catégories (Minton, 2005) : dissous, en suspension et sédimentables. Les matières dissoutes (de diamètres inférieurs à environ 0,5 µm) sont définies comme étant les matières solides qui passeront à travers un filtre de laboratoire. Les matières en suspension ont des diamètres supérieurs à 0,5 µm et elles sont sédimentables, dépendant de leur forme et de leur gravité spécifique, pour des diamètres supérieurs à 20,5 à 50 µm. Cette section traitera plus spécifiquement des matières en suspension (MES).

Le dépôt des matières et la sédimentation peuvent avoir d'importants effets biologiques, chimiques et physiques sur le milieu récepteur (ASCE/WEF, 1992; EPA, 1993) :

1. perte ou altération d'habitats – L'érosion des berges ou du fond des cours d'eau peut produire une altération importante ou une perte d'habitat. Les matières en suspension peuvent par ailleurs se déposer, former des bandes de dépôts et ainsi nuire à la reproduction de certains organismes.
2. Réduction de la capacité d'emmagasinement et de transport des ouvrages – Les charges additionnelles de sédiments peuvent réduire la capacité des bassins de rétention, affecter le fonctionnement efficace des puisards, réduire les sections d'écoulement des fossés, augmentant ainsi les risques d'inondation.
3. Demande en oxygène – L'augmentation des niveaux de turbidité peut affecter la capacité de certains organismes aquatiques d'obtenir l'oxygène dissous dans l'eau.
4. Diminution de la pénétration de la lumière – La turbidité accrue des eaux réduisant la profondeur de pénétration de la lumière dans l'eau affecte l'activité photosynthétique et contribue à réduire les sources de nourriture.
5. Augmentation des coûts de traitement – La présence de sédiments peut augmenter les coûts de traitement des sources d'alimentation en eau potable.

Quoique des particules de dimensions plus importantes puissent être observées, la plus grande masse de matières en suspension dans le ruissellement urbain se retrouve dans la gamme de particules fines, avec un diamètre médian généralement compris entre 30 et 40 µm, et 70 % à 80 % de la masse de matières en suspension est constituée de particules dont la taille est inférieure à 100 µm (Chocat *et al.*, 1997). La caractérisation de ces matières en suspension se fait généralement avec une courbe granulométrique.

Les matières en suspension sont par ailleurs utilisées comme paramètre substitut pour analyser d'autres polluants qui sont connus pour être corrélés avec les MES. En effet, comme l'ont démontré plusieurs études (Chocat *et al.*, 1997; Pitt *et al.*, 2005; Wong *et al.*, 2006), plusieurs des polluants associés avec le ruissellement

comme les métaux toxiques et les nutriments comme le phosphore se lient avec les particules de sédiments plus fines. En contrôlant les MES avec une emphase sur les matières plus fines, on contrôle donc indirectement les autres polluants.

Signalons par ailleurs que les plus grandes quantités de sédiments sont exportées vers le milieu récepteur lors de la phase de construction de tout développement. Certaines techniques pour le contrôle des sédiments lors de la construction auraient donc intérêt à être appliquées de façon plus serrée.

Trois caractéristiques physiques des MES sont importantes pour le contrôle de la qualité et la relation qu'elles ont avec les fractions dissoutes de divers polluants (Minton, 2005). Ces caractéristiques sont la distribution de la dimension des particules (DDP) (par le volume ou la masse des particules), les vitesses de chute pour la sédimentation et la surface des particules. Les deux premières caractéristiques sont discutées plus en détail aux paragraphes qui suivent.

Distribution de la dimension des particules (DDP)

Cette caractéristique réfère au nombre de particules de différentes dimensions. La DDP est importante pour le contrôle de la qualité des eaux de ruissellement pour 2 aspects (Minton, 2005). Le premier est l'enlèvement des MES par gravité avec une sédimentation : plus la dimension des particules est grande, plus facile sera la sédimentation. Avec deux distributions différentes, celle avec un plus grand pourcentage de grandes particules sédimentera plus rapidement, nécessitant ainsi un volume moins grand. Le second aspect est le phénomène d'adsorption des polluants à la surface des particules et par lequel les polluants s'attachent plus particulièrement aux matières qui sont plus fines.

Par ailleurs, les DDP qu'on retrouve dans les eaux de ruissellement sont différentes de ce qui est déposé sur les surfaces imperméables. Les sédiments de dimensions plus grandes que 500 à 1 000 µm tendent à demeurer sur le pavage ou, s'ils sont lessivés, à être captés par les trappes dans les puisards. Le nettoyage mécanique enlevant les particules plus grandes que 250 µm, on retrouve donc généralement des particules de dimensions plus petites que 250 µm dans les eaux de ruissellement. De plus, la plupart des études ont démontré que la majorité des particules (caractérisées par la masse) étaient très petites, moins que 50 à 75 µm.

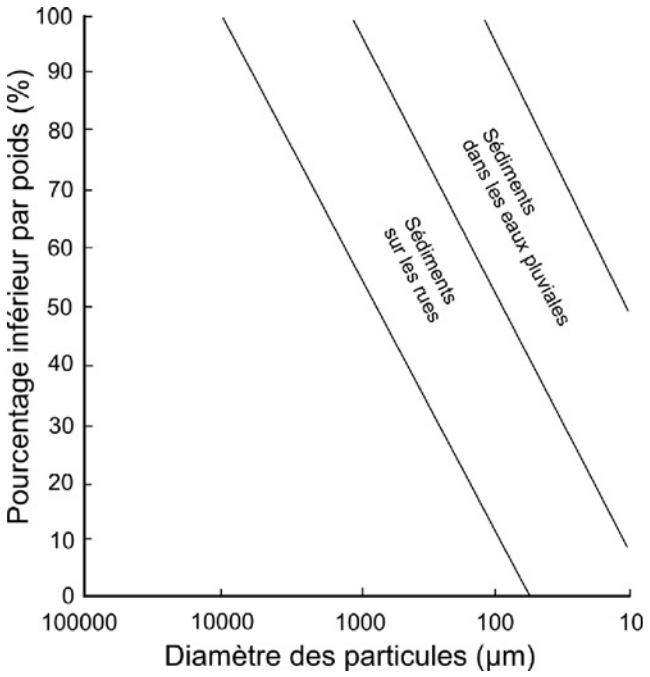


Figure 8.3 Gamme de distribution des dimensions des particules (DDP) qu'on retrouve sur les rues et dans les eaux pluviales (adapté de Minton, 2005).

La figure 8.3 présente la gamme générale des DDP fournie dans plusieurs études, en distinguant les DDP pour les sédiments sur les rues et les sédiments qu'on retrouve dans les eaux de ruissellement. Les DDP qu'on retrouve dans différentes études couvrent une gamme relativement large, ce qui peut s'expliquer par différentes causes (Minton, 2005) :

- **L'intensité du ruissellement** peut affecter la distribution de particules, les plus grosses particules pouvant être entraînées par des pluies plus intenses dans différentes régions.
- **Les sites où se font les échantillonnages**. Les échantillons pris immédiatement aux abords des routes pourront présenter des particules de dimensions plus grandes que ceux prélevés loin en aval dans le réseau puisque les particules plus grosses auront sédimenté plus en amont.
- **Les conditions du site**. Le balayage mécanique enlève les particules plus grossières laissant les particules plus fines être lessivées. Les fosses dans les puisards retiennent une part importante des particules plus grossières comme le sable et les petits graviers. Les bordures peuvent retenir une partie des sédiments, altérant ainsi les caractéristiques des eaux lessivées.

- **Le climat**. Pour la plupart des régions québécoises, l'application de sable en période hivernale peut évidemment affecter la distribution des particules. La neige fait également en sorte que les plus petites particules peuvent s'agglomérer. Des particules plus grosses peuvent être entraînées dans les régions où les précipitations sont plus intenses. On ne peut donc pas directement transférer des DDP provenant du sud des États-Unis, où de fortes pluies sont observées, aux conditions québécoises.
- **Différentes méthodes d'échantillonnage** existent en pratique et c'est probablement une des raisons principales pouvant expliquer les larges gammes de DDP qui sont rapportées dans la littérature. Les différentes approches utilisées pour l'échantillonnage ne font toujours pas l'objet de consensus dans la littérature technique (Karamalegos *et al.*, 2005; Minton, 2005; Bent *et al.*, 2001) et c'est pourquoi il est essentiel de connaître l'origine des courbes, les caractéristiques du site et les méthodes employées pour faire l'échantillonnage.

Les figures 8.4 et 8.5 sont tirées d'un document résumant des mesures prises lors d'un vaste programme de mesures en Ontario et illustrent les caractéristiques générales des courbes de DDP (SWAMP, 2005). Ces mesures ont été prises à l'entrée (influent en anglais) et à la sortie (effluent en anglais et en français) des différents ouvrages qui incluaient des bassins de rétention avec retenue permanente et un marais artificiel. Les courbes sont donc représentatives de ce qu'on pourrait retrouver en aval de réseaux de drainage (et non pas immédiatement à la source), alors que les particules plus grossières auraient pu se déposer ailleurs plus en amont. On constate que les courbes se situent à l'intérieur des bandes montrées à la figure 8.3 et qu'elles indiquent une distribution étalée couvrant une certaine gamme de valeurs. La caractérisation de ce type de courbe doit donc non seulement inclure une valeur représentative centrale (comme le D50) mais également la répartition des dimensions qui est définie par toute la courbe. Puisque différentes études (Minton, 2005; Wong, 2006; Karamalegos *et al.*, 2005; Vaze et Chiew, 2004) ont mis en évidence le fait que certains polluants étaient davantage attachés aux particules plus fines (entre 35 et 150 µm), il deviendra important de prendre cet aspect en considération lors du choix de la courbe de DDP pour un site ou une région spécifique. Les matières ayant un diamètre plus grand que 100 µm sont relativement facilement sédimentables et on devra donc s'assurer que les mécanismes mis en place permettront d'avoir un impact sur les particules de diamètre inférieur à 100 µm.

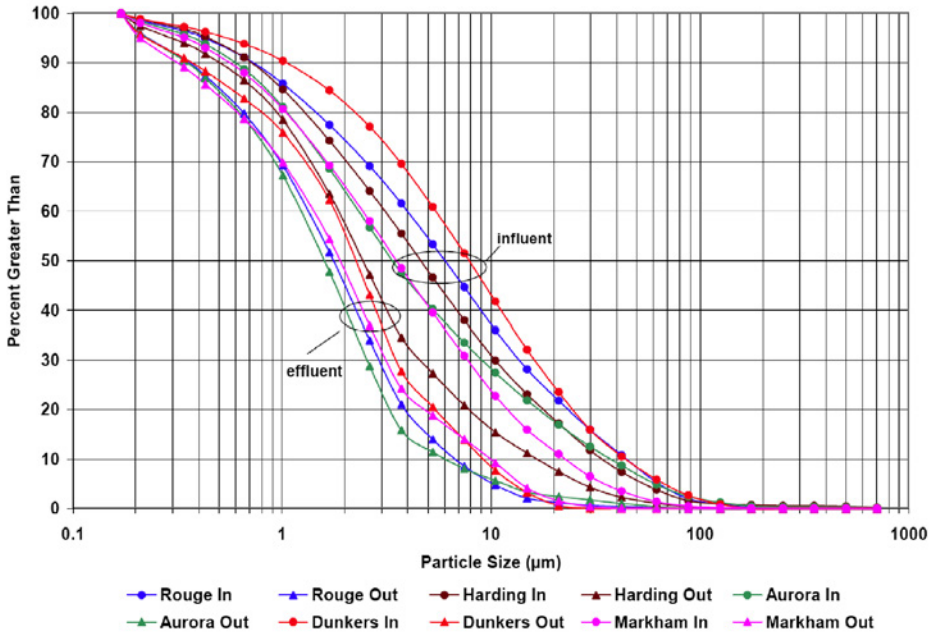


Figure 8.4 Courbes moyennes cumulatives de la distribution des dimensions des particules (DDP) mesurées en temps de pluie pour différents bassins de rétention et un marais artificiel en Ontario (SWAMP, 2005). Les courbes regroupées avec la mention influent sont pour les mesures à l'entrée et celles avec effluent représentent les mesures à la sortie.

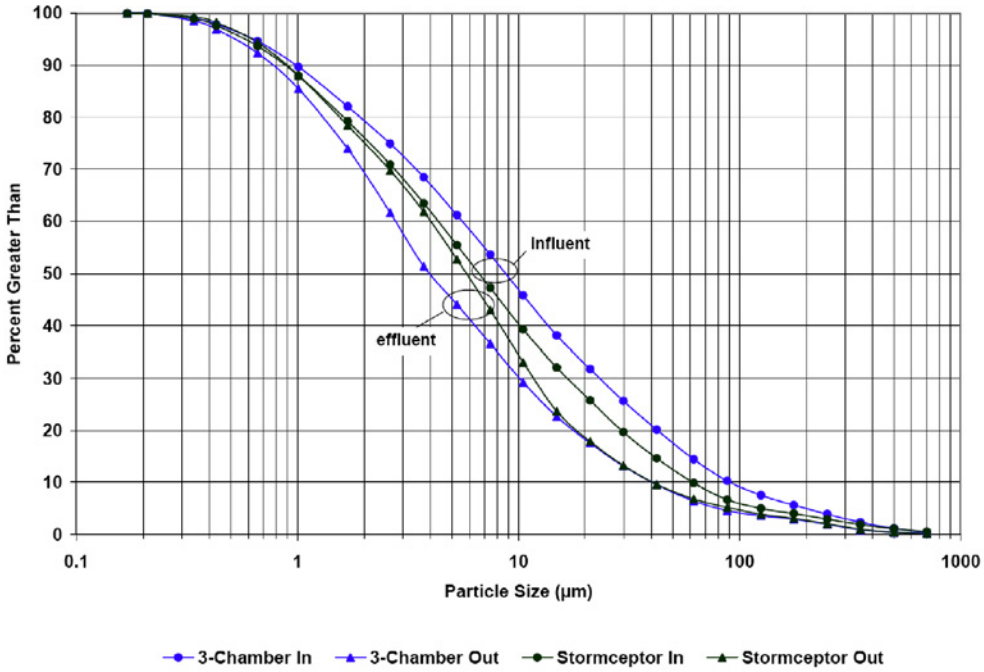


Figure 8.5 Courbes moyennes cumulatives de la distribution des dimensions des particules (DDP) mesurées en temps de pluie pour différents ouvrages captant le ruissellement provenant de stationnements en Ontario (SWAMP, 2005). Les courbes regroupées avec la mention influent sont pour les mesures à l'entrée et celles avec effluent représentent les mesures à la sortie.

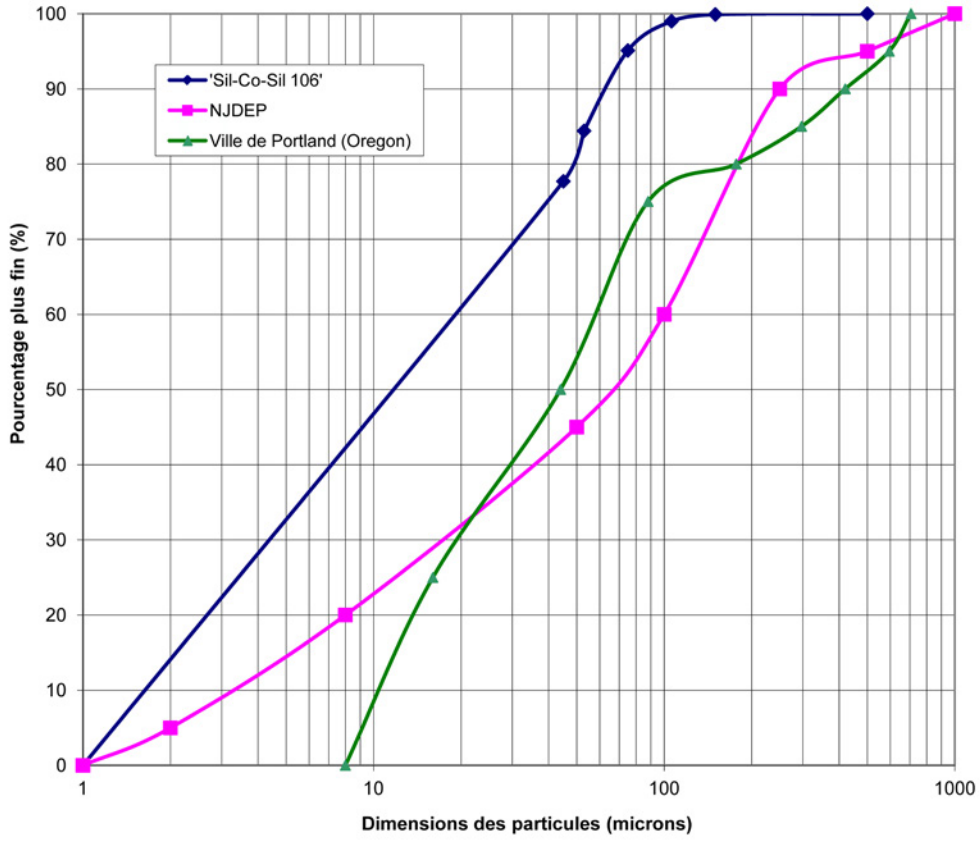


Figure 8.6 Exemples de distributions des dimensions des particules (DDP) normalisées utilisées par différents organismes nord-américains.

La figure 8.6 fournit finalement plusieurs courbes qui ont été couramment utilisées par différents organismes nord-américains pour la conception et l'analyse des différentes techniques de contrôle de la qualité des eaux pluviales. Le Département de protection environnemental du New Jersey (NJDEP) a spécifié une gradation avec un D50 d'environ 67 µm et dans son protocole de tests sur le terrain, il spécifie que le D50 ne dépasse pas 100 µm. Le département d'écologie de l'état de Washington a recommandé l'utilisation de la gradation normalisée Silica Sil-Co-Sil 106, en reconnaissant que les données de terrain démontraient qu'un pourcentage élevé des particules étaient plus petites que 125 µm. Il faut toutefois rappeler que les techniques d'échantillonnage peuvent avoir un effet important sur les courbes de mesures. Plusieurs études antérieures (dont celles pour les figures 8.4 et 8.5) ont utilisé des échantillonneurs automatiques, ce qui peut être dans certains cas problématique pour la capture des particules plus grossières.

Dans la sélection et l'application de ce type de courbes qui est assumée comme étant représentative de plusieurs types de sites, il est essentiel de garder à l'esprit la gamme de courbes qu'il est possible d'observer en pratique (figure 8.3). Idéalement, les courbes choisies devraient être adaptées en fonction du type de site, des conditions d'opération et d'entretien, de l'endroit dans les réseaux où se fait l'évaluation (les particules plus grossières se déposent dans les réseaux; on observe souvent par exemple des particules plus fines à l'entrée d'un bassin de rétention situé en aval) et du climat.

Vitesses de chute

La distribution des vitesses de chute des différentes particules est le phénomène de base pour l'analyse de la sédimentation et elle a un impact direct sur l'efficacité du contrôle de la qualité. La vitesse de décantation dépend notamment des dimensions des particules, de leur forme, du poids spécifique des particules et de la température de l'eau. Il faut également distinguer deux modes de sédimentation, soit tranquille ou dynamique. Si un taux d'enlèvement élevé des particules est désiré, la période de sédimentation tranquille devient importante et le volume du bassin (donc avec retenue permanente) deviendra le paramètre de conception le plus important (Minton, 2005).

La vitesse de chute est la composante verticale de la distance parcourue par une particule en suspension dans un liquide en un temps donné. Elle dépend de l'équilibre entre les forces dues à la pesanteur et de celles dues à la turbulence et peut être calculée à l'aide de l'équation de Stokes à partir des distributions de dimensions des particules; il est toutefois recommandé (Minton, 2005) d'établir les vitesses de chute à l'aide des tests de colonne d'eau. Le tableau 8.8 donne des valeurs recommandées pour les vitesses de chute en fonction des dimensions des particules.

Tableau 8.8

Vitesses de chute approximatives en fonction des dimensions de particules (Adapté de Wong *et al.*, 2006).

Classification de la gamme de particules	Diamètre de la particule (µm)	Vitesse de chute (mm/s)
Sable très grossier	2000	200
Sable grossier	1000	100
Sable moyen	500	53
Sable fin	250	26
Sable très fin	125	11
Silt grossier	62	2,3
Silt moyen	31	0,66
Silt fin	16	0,18
Silt très fin	8	0,04
Argile	4	0,011

Soulignons par ailleurs que la densité est souvent assumée comme étant 2,65 g/cm^3 (comme un sable) mais qu'elle peut varier de façon appréciable. Karamalegos *et al.* (2005) ont fait la revue de plusieurs études et ont conclu que la gamme de valeurs était de 1 à 2.86 g/cm^3.

Gamme de valeurs pour les MES

Finalement, la figure 8.7 fournit les gammes de valeurs qui ont été déterminées par différentes études et campagnes de mesures sur les matières en suspension, pour différents types d'occupation du sol.

8.3.2.3 Phosphore

Des quantités trop importantes de phosphore dans le milieu récepteur peuvent produire une prolifération d'algues (phénomène aussi connu sous le terme d'eutrophisation). Des études ont démontré que les concentrations typiques de nutriments qu'on retrouve dans le ruissellement urbain sont souvent amplement suffisantes pour stimuler une croissance excessive d'algues (Schueler, 1987; EPA, 1993). Généralement, les

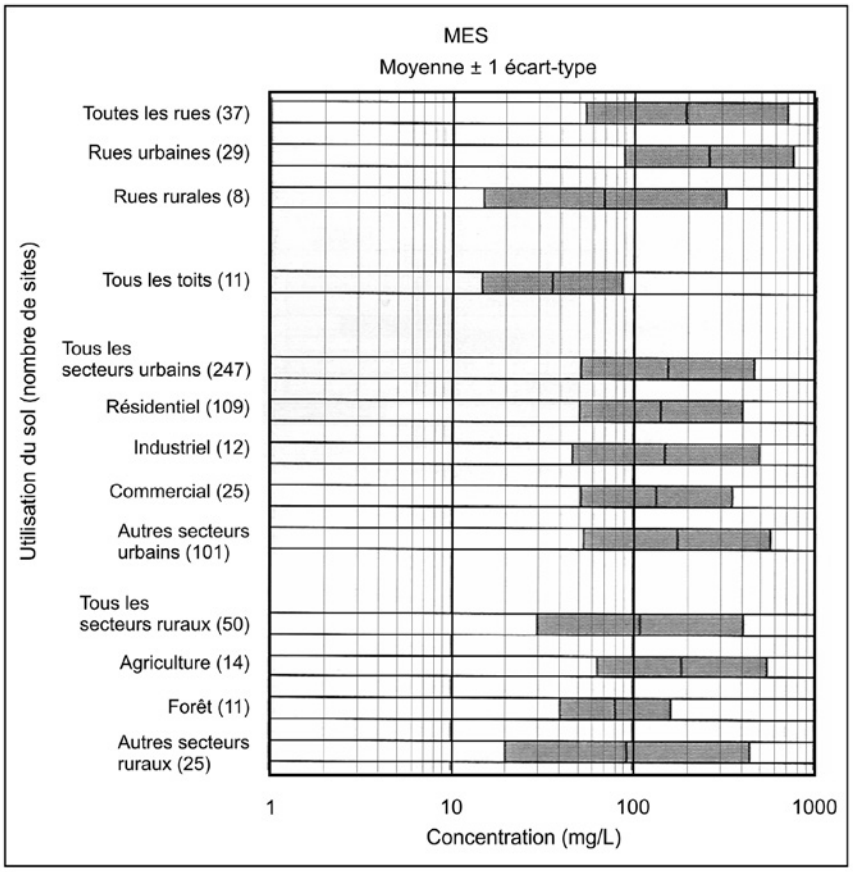


Figure 8.7 Gammes de variation des matières en suspension observées dans les eaux de ruissellement urbain pour différentes occupations du sol (adapté de Wong *et al.*, 2006).

nutriments peuvent causer des problèmes dans un milieu récepteur où les eaux ne bougent que très lentement, comme dans le cas d'un lac, des régions côtières, de rivières très importantes ou de marécages (EPA, 1993). On retrouve donc dans cette catégorie les bassins de rétention urbains conçus avec des temps de rétention supérieurs à 2 semaines, qui peuvent présenter des symptômes sévères d'eutrophisation comme la présence massive d'algues en surface, le développement de fortes odeurs et la diminution des niveaux d'oxygène dans l'eau.

Le phosphore total est la somme du phosphore dissous et du phosphore solide. La figure 8.8 fournit les gammes de valeurs qui ont été déterminées par différentes études et campagnes de mesures sur le phosphore total, pour différents types d'occupation du sol.

8.3.2.4 Azote total

L'azote total est la somme de plusieurs formes. C'est un nutriment qui peut stimuler la croissance des algues et conduire à une eutrophisation des milieux récepteurs. Les nitrates et nitrites dans les milieux servant à l'approvisionnement en eau potable peuvent provoquer certaines maladies. Les précipitations sont une source importante d'azote dans le ruissellement urbain (Duncan, 1995). Les nitrates sont la forme d'azote qui peut être le plus à risque pour les approvisionnements en eau potable (Shaver, 2007).

La figure 8.9 donne les gammes de valeurs typiques pour ce paramètre.

8.3.2.5 Paramètres de demandes en oxygène

La décomposition de la matière organique par les micro-organismes implique une diminution des niveaux d'oxygène dissous dans les eaux à faibles courants comme les lacs et les estuaires. Comme pour les éléments pathogènes, les problèmes les plus aigus associés à une augmentation de la demande biologique en oxygène (DBO) se retrouvent le plus souvent dans des secteurs pourvus de réseaux combinés qui débordent vers le milieu récepteur.

Les figures 8.10 et 8.11 donnent les gammes de valeurs typiques pour ce paramètre (DBO) ainsi que pour la demande chimique en oxygène (DCO)

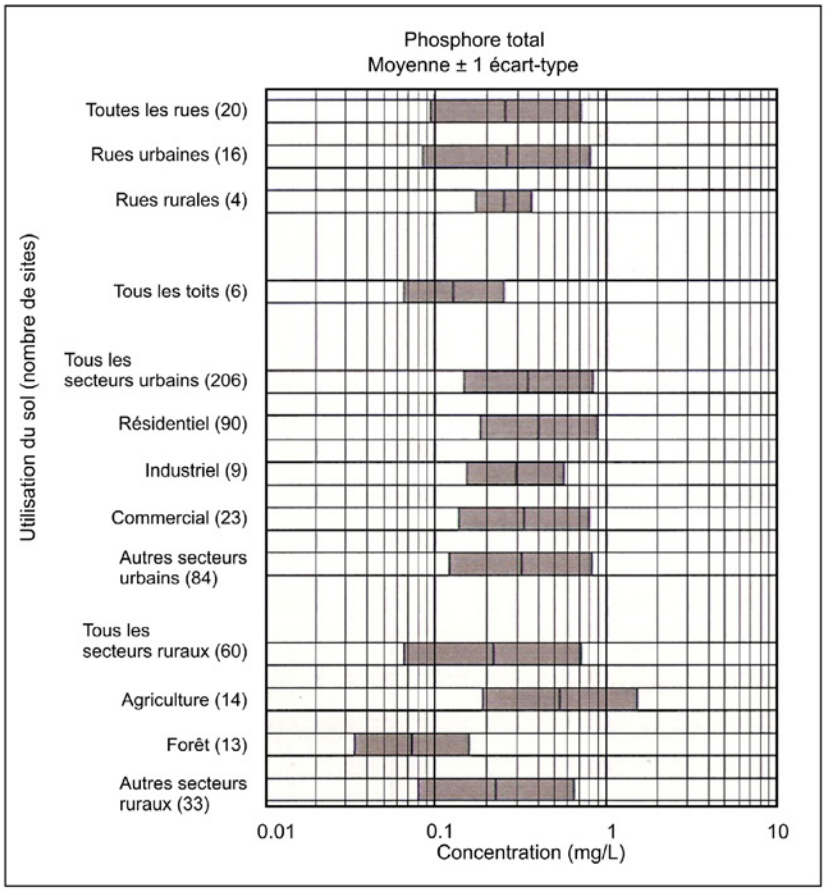


Figure 8.8 Gammes de variation du phosphore total dans le ruissellement urbain pour différentes occupations du sol (adapté de Wong *et al.*, 2006).

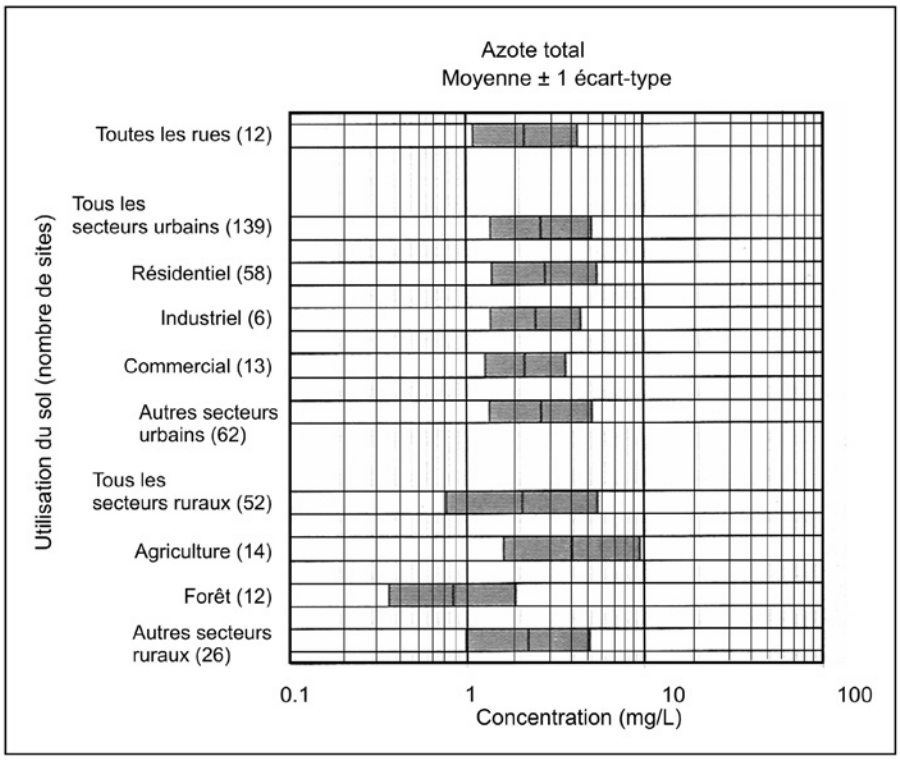


Figure 8.9 Gammes de variation de l'azote dans le ruissellement urbain pour différentes occupations du sol (adapté de Wong *et al.*, 2006).

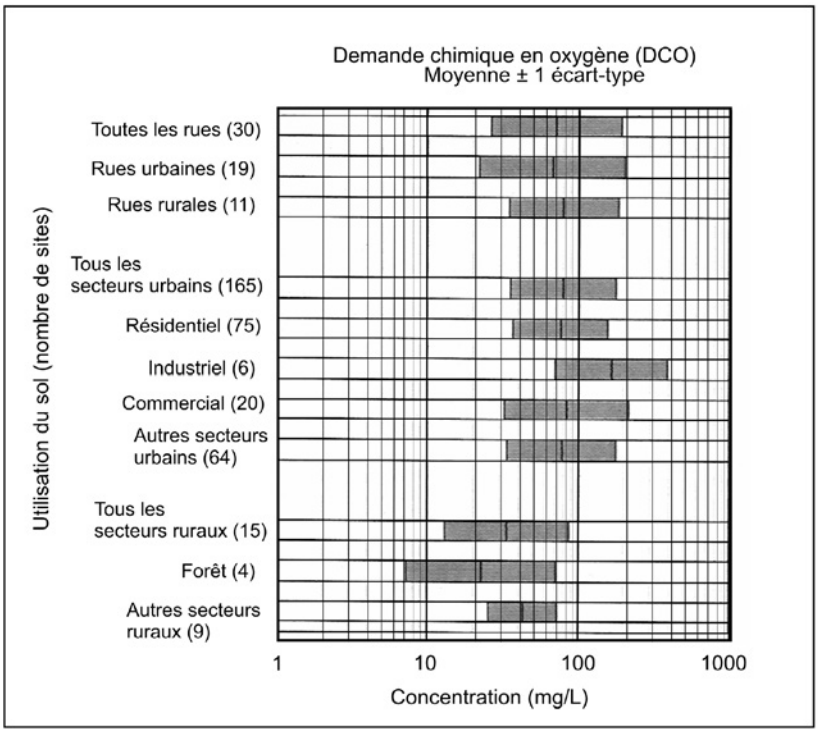


Figure 8.10 Gammes de variation de la DCO dans le ruissellement urbain pour différentes occupations du sol (adapté de Wong *et al.*, 2006).

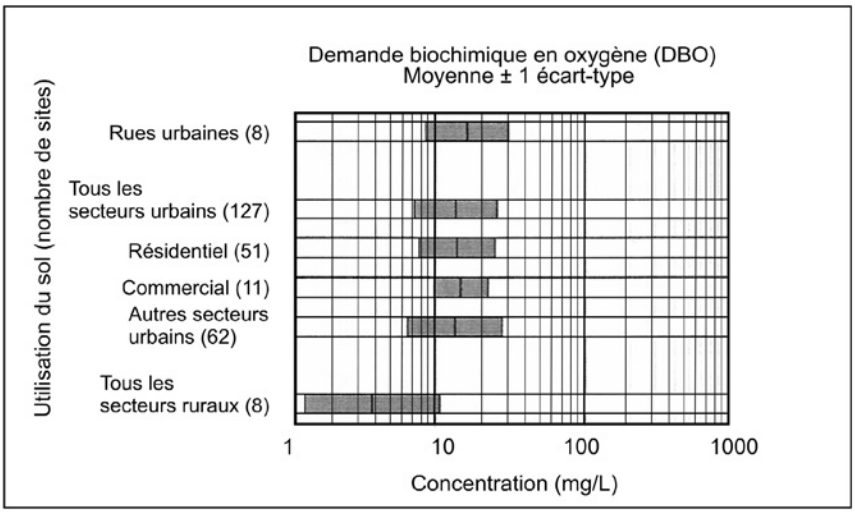


Figure 8.11 Gammes de variation de la DBO dans le ruissellement urbain pour différentes occupations du sol (adapté de Wong *et al.*, 2006).

8.3.2.6 Huiles et graisses

Ces polluants sont un composite de plusieurs produits chimiques organiques avec différentes propriétés et degrés de toxicité (Burton et Pitt, 2002; Milton, 2005). La source majeure pour ces éléments polluants est évidemment les véhicules moteurs de différentes natures et les composés chimiques associés aux huiles et graisses qui se retrouveront majoritairement dans le ruissellement des stationnements, des rues et des stations-services. Des déversements, intentionnels ou non, peuvent évidemment venir accentuer dramatiquement les impacts de ces polluants sur les milieux récepteurs. Les huiles et graisses ainsi que d'autres substances à base de pétrole contiennent des hydrocarbonates, qui peuvent être dommageables pour certaines espèces animales et la vie aquatique en général (Schueler, 1987; Terrene Institute, 1994; Shaver *et al.*, 2007).

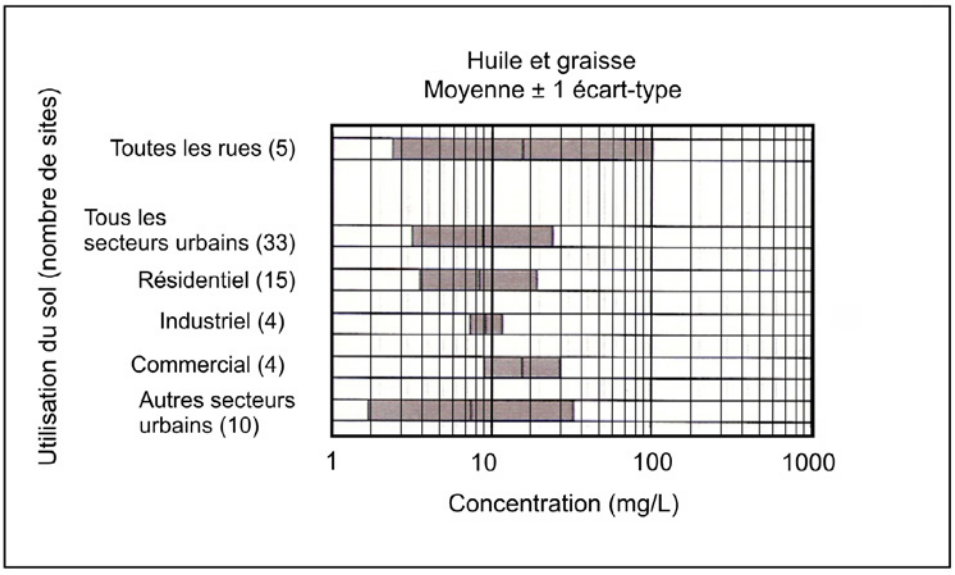


Figure 8.12 Gammes de variation des concentrations d'huiles et graisses dans le ruissellement urbain pour différentes occupations du sol (adapté de Wong *et al.*, 2006).

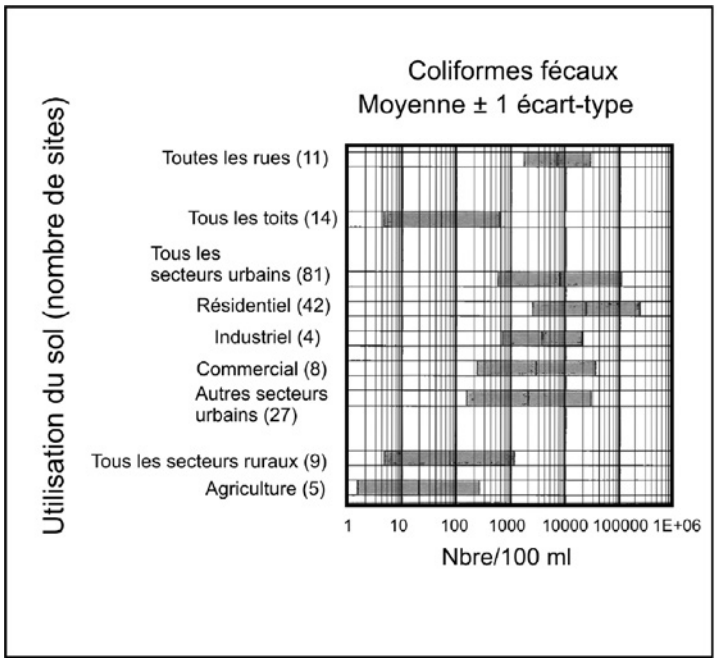


Figure 8.13 Gammes de variation des coliformes fécaux dans le ruissellement urbain pour différentes occupations du sol (adapté de Wong *et al.*, 2006).

Les hydrocarbures affectent l'apparence de la surface de l'eau (formant un film à la surface) et ont une forte tendance à être retenus en partie par les sédiments au fond des cours d'eau récepteurs, où ils peuvent affecter les organismes vivant à cet endroit et être éventuellement transférés à la chaîne alimentaire.

La figure 8.12 donne les gammes de valeurs typiques de concentrations pour ce paramètre.

8.3.2.7 pH

Abréviation de l'expression « potentiel Hydrogène », le pH d'une solution est une mesure de la concentration (de l'activité) des ions d'hydrogène (H+), ou H_3O+, dans une solution aqueuse. Une solution aqueuse est acide si son pH est inférieur à 7; elle est basique s'il est compris entre 7 et 14 (valeur maximum établie). Le pH d'une eau brute naturelle se situe normalement dans la gamme de 6,5 à 8,5.

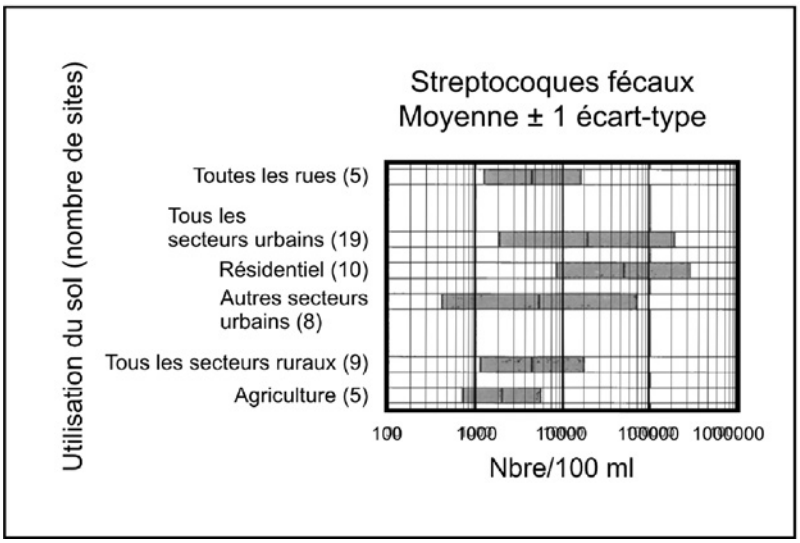


Figure 8.14 Gammes de variation des streptocoques fécaux dans le ruissellement urbain pour différentes occupations du sol (adapté de Wong *et al.*, 2006).

L'importance du pH pour la qualité de l'eau est principalement son effet sur d'autres paramètres de qualité et sur les réactions chimiques dans le milieu. Son effet sur la solubilité d'une large gamme de contaminants à base de métaux est particulièrement significatif (Wong *et al.*, 2006).

8.3.2.8 Turbidité

La turbidité dans l'eau est la réduction de la transparence d'un liquide due à la présence de matières en suspension comme l'argile, le silt, des particules organiques colloïdales et autres organismes microscopiques. Ce paramètre affecte la pénétration de la lumière dans l'eau et interfère avec la désinfection dans les cas où un traitement de l'eau est requis. Il existe évidemment une certaine relation entre la concentration en MES et la turbidité d'une eau.

8.3.2.9 Métaux lourds

Les métaux lourds les plus fréquemment rencontrés dans les eaux de ruissellement urbain incluent le plomb, le zinc, le cuivre et le cadmium. La présence de plomb a toutefois sensiblement baissée au cours des récentes années depuis l'arrivée des essences sans plomb (Shaver *et al.*, 2007).

8.3.2.10 Coliformes et streptocoques

Les coliformes fécaux sont une sous-catégorie des coliformes totaux qui peut être reliée à la présence d'éléments pathogènes et de contamination fécale de l'eau. La figure 8.13 donne la gamme de coliformes fécaux qu'on peut retrouver dans les eaux de ruissellement. L'Escherichia coli (E. Coli) est un élément de ce groupe et il est spécifiquement d'origine fécale. Les streptocoques fécaux (figure 8.14) sont habituellement un indicateur de pollution fécale et donc de présence possible de pathogènes.

8.3.2.11. Sels de déglaçage

Les sels sont souvent introduits dans des cours d'eau suite à leur application pour le déglaçage des rues et des trottoirs durant l'hiver. Ces sels sont toxiques pour plusieurs organismes aquatiques qui peuvent tolérer seulement un certain niveau de salinité; en fait, au sens de la Loi canadienne sur la protection de l'environnement (1999), Environnement Canada considère que les sels de voirie qui contiennent des sels inorganiques de chlorure avec ou sans sels de ferrocyanure sont considérés comme « toxiques » (Environnement Canada, 2001). Les niveaux de sel dans le ruissellement dû à la fonte des neiges peuvent excéder plusieurs milliers de mg/L (Schueler, 1987). Les plans d'eau les plus sujets aux impacts des sels de voirie sont les petits étangs et les cours d'eau qui drainent de grandes zones urbanisées, ainsi que les cours d'eau, les milieux humides ou les lacs qui drainent les grandes routes.

8.3.3 Caractérisation de la pollution par type d'occupation du sol

La composition chimique des eaux de ruissellement dépend en large partie des types d'occupation du sol qui prévalent à l'intérieur du bassin considéré. On peut de façon générale distinguer quatre (4) types d'occupation du sol en ce qui concerne la caractérisation de la qualité

des eaux de ruissellement (ASCE/WEF, 1992) :

- secteurs résidentiels et commerciaux;
- secteurs industriels;
- routes et autoroutes;
- sites de construction.

Une brève discussion sur la qualité des eaux de ruissellement pour chacun de ces types d'occupation du sol et les valeurs qui sont recommandées sont fournies aux sections qui suivent.

Secteurs résidentiels et commerciaux

Le programme américain NURP (Nationwide Urban Runoff Program) a permis de rassembler une quantité appréciable d'informations relativement à la qualité des eaux de ruissellement pour ce type de secteur. Le programme a en effet permis d'analyser les données enregistrées entre 1978 et 1983 pour 81 sites différents, dont 39 étaient complètement résidentiels, 14 étaient commerciaux, 20 étaient mixtes (résidentiel et commercial) et 8 étaient des espaces verts en milieu urbain. La majorité de l'échantillonnage s'est fait pour 7 polluants conventionnels et trois métaux.

Tableau 8.9

Caractéristiques des eaux de ruissellement pour des secteurs résidentiels et commerciaux – comparaison entre des données 1999 et NURP de 1983 (adapté de Shaver *et al.*, 2007).
(CME = Concentration moyenne par événement).

Polluant	Source	CME moyen	CME médian
MES (mg/L)	Données 1999 NURP (1983)	78 174	55 113
DBO (mg/L)	Données 1999 NURP (1983)	14 10	12 8
DCO (mg/L)	Données 1999 NURP (1983)	53 66	45 55
Phosphore total (mg/L)	Données 1999 NURP (1983)	0,32 0,34	0,26 0,27
Phosphore dissous (mg/L)	Données 1999 NURP (1983)	0,13 0,10	0,10 0,08
Azote total Kjeldahl (mg/L)	Données 1999 NURP (1983)	1,73 1,67	1,47 1,41
Nitrite – Nitrate (N-NO2- et N-NO3-) (mg/L)	Données 1999 NURP (1983)	0,66 0,84	0,53 0,66
Cu total (µg/L)	Données 1999 NURP (1983)	14 67	11 55
Pb total (µg/L)	Données 1999 NURP (1983)	68 175	51 131
Zn total (µg/L)	Données 1999 NURP (1983)	162 176	129 140

Tableau 8.10

Caractéristiques des eaux de ruissellement pour des secteurs résidentiels et commerciaux – comparaison entre des données 2004 (NSQD - CWP) et NURP de 1983 (Shaver *et al.*, 2007).
Les valeurs sont des valeurs médianes pour les concentrations moyennes par événement (CME).

Polluant	Toutes les données		Résidentiel		Commercial		Non développé	
	NSQD	NURP	NSQD	NURP	NSQD	NURP	NSQD	NURP
DCO (mg/L)	53	65	55	73	63	57	21	40
MES (mg/L)	58	100	48	101	43	69	51	70
Pb total (µg/L)	16	144	12	144	18	104	5	30
Cu total (µg/L)	16	34	12	33	17	29	5	11
Zn total (µg/L)	116	160	73	135	150	226	39	195
Azote total Kjeldahl (mg/L)	1,4	1,5	1,4	1,9	1,60	1,18	0,60	0,97
Nitrite – Nitrate (N-NO2 et N-NO3) (mg/L)	0,60	0,68	0,60	0,74	0,60	0,57	0,60	0,54
Phosphore total (mg/L)	0,27	0,33	0,30	0,38	0,22	0,20	0,25	0,12
Phosphore dissous (mg/L)	0,12	0,12	0,17	0,14	0,11	0,08	0,08	0,03

Le tableau 8.9 présente un résumé des concentrations pour ces paramètres, d'après les mesures originales du programme NURP aux États-Unis avec également pour comparaison les valeurs obtenues lors d'une mise à jour effectuée en 1999 avec les mesures dans trois autres bases de données plus récentes (Shaver *et al.*, 2007). Les principales différences incluent une diminution des matières en suspension (reflétant peut-être une meilleure gestion de l'érosion et des sédiments provenant des sites en développement) ainsi qu'un abaissement du plomb, reflétant probablement dans ce cas l'arrivée de l'essence sans plomb. Les données plus récentes ont également pu mettre à jour la variabilité de la qualité en fonction de l'occupation du sol, des saisons et de la situation géographique. Le tableau 8.10 donne par ailleurs les résultats d'une autre base de données (*National Stormwater Database* – NSQD, 2004) en les comparant toujours aux données du NURP de 1983.

Lorsque l'on considère des bassins commerciaux ou résidentiels relativement de grandes dimensions, les facteurs les plus importants pouvant influencer les charges de pollution sont habituellement le pourcentage de surface imperméable et la quantité de précipitation. Les données du programme NURP ont permis de conclure que, pour des objectifs de planification, les concentrations de polluants dans le ruissellement pour de grands bassins commerciaux ou résidentiels étaient approximativement équivalentes mais que le degré d'imperméabilisation pouvait jouer un rôle important.

Secteurs industriels

De façon générale, des quantités plus importantes et une plus grande variété de polluants se retrouveront dans le ruissellement issu des secteurs industriels (ASCE/WEF, 1992). La plupart de ces secteurs se caractérisant par un fort pourcentage de surfaces imperméables, des matériaux stockés parfois en vrac et exposés à la pluie ainsi qu'une prolifération de branchements illicites et de fuites, on peut s'attendre à ce que le ruissellement issu de ces surfaces contienne des éléments toxiques, parfois à des niveaux importants. Le tableau 8.11 donne des valeurs médianes pour le CME dans les secteurs industriels, en les comparant également aux secteurs résidentiels, commerciaux, les autoroutes et les secteurs non développés.

Tableau 8.11

Valeurs médianes des CME pour différents polluants, par catégories d'occupation du sol (basé sur NSQD, 2004, dans Shaver *et al.*, 2007).

Polluant	Résidentiel	Commercial	Industriel	Autoroutes	Non développé
MES (mg/L)	48	43	77	99	51
DBO (mg/L)	9,0	11,9	9,0	8,0	4,2
DCO (mg/L)	55	63	60	100	21
Coliformes fécaux (nb/100 mL)	7750	4500	2500	1700	3100
NH3 (mg/L)	0,31	0,50	0,50	1,07	0,30
Nitrite – Nitrate (N-NO2 et N-NO3) (mg/L)	0,60	0,60	0,70	0,30	0,60
Azote total Kjeldahl (mg/L)	1,40	1,60	1,40	2,00	0,60
Phosphore dissous (mg/L)	0,17	0,11	0,11	0,20	0,08
Phosphore total (mg/L)	0,30	0,22	0,26	0,25	0,25
Cd total (µg/L)	0,5	0,9	2,0	1,0	0,5
Cd dissous (µg/L)	Non détecté	0,3	0,6	0,7	Non détecté
Cu total (µg/L)	12	17	22	35	5
Cu dissous (µg/L)	7	8	8	11	Non détecté
Pb total (µg/L)	12	18	25	25	5
Pb dissous (µg/L)	3	5	5	2	Non détecté
Ni total (µg/L)	5	7	16	9	Non détecté
Ni dissous (µg/L)	2	3	5	4	Non détecté
Zn total (µg/L)	73	150	210	200	39
Zn dissous (µg/L)	33	59	112	51	Non détecté

Routes et autoroutes

Typiquement, les concentrations de polluants que l'on retrouve dans les eaux de ruissellement dans le cas spécifique des routes principales et autoroutes sont généralement plus élevées que celles que l'on retrouve pour des secteurs résidentiel ou commercial (ASCE/WEF, 1992). La recherche indique par ailleurs que les concentrations médianes de polluant pour les routes et autoroutes en milieu urbain sont trois fois plus élevées que dans le cas de routes rurales, principalement à cause de la quantité plus importante de véhicules. Le tableau 8.12 présente des valeurs typiques qui sont recommandées, d'après Strecker *et al.* (1987). La figure 8.15 donne les résultats de mesures récentes pour différentes autoroutes aux États-Unis. Si on exclut la valeur extrême (149 000 véhicules/par jour) qui a été mesurée à Denver au Colorado (précipitation annuelle de seulement 390 mm), on constate que la gamme de valeurs mesurées se situe entre 50 et 300 mg/L. Le rapport de l'agence américaine TRB (*Transportation Research Board*) présente une excellente discussion du contrôle de la pollution pour les autoroutes (TRB, 2006).

Tableau 8.12

Concentrations moyennes de polluants dans le ruissellement provenant d'autoroutes (Strecker *et al.*, 1987).

Paramètre	Concentration moyenne (mg/L)	Coefficient de variation
Matières en suspension	143	1,16
N Total Kjeldahl	1,8	0,97
Plomb	0,53	2,01
Zinc	0,37	1,37

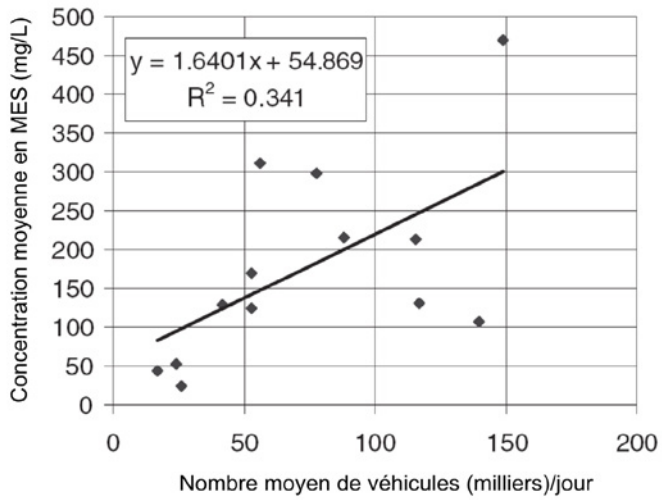


Figure 8.15 Concentrations moyennes de matières en suspension pour les autoroutes (Teng et Sansalone, 2004 – extrait et adapté de TRB, 2006).

Figure 8.16 Exemple de sol remanié non protégé.

Sites de construction

Finalement, un aspect souvent négligé est le degré de pollution que peuvent engendrer les sites lors du développement proprement dit. Par exemple, les quantités de sédiments pour un site en construction sont typiquement 10 à 20 fois plus élevées que dans le cas d'un territoire en culture et typiquement 1000 à 2000 fois plus élevées si on les compare à une forêt (ASCE/WEF, 1992). Dans une courte période de temps, des sites en construction non contrôlés peuvent générer plus de sédiments vers les cours d'eau que ce qui a pu se déposer sur une période de plusieurs décennies.

Le développement d'un territoire implique souvent le décapage complet des sols en surface, ce qui peut évidemment accélérer les processus d'érosion et de sédimentation dans les secteurs qui sont en construction. Des procédures devraient être mises en place pour minimiser le potentiel d'érosion entre la période initiale de développement et l'aménagement complet et stabilisé des surfaces. Ainsi, on devrait minimiser les quantités des sols qui doivent être remaniés, tenter de préserver dans la mesure du possible la végétation en place, limiter le temps de construction pendant lequel les sites sont vulnérables et prévoir l'utilisation de mesures appropriées permettant

de minimiser l'exportation de sédiments (réduction de vitesses, aménagement de bassin de sédimentation).

Un plan de gestion pour le contrôle de l'érosion et de la sédimentation durant les activités de construction devrait tenir compte des principes suivants (EPA, 2007) :

- Installer les contrôles avant l'enlèvement du couvert végétal;
- Minimiser l'ampleur des zones remaniées et la durée pendant laquelle le sol est dénudé;
- Stabiliser et protéger les zones remaniées aussitôt que possible (figure 8.16);
- Maintenir les vitesses d'écoulement faibles;
- Protéger les zones remaniées du ruissellement par différentes techniques;
- Retenir les sédiments sur le site dans la mesure du possible;
- Mettre en place un programme de suivi et de contrôle.

Les différentes techniques de contrôle pour l'érosion et la sédimentation peuvent être classées selon le type d'approche utilisée :

- Pratiques temporaires de protection du sol;
- Pratiques permanentes de protection du sol;
- Contrôle de l'érosion avec des techniques végétatives;
- Pratiques de contrôle pour la sédimentation.

Plusieurs documents peuvent être consultés pour l'élaboration d'un plan de contrôle de l'érosion et de la sédimentation pour les sites de construction (EPA, 2007; MTO, 1997; Goldman *et al.*, 1986; TRB, 1980; Alberta Transportation, 2003; Calgary, 2001).

8.3.4 Valeurs recommandées de concentrations et évaluation des charges annuelles

La section précédente fournissait une vue d'ensemble des valeurs de concentration pour plusieurs des polluants qui sont associés aux eaux pluviales, en discutant également les principaux paramètres qui peuvent influencer ces concentrations. Il faut par ailleurs reconnaître que les concentrations observées pour différents événements et différentes régions peuvent varier de façon appréciable et c'est pourquoi les stratégies de contrôle doivent nécessairement être basées sur des probabilités (dont on tient compte avec le concept de concentration moyenne par événement (CME)). D'un autre côté, ces fluctuations observées pour les valeurs de concentration tendent à diminuer si on considère les charges de polluants sur une base annuelle. Ainsi, on pourra mieux comparer une situation avant et après développement en utilisant une charge annuelle.

Deux paramètres devraient faire l'objet d'un contrôle dans un programme de base pour la gestion de la qualité : les MES et le phosphore total. Deux approches sont recommandées pour l'évaluation des concentrations. Pour les secteurs résidentiels, commerciaux ou industriels, on peut avoir recours au tableau 8.11 (concentrations établies par catégories d'occupation du sol). Pour les autoroutes et une évaluation par type de surfaces, les valeurs fournies au tableau 8.13 sont recommandées. Ces valeurs de concentration peuvent être appliquées aux volumes de ruissellement pour obtenir des charges polluantes.

Par ailleurs, les charges annuelles de polluants pour différentes occupations du sol peuvent être évaluées à partir des données fournies aux tableaux 8.14 et 8.15, ce dernier tableau présentant des gammes de valeurs pour les différents paramètres (minimum, médiane et maximum).

8.4 HYDROLOGIE POUR LE CONTRÔLE DE LA QUALITÉ

La prise en compte de l'aspect qualitatif pour la gestion des eaux pluviales introduit une nouvelle dimension pour la conception des éléments de contrôle et de traitement. Alors que les événements pluvieux plus rares sont à la base des critères pour l'aspect quantitatif, on doit plutôt, pour la gestion de la qualité, baser la conception sur la précipitation annuelle et les charges polluantes associées aux débits et volumes de ruissellement pour des pluies plus fréquentes.

8.4.1 Importance des petites précipitations

Les plus petites précipitations, qui constituent sur une base annuelle la plus grande part des précipitations et apportent le plus de polluants, sont en effet responsables d'une grande partie de la pollution engendrée par le ruissellement urbain. La capacité hydraulique des systèmes de drainage est traditionnellement établie pour des événements pluvieux relativement rares et importants (récurrence de 1 fois dans 2 ans jusqu'à 1 fois dans 100 ans), alors que les événements pluvieux pour la conception des ouvrages visant le contrôle de la qualité

Tableau 8.13

Valeurs recommandées de concentration moyenne **par événement** (CME) (adapté de DEP, Pennsylvanie, 2006).

		Polluant	
	Type de surface	**CME pour MES (mg/L)**	**CME pour phosphore total (mg/L)**
Surfaces perméables	Forêt	39	0,15
	Champs	47	0,19
	Aire de plantation fertilisée	55	1,34
	Aire de plantation naturelle	55	0,4
	Pelouse – secteur faible densité	180	0,4
	Pelouse – apport élevé	180	2,22
	Terrains de golf	305	1,07
	Terrains de sport	200	1,07
Surfaces imperméables	Toit	21	0,13
	Rues à circulation élevée / autoroute	261	0,4
	Rues à circulation moyenne	113	0,33
	Rues à circulation basse / résidentiel	86	0,36
	Entrée résidentielle pavée, terrains de jeux	60	0,46
	Aire de stationnement – volume de circulation élevé	120	0,39
	Aire de stationnement – volume de circulation bas	58	0,15

Tableau 8.14

Charges polluantes **annuelles** typiques pour différents types d'occupation du sol (Burton et Pitt, 2002).

Occupation du sol	**MES**	**P Total**	**Azote total**	**N-NH_3**	**N-NO_2 et N-NO_3**	**DBO**	**DCO**	**Pb**	**Zn**	**Cu**	**Cd**
Commercial	1000	1,5	6,7	1,9	3,1	62	420	2,7	2,1	0,4	0,03
Stationnement	400	0,7	5,1	2,0	2,9	47	270	0,8	0,8	0,06	0,01
Résidentiel haute densité	420	1,0	4,2	0,8	2,0	27	170	0,8	0,7	0,03	0,01
Résidentiel moyenne densité	250	0,3	2,5	0,5	1,4	13	50	0,05	0,1	0,03	0,01
Résidentiel basse densité	65	0,04	0,3	0,02	0,1	1	7	0,01	0,04	0,01	0,01
Autoroute	1700	0,9	7,9	1,5	4,2	n/d	n/d	4,5	2,1	0,37	0,02
Industriel	670	1,3	3,4	0,2	1,3	n/d	n/d	0,2	0,4	0,10	0,05
Centre commercial	440	0,5	3,1	0,5	1,7	n/d	n/d	1,1	0,6	0,09	0,01

Note : Unités en lbs/acre-an; multiplier par 1,12 pour obtenir des kg/ha-an.

Tableau 8.15

Charges polluantes **annuelles** typiques (kg/ha-an) pour différents types d'occupation du sol (adapté de Shaver *et al.*, 2007).

Occupation du sol		MES	P Total	Azote total	Pb	Zn	Cu	Coliformes fécaux
Rue	Minimum	281	0,59	1,3	0,49	0,18	0,03	7,1E+07
	Maximum	723	1,50	3,5	1,10	0,45	0,09	2,8E+08
	Médiane	502	1,10	2,4	0,78	0,31	0,06	1,8E+08
Commercial	Minimum	242	0,69	1,6	1,60	1,70	1,10	1,7E+09
	Maximum	1 369	0,91	8,8	4,70	4,90	3,20	9,5E+09
	Médiane	805	0,80	5,2	3,10	3,30	2,10	5,6E+09
Résidentiel basse densité	Minimum	60	0,46	3,3	0,03	0,07	0,09	2,8E+09
	Maximum	340	0,64	4,7	0,09	0,20	0,27	1,6E+10
	Médiane	200	0,55	4,0	0,06	0,13	0,18	9,3E+09
Résidentiel haute densité	Minimum	97	0,54	4,0	0,05	0,11	0,15	4,5E+09
	Maximum	547	0,76	5,6	0,15	0,33	0,45	2,6E+10
	Médiane	322	0,65	5,8	0,10	0,22	0,30	1,5E+10
Résidentiel multi-familial	Minimum	133	0,59	4,7	0,35	0,17	0,17	6,3E+09
	Maximum	755	0,81	6,6	1,05	0,51	0,34	3,6E+10
	Médiane	444	0,70	5,6	0,70	0,34	0,51	2,1E+10
Forêt	Minimum	26	0,10	1,1	0,01	0,01	0,02	1,2E+09
	Maximum	146	0,13	2,8	0,03	0,03	0,03	6,8E+09
	Médiane	86	0,11	2,0	0,02	0,02	0,03	4,0E+09
Gazon	Minimum	80	0,01	1,2	0,03	0,02	0,02	4,8E+09
	Maximum	588	0,25	7,1	0,10	0,17	0,04	2,7E+10
	Médiane	346	0,13	4,2	0,07	0,10	0,03	1,6E+10
Champs	Minimum	103	0,01	1,2	0,004	0,02	0,02	4,8E+09
	Maximum	583	0,25	7,1	0,015	0,17	0,04	2,7E+10
	Médiane	343	0,13	4,2	0,010	0,10	0,03	1,6E+10

sont plutôt de plus petits événements se produisant plus souvent. On doit donc caractériser de façon plus générale la pluviométrie des différentes zones. Une telle analyse pour les conditions québécoises est détaillée à la section suivante.

8.4.2. Analyses pluviométriques spécifiques

Le critère qui fait maintenant de plus en plus l'unanimité pour établir un contrôle qualitatif des eaux de ruissellement est de viser à traiter 90 % des précipitations se produisant annuellement. L'évaluation de la quantité de pluie correspondant à ce seuil doit se faire en analysant globalement les événements pluvieux, ce qui est différent des données représentées par les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence). En effet, la représentation de la pluviométrie par les courbes IDF est fondamentalement artificielle puisqu'elle suppose, à partir d'événements réels, l'extraction des quantités de pluie pour chaque durée sur lesquelles les analyses statistiques sont effectuées. Ces courbes ne décrivent donc pas les caractéristiques d'événements pluvieux réels et distincts.

La figure 8.17 montre les résultats d'une analyse spécifique complétée pour la station pluviométrique de Dorval, dans la région de Montréal. Les précipitations horaires pour la période de 1943 à 1992 (couvrant toute l'année et incluant donc les précipitations hivernales et printanières) ont été utilisées pour cette analyse, en éliminant les précipitations dont la quantité de pluie était inférieure à 1 mm (en assumant qu'aucun ruissellement n'était généré par ces très faibles événements pluvieux). La période de temps sec entre les pluies qui permet de distinguer deux événements pluvieux est de 6 heures. Le même genre d'analyse est montré à la figure 8.18 pour

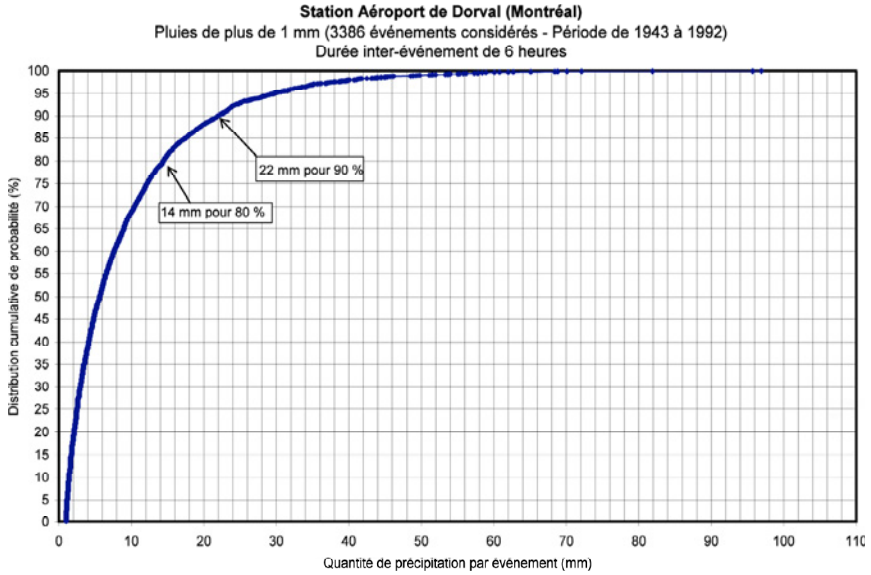


Figure 8.17 Analyse de la pluviométrie pour la station de Dorval. Toutes les périodes considérées.

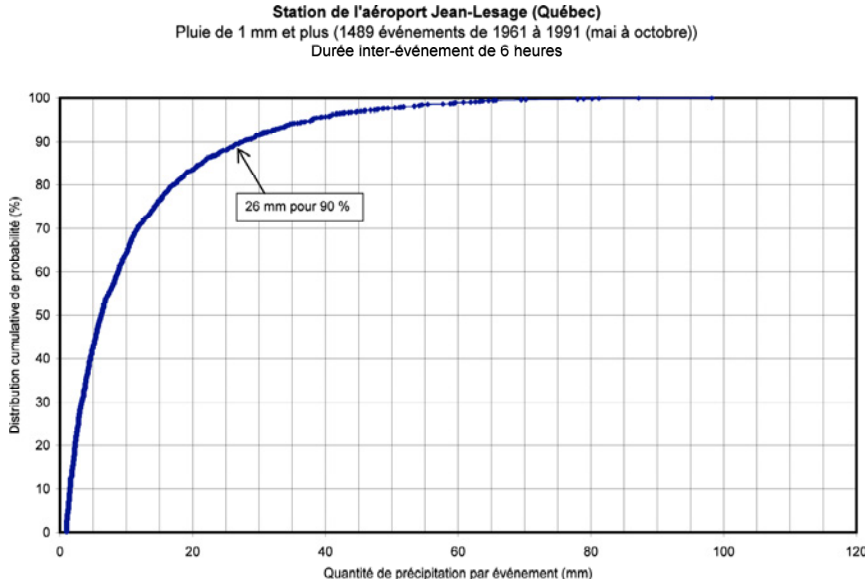


Figure 8.18 Analyse de la pluviométrie pour la station de l'aéroport de Québec (seulement périodes de mai à octobre de chaque année considérées).

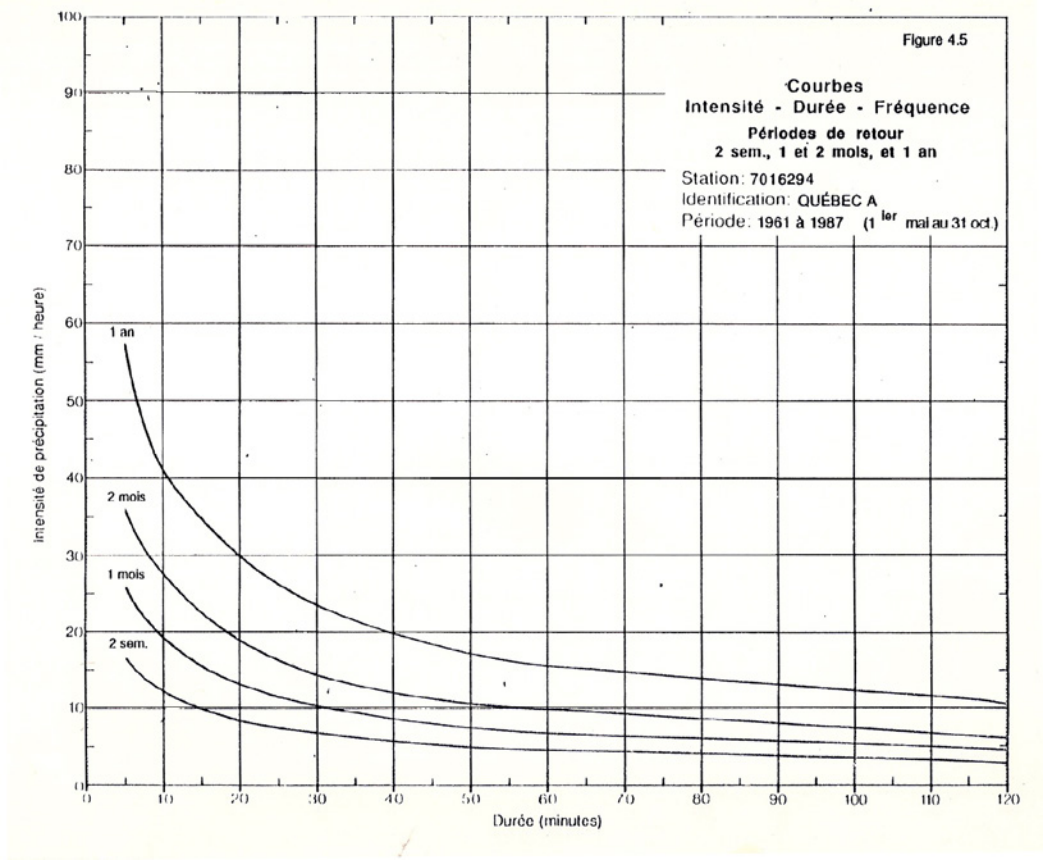


Figure 8.19 Exemple de courbes IDF pour le contrôle de la qualité (SQAE, 1988).

la station de l'aéroport de Québec. Les données couvrent toutefois dans ce cas que les périodes de mai à octobre pour chaque année.

Ces analyses permettent d'établir que, pour la région de Montréal par exemple, 90 % des événements pluvieux ont une quantité de pluie inférieure à 22 mm (26 mm dans le cas de Québec) et que 80 % des pluies ont une quantité inférieure à 14 mm (17 mm dans le cas de Québec). Cela signifie donc que des ouvrages permettant de traiter 22 mm de pluie pour la région de Montréal traiteraient 90 % des précipitations s'abattant en moyenne sur le territoire.

Soulignons que les durées de précipitation pour chaque événement pluvieux contenu dans les graphiques des figures 8.17 et 8.18 sont variables puisqu'on peut y retrouver autant des pluies courtes mais intenses que des pluies plus longues mais avec une intensité moyenne plus basse. Les durées moyennes des pluies obtenues avec cette approche sont toutefois de l'ordre de 6 heures.

Considérant que ces analyses n'ont pas été faites pour toutes les autres stations du Québec, **il est recommandé pour l'ensemble du Québec d'utiliser comme quantité de pluie correspondant à 90 % des précipitations une valeur de 25 mm de pluie**.

Par ailleurs, des courbes IDF ont été établies au cours des années 1980 au Québec pour des périodes de retour inférieures à 1 dans 2 ans. Un exemple d'une telle courbe est montré à la figure 8.19. Ces courbes IDF spécifiques pourront donc être utilisées avec des méthodes simplifiées pour concevoir des ouvrages de traitement pour des projets de petite envergure (en utilisant par exemple la méthode rationnelle). L'utilisation d'une période de retour de 1 dans 6 mois (devant être interpolée sur les courbes comme celle de la figure 8.19) est recommandée pour les analyses utilisant cette approche. Évidemment, une autre approche qui est envisageable par modélisation est d'utiliser des pluies réelles et de simuler les débits et volumes de ruissellement pour une série statistique complète.

8.5. MODÉLISATION ET ÉVALUATION DES PARAMÈTRES

8.5.1 Considérations générales

Les concentrations et charges polluantes peuvent être déterminées de trois façons :

1. Avec un programme spécifique de mesures de débits et de concentrations de polluants;

2. Par modélisation avec un logiciel approprié permettant la simulation des débits et des polluants;
3. Avec des calculs simplifiés.

En règle générale, la première approche demeure la meilleure considérant la complexité des phénomènes à analyser et leur variabilité mais elle est souvent dispendieuse, ce qui fait qu'elle ne peut être justifiable que pour des projets de grande envergure. De plus, des mesures seules ne peuvent permettre d'extrapoler les résultats dans le cas d'un développement à venir. L'approche par modélisation devrait, par ailleurs, s'appuyer sur des mesures lorsque possible. Une approche peut toutefois être suggérée pour des projets de petite et moyenne envergure, avec l'utilisation d'une pluie de projet (ou avec une simulation en continu) et des valeurs de concentrations moyennes. Finalement, une approche simplifiée demeure souvent la seule façon de procéder dans le cas de projets de plus faible envergure. Une telle approche a été suggérée initialement par Schueler (1987) et elle permet, à partir de données moyennes, de prendre en compte les impacts qualitatifs des développements.

8.5.2 Modèles pour la qualité

8.5.2.1 Logiciels

Le logiciel le plus facilement accessible et le mieux adapté à une simulation de la qualité des eaux ruisselées en milieu urbain est SWMM (S*torm Water Management Model*), qui est développé par la US EPA (Rossman, 2008). Le logiciel est disponible gratuitement sur Internet (version 5) et permet de simuler, pour une pluie de projet ou avec des données de pluie en continu, la variation des polluants lors de leur acheminement dans les réseaux. Il existe également d'autres versions avec des interfaces d'opération légèrement différentes mais toutes basées sensiblement sur les mêmes concepts (PCSWMM.NET, XP-SWMM, StormNet). D'autres logiciels internationaux, comme Mouse ou Mike-Urban (DHI) ou Infoworks (Wallingford) permettent également de simuler la qualité des eaux.

Il faut toutefois souligner que les modèles de qualité (où l'on veut prédire les changements de concentration et l'évolution des paramètres dans le temps) sont relativement complexes et moins précis de façon générale que les modèles se préoccupant uniquement de l'aspect quantitatif. Les efforts requis pour obtenir des résultats crédibles lorsqu'on veut simuler de façon détaillée ces aspects peuvent être importants (mesures in situ, calage, etc.) et on doit évaluer dans chaque cas si des résultats approximatifs sont adéquats. La modélisation sans mesures et calage peut se révéler dans certains cas hasardeuse mais elle peut toutefois être utile pour évaluer le mérite relatif de différentes stratégies de contrôle.

8.5.2.2 Hydrologie pour les petites pluies et pluie de projet pour le contrôle de la qualité

Une méthodologie spécifique a été développée récemment pour estimer le ruissellement pour des pluies avec une quantité relativement faible de précipitation (Pitt, 2003; DEP, Pennsylvanie, 2006). Cette approche reconnaît que les coefficients de ruissellement à utiliser pour de petits événements pluvieux sont différents de ceux utilisés de façon traditionnelle pour l'évaluation de débits de conception pour les conduites ou les ouvrages de rétention (de récurrence plus rare). La méthode est basée sur des recherches effectuées dans différentes régions aux États-Unis et en Ontario.

Le tableau 8.16, adapté de Schueler (2008), donne les coefficients de ruissellement à utiliser avec cette méthode. Le volume de ruissellement à considérer pour le contrôle de la qualité est simplement calculé en multipliant la quantité de pluie (la valeur de 25 mm peut être prise si aucune autre analyse spécifique n'est disponible) par le coefficient de ruissellement pondéré approprié et la surface tributaire totale.

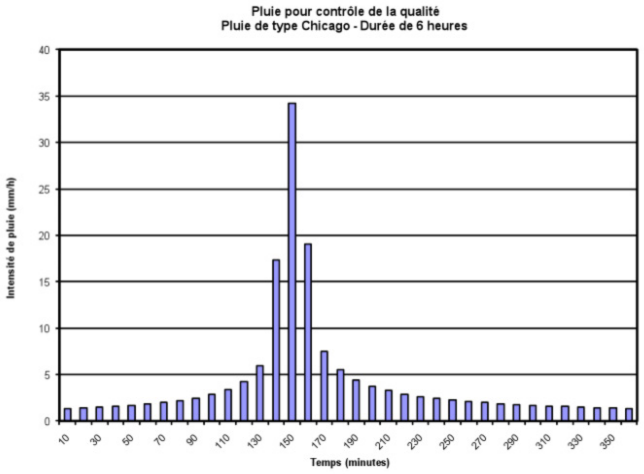
Tableau 8.16

Coefficients de ruissellement recommandés pour des précipitations de l'ordre de 25 mm (adapté de Schueler, 2008).

Conditions de sols	Coefficients de ruissellement
Forêt	0,02 à 0,05 *
Sols perméables remaniés	0,15 à 0,25 *
Couvert imperméable	0,95

*La gamme dépend du type de sol (classification NRCS) :

Forêt	A : 0,02 B : 0,03 C : 0,04 D : 0,05
Sols perméables remaniés	A : 0,15 B : 0,20 C : 0,22 D : 0,25
Sols avec capacité d'infiltration amélioré	A : 0,05 B : 0,06 C : 0,10 D : 0,12



Temps (minutes)	Intensité de précipitation (mm/h)
0	0,00
10	1,35
20	1,42
30	1,50
40	1,59
50	1,71
60	1,84
70	2,00
80	2,21
90	2,48
100	2,85
110	3,37
120	4,23
130	5,93
140	17,37
150	34,23
160	19,07
170	7,54
180	5,49

Temps (minutes)	Intensité de précipitation (mm/h)
190	4,41
200	3,73
210	3,27
220	2,91
230	2,64
240	2,43
250	2,25
260	2,10
270	1,98
280	1,87
290	1,77
300	1,69
310	1,62
320	1,54
330	1,48
340	1,43
350	1,38
360	1,33

Figure 8.20 Exemple de pluie de projet pour le contrôle de la qualité (station de l'aéroport de Québec, 26 mm sur une durée de 6 heures, discrétisée avec une distribution temporelle de type Chicago, pas de temps de 10 minutes).

La modélisation rattachée à la conception de différents ouvrages de contrôle pour la qualité peut également se faire avec une pluie de projet adaptée pour cet usage. Comme on l'a décrit à une section précédente, l'hydrologie pour le contrôle de la qualité doit se faire en considérant des pluies plus fréquentes. Par exemple, pour la région de Québec, on a pu établir que 90 % des événements pluvieux avaient une quantité de précipitation inférieure à 26 mm (une valeur de 25 mm à l'échelle du Québec est par ailleurs recommandée). En considérant que la durée moyenne des événements pluvieux était de 6 heures, une pluie de projet représentative serait donc une pluie d'une durée de 6 heures avec une quantité de pluie de 26 mm. Une distribution de type Chicago peut également être adoptée, ce qui nous donne la configuration montrée à la figure 8.20. La pluie montrée a été générée en utilisant une intensité maximale abaissée de 75 %, la différence étant redistribuée de chaque côté de la pointe. Cette pluie peut donc être utilisée pour l'analyse du contrôle qualitatif pour les différents types d'ouvrages.

8.5.3 Approches simplifiées

Deux approches simplifiées peuvent être utilisées pour estimer les charges de polluants pour un secteur en particulier ou un bassin versant. La première méthode implique simplement l'utilisation de taux unitaires typiques pour différentes occupations du sol. Les valeurs rassemblées aux tableaux 8.14 et 8.15, qui ont déjà été présentés à la section 8.3.4, peuvent être utilisées à cette fin. Il s'agit simplement de multiplier pour chaque type de surface la superficie par une valeur de charge de polluants annuelle et d'effectuer la somme des charges :

$$L = \sum A_i \, l_i \qquad (8\text{-}3)$$

où L est la charge totale, A est la superficie de la surface avec un type d'occupation du sol et l est la charge pour ce type d'occupation du sol.

Une autre approche simplifiée a été développée par Schueler (1987) et elle a été améliorée par la suite par le *Center for Watershed Protection* (CWP, 2003). Essentiellement, cette méthode nécessite simplement la superficie du bassin tributaire et le pourcentage imperméable, les concentrations moyennes de polluant qu'on désire analyser (données précédemment dans différents tableaux) et la précipitation annuelle. Les étapes de calcul sont les suivantes :

1. Estimation du ruissellement annuel, avec l'équation suivante :

$$R = P * Pj * Rv \qquad (8\text{-}4)$$

Où R est le ruissellement annuel (mm), P la précipitation annuelle (mm) qu'on peut obtenir d'Environnement Canada pour les différentes stations, Pj est la fraction des événements pluvieux produisant du ruissellement (habituellement pris à 0,9) et Rv est le coefficient volumétrique de ruissellement. Ce coefficient est estimé par l'équation suivante :

$$Rv = 0{,}05 + 0{,}9\ Ia \qquad (8\text{-}5)$$

Où Ia est la fraction imperméable.

2. Les charges polluantes sont estimées à partir de la relation suivante :

$$L = 0{,}226\ R * C * A \qquad (8\text{-}6)$$

où L est la charge annuelle de polluant (lbs), C est la concentration moyenne du polluant (mg/L) et A est la surface (en acres). Pour transformer des acres en ha, il faut multiplier par 0.4047; pour transformer des lb en kg, il faut multiplier par 0,454.

Pour les bactéries, l'équation suggérée est légèrement différente (CWP, 2003) :

$$L = 1{,}03 \times 10^{-3}\ R * C * A \qquad (8\text{-}7)$$

où L est la charge annuelle de polluants (en milliards de colonies), C est la concentration des bactéries (nb/100 mL) et A est la surface (en acres).

8.6. STRATÉGIES DE CONTRÔLE

Bien que le contrôle de la qualité des eaux de ruissellement soit plus actuellement un art qu'une science, avec peu de critères vraiment bien établis pour l'enlèvement ou le contrôle de l'impact des polluants, certaines règles empiriques ont été développées au cours des quinze ou vingt dernières années. Les principales règles qui se sont imposées incluent (ASCE/WEF, 1992) :

- Les contrôles les plus efficaces réduisent les débits de pointe et les volumes de ruissellement (ce qui est cependant plus difficile à gérer puisqu'on doit alors considérer de l'infiltration);
- en deuxième lieu, les contrôles les plus efficaces visent à réduire les débits de pointe (ces contrôles incluent généralement du stockage);
- pour de petits événements pluvieux, le ruissellement doit être retardé et géré par de la rétention, de façon à contrôler l'érosion en aval (il est cependant important de souligner que la fréquence des petits débits peut être augmentée et la durée d'écoulement à la sortie des ouvrages de contrôle sera plus longue, ce qui risque d'aggraver les problèmes d'érosion);
- plusieurs des polluants dans les eaux de ruissellement peuvent sédimenter ou être associés aux sédiments; une quantité appréciable de nutriments et certains métaux toxiques sont par ailleurs dissous et requièrent un traitement spécifique.

La prise en considération de ces éléments simples lors de la conception d'un réseau de drainage permettra au concepteur de réduire de façon importante la charge polluante pouvant être associée aux eaux de ruissellement issues du développement.

On peut par ailleurs, à partir de ces principes généraux, dégager certains éléments de base pour la planification du contrôle de la qualité des eaux de ruissellement (Urbonas et Roesner, 1993; ASCE/WEF, 1992; EPA, 1993, EPA, 2004) :

1. Prévention et réduction à la source des polluants;
2. Minimiser les surfaces imperméables directement drainées vers le réseau de drainage;
3. Concevoir des ouvrages de contrôle pour de petits événements pluvieux, généralement inférieurs à 25 mm;
4. Utilisation d'une filière de traitement.

Le concept de filière de traitement, introduit pour la première fois à la fin des années 1980, considère la gestion de la qualité des eaux de ruissellement comme l'application de certaines techniques en série. Le premier procédé est, évidemment, le contrôle à la source, suivi des contrôles applicables à des lots individuels. On retrouve ensuite les techniques envisageables pour des secteurs et, finalement, des bassins de rétention plus importants applicables à une région.

Comme l'indiquait le chapitre 3, le principe de base qui est retenu pour l'élaboration de la stratégie de contrôle est un pourcentage d'enlèvement des MES (un pourcentage de 80 %) et du phosphore total (40 % d'enlèvement). En considérant les valeurs moyennes de polluants générés qui ont été données aux sections du présent chapitre, on doit établir quels sont les pourcentages d'enlèvement qui peuvent être normalement atteints par les différentes pratiques de gestion optimales (PGO). Ces techniques sont discutées en détail au chapitre 11 mais le tableau 8.17 donne en résumé les pourcentages d'efficacité qu'il est recommandé d'attribuer à différentes techniques. Ces valeurs sont basées sur les 2 plus récentes bases de données disponibles pour différents sites nord-

américains (Geosyntec et Wright Water Engineers, 2007; CWP (NSQD), 2007) ainsi que les valeurs recommandées par la ville de Toronto (Toronto, 2006). Le tableau 8.18 donne plus de détails quant à la performance de différents types de PGO pour l'enlèvement du phosphore.

Les différents mécanismes commerciaux permettant l'enlèvement des MES et la gestion des huiles et graisses pour un contrôle à la source ne sont pas inclus au tableau 8.17 puisqu'ils offrent des performances très variées dépendant de plusieurs facteurs. La sélection de ces technologies devra s'appuyer sur une démonstration faite par un organisme indépendant avec des mesures in

Tableau 8.17

Pourcentages d'enlèvement médians des polluants pour différentes PGO.

Paramètres	Bandes filtrantes	Fossés de rue sans aménagement	Fossés engazonnés	Noues engazonnées (dry swale)	Bassin de rétention sec avec retenue prolongée	Bassin avec retenue permanente	Marais artificiel	Biorétention	Pratiques avec infiltration
MES	60[4]	30[1]	50[6]	80[1,3]	60[1]	80[1,3]	70[1,3]	80[4]	89[3]
Phosphore total	20[4]	0[1]	30[6]	34[1]	20[1,3]	52[2,3]	45[1,3]	40[5]	65[3]
Nitrates totaux	N/D	20[1]	N/D	31[1]	0[1]	31[1,3]	65[2,3]	40[2,3]	0[3]
Azote total Kjeldahl	N/D	0[1]	N/D	34[1]	30[1]	24[1,2]	30[1]	28[2]	N/D
Cuivre total	N/D	10[1]	N/D	50[1]	30[1,3]	57[1,3]	40[1,2]	75[2,3]	86[3]
Zinc total	N/D	10[1]	N/D	70[1]	30[1,3]	64[1,3]	40[1,2,3]	80[2,3]	66[3]
Plomb total	N/D	10[1]	N/D	70[1]	50[1]	60[1]	45[1]	70[2]	N/D
Bactéries	N/D	10[1]	N/D	60[1]	40[1]	65[1,3]	60[1]	N/D	N/D

Références : [1]Guide pour la Ville de Toronto (2006); [2]Geosyntec (2007); [3]CWP, (2007); [4]ASCE BMP DATABASE (2011); [5]Virginie (2010), [6]Pennsylvanie (2006).

Notes :

- Les polluants pour lesquels il est recommandé de faire un contrôle sont les MES et le phosphore total.
- Les séparateurs avec technologies brevetées (à vortex ou avec d'autres mécanismes), ne sont pas inclus au tableau puisqu'ils offrent un pourcentage d'enlèvement variable en fonction des critères de conception retenus.

Tableau 8.18

Pourcentages comparatifs d'enlèvement du phosphore pour différentes PGO (Minnesotta, 2005).

Catégorie	Type de PGO	Taux moyen d'enlèvement du phosphore total	Taux maximum d'enlèvement du phosphore total	Taux moyen d'enlèvement du phosphore dissous
Biorétention	Avec conduite perforée	50 %	65 %	60 %
	Infiltration	60 %	75 %	70 %
Filtration	Filtre granulaire	50 %	60 %	0 %
	Végétation	65 %	75 %	70 %
Infiltration	Tranchée	65 %	90 %	80 %
	Bassin	65 %	90 %	80 %
Bassins	Avec retenue permanente	50 %	65 %	70 %
	Bassins multiples	60 %	75 %	75 %
Marais artificiels	Marais peu profond	45 %	65 %	50 %
	Bassin/Marais	55 %	75 %	65 %

Note : Pour l'évaluation des performances attendues, il est recommandé d'utiliser les taux moyen d'enlèvement du phosphore total.

Tableau 8.19

Pourcentages comparatifs pour la réduction des volumes de ruissellement, l'enlèvement des polluants et la performance globale (volume et polluant) pour différentes PGO (adapté de Schueler, 2008).

Pratique	% de réduction du volume de ruissellement (RV)	% d'enlèvement du phosphore total (EP)	% global (Volume et polluant)[1] ET	Base de données CWP (2007) – Médiane au 3e quartile (Q3)
Toit vert	45 à 60	0	45 à 60	N/D
Débranchement de toit	25 à 50	0	25 à 50	N/D
Réservoir de pluie	40	0	40	N/D
Pavage poreux	45 à 75	25	59 à 81	N/D
Fossé engazonné	10 à 20	15	23 à 32	24 à 46[2]
Biorétention	40 à 80	25 à 50	55 à 90	5 à 30
Noue sèche	40 à 60	20 à 40	52 à 76	N/D
Noue avec retenue permanente	0	20 à 40	20 à 40	N/D
Infiltration	50 à 90	25	63 à 93	65 à 96
Bassin sec avec retenue à durée allongée	0 à 15	15	15 à 28	20 à 25
Écoulement en nappe dirigé vers un espace vert	50 à 75	0	50 à 75	N/D
Filtration	0	60 à 65	60 à 65	59 à 66
Marais artificiel	0	50 à 75	50 à 75	48 à 76
Bassin avec retenue permanente	0	50 à 75	50 à 75	52 à 76

[1] Enlèvement total ET = RV + ((100-RV) x EP)

[2] Catégorie qui comprend les fossés engazonnés sans aménagement, les noues sèches (dry swale) et les noues avec retenue permanente (wet swale).

situ et en laboratoire ou une méthodologie de conception rigoureuse établissant que le pourcentage d'enlèvement des MES est de 80 % et plus pour 90 % des événements des volumes de ruissellement annuel (valeur moyenne à long terme). Différents sites Internet, qui sont décrits à la fin de ce chapitre, fournissent de l'information sur les tests disponibles sur les différentes technologies et les programmes de certification.

Le tableau 8.19 regroupe quant à lui les performances moyennes auxquelles on peut s'attendre des différentes PGO en ce qui concerne la réduction du volume de ruissellement.

CHAÎNE DE TRAITEMENT EN SÉRIE

L'équation établissant la performance globale d'une chaîne de traitement en série a été retirée de cette section du guide puisqu'elle surestime l'efficacité globale d'enlèvement des MES.

Comme indiqué à la section 4.1 du Guide d'utilisation et d'application des résultats d'essais en laboratoire et sur le terrain vérifiés pour les appareils de traitement fabriqués d'eaux pluviales (TRCA, 2023), la performance globale d'une chaîne de traitement des eaux pluviales disposée en série correspond à la performance nominale la plus élevée parmi les solutions composant cette chaîne de traitement.

Ainsi, il n'est plus possible de combiner des ouvrages de traitement des eaux pluviales en série pour atteindre l'objectif de réduction des MES. Par exemple, une chaîne composée de deux solutions de traitement dont les performances nominales sont de 40% et 60% a une performance globale de 60% (valeur la plus élevée).

La performance de PGO en parallèle se calcul avec l'équation suivante (DEP, Pennsylvanie, 2006) :

$$R = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{n} C_i Q_i (1 - r_i)}{\sum_{i=1}^{n} C_i Q_i} \qquad (8\text{-}10)$$

où R représente l'enlèvement de polluant de n PGO en parallèle, Q_i est le débit passant dans la PGO, C_i est la concentration de polluant dans le débit et r_i est l'enlèvement de polluant pour la PGO_i.

Tel que le spécifie le guide de gestion des eaux pluviales du New Jersey (2004), les PGO placées en série devraient d'abord être installées, de l'amont vers l'aval, en ordre croissant de performance d'enlèvement des MES. En second lieu, elles devraient être installées en ordre croissant de performance d'enlèvement des nutriments. Enfin, elles devraient être installées selon leur facilité d'entretien, celles s'entretenant plus facilement devant être installées en premier. Par ailleurs, les séparateurs hydrodynamiques ou séparateurs d'huiles et de particules devraient être installés en amont dans la chaîne de traitement.

8.7 SUIVI ET MESURES

Dans les situations où les milieux récepteurs sont jugés particulièrement sensibles, une campagne de suivi avec échantillonnage pourra être requise. Une telle campagne de mesures peut toutefois prendre des années et requérir un budget important pour l'analyse des données. On devra dans ce cas veiller à installer un ou des pluviomètres dédiés à la campagne (sur le site), ainsi que des enregistreurs de débits et de concentrations de polluants. La gamme de polluants à échantillonner dépendra des usages à évaluer et de la nature du milieu récepteur, mais la campagne devrait typiquement inclure les paramètres suivants :

- Matières en suspension;
- DBO_5;
- Phosphore total;
- Azote total;
- Plomb;
- Zinc;
- Coliformes fécaux.

Le programme de mesures devrait être conçu pour obtenir de l'information sur toutes les gammes de pluie et pour toutes les durées des événements, particulièrement au début où un phénomène de premier flot pourrait être mesuré.

Plusieurs guides détaillés sont disponibles pour fournir de l'information pratique et pertinente sur les campagnes de mesures pour la qualité de l'eau (Shaver *et al.*, 2007; EPA/ASCE, 2002; USGS, 1999; Burton et Pitt, 2002).

Sites internet pour les différentes technologies commerciales de séparateurs et les programmes de certification

- EPA (*Environmental Protection Agency*), avec le programme *Environmental Technology Verification* (ETV) http://www.epa.gov/etv/vt-wqp.html/SWSATD.
- EPA (*New England*), qui donne une liste des différentes technologies avec des informations pertinentes. http://www.epa.gov/region1/assistance/ceitts/stormwater/techs.html.
- *Washington State Department of Ecology*, qui détermine des niveaux de développement pour chaque technologie examinée. http://www.ecy.wa.gov/programs/wq/stormwater/newtech/technologies.html
- *New Jersey Department of Environmental Protection Conditional Interim Certification*, qui fait la revue et émet des certificats pour les technologies qui satisfont aux protocoles. http://www.state.nj.us/dep/dsr/bscit/CertifiedMain.htm
- Univeristé d'Amherst (Massachusetts), programme *Stormwater Evaluation project* https://ag.umass.edu/cafe/nifa-planned-extension-initiatives/massachusetts-stormwater-technology-evaluation-project.
- Université du New Hampshire (*Stormwater Center*) http://www.unh.edu/erg/cstev/.

RÉFÉRENCES

AMEC *et al.* (2001). *Georgia stormwater management manual*. Volumes 1 et 2. Atlanta, Géorgie.

Aquafor Beech ltd (2006). *Stormwater management and watercourse impacts : the need for a water balance approach*. Rapport pour TRCA (Toronto Region Conservation Authority), Toronto, On.

Alberta Transportation (2003). *Design guidelines for erosion and sediment control for highways*. Alberta Transportation, Edmonton, Alberta.

Allison, R.A., Walker, T.A., Chiew, F.H.S., O'Neill, I.C. et McMahon, T.A. (1998). *From roads to rivers: Gross pollutant removal from urban waterways*. Rapport 98/6, Cooperative Research Center for Catchment Hydrology, Australie.

American Society of Civil Engineers (ASCE) et Water Environment Federation (WEF) (1992). *Design and construction of stormwater management*. Manuel de pratique, New-York.

Armitage, N. (2001). *The removal of urban litter from stormwater drainage systems*. Chapitre 19 dans Stormwater collection systems design Hanbook, McGraw-Hill, New-York.

Bent, G.C., Gray, J.R., Smith, K.P. et Glysson, G.D. (2001). *A synopsis of technical issues for monitoring sediment in highway and urban runoff*. United States Geological Survey (USGS), Open-file report 00-497, Denver, CO.

Burton, G.A. et R.E. Pitt (2002). *Stormwater Effects Handbook*. Lewis Publishers, CRC Press, Boca Raton, FL.

Calgary (2001). *Guidelines for erosion and sediment control*. Ville de Calgary, Wastewater and drainage urban development, Calgary, Alberta.

CWP (Center for Watershed Protection) (2003). *Impacts of imperviousness cover on aquatic systems*. Watershed Protection research monograph no. 1. Ellicot City, Maryland.

CWP (Center for Watershed Protection) (2007). *National Pollutant Removal Performance Database*, version 3. Ellicot City, Maryland.

Chocat, B. (éditeur) (1997). *Encyclopédie d'hydrologie urbaine*. Lavoisier, Paris.

DEP (*Department of Environmental Protection*) Pennsylvanie (2006). *Stormwater Best Management Practices Manual*. Document 363-0300-002, Pennsylvanie.

Duncan, H.P. (1995). *A review of urban storm water quality processes*, Cooperative Research Center for Catchment Hydrology, Melbourne, Australie, Report 95/9.

Ellis, B. (1986). *Pollution aspects of urban runoff*, dans *Urban runoff pollution*, H.C. Torno, J. Marsalek et M. Desbordes, ed., Springer Verlag, Berlin, New York.

EPA (1983). *Environmental Protection* Agency des États-Unis. *Results of Nationwide Urban Runoff Program (NURP)*. EPA-PB/84-185552.

EPA (1993). *Environmental Protection* Agency des États-Unis. *Urban runoff pollution, prevention and control planning*, Office of research and development center for environmental research information, Cincinnati, Ohio.

EPA (*Environmental Protection* Agency des Etats-Unis) et ASCE (American Society of Civil Engineers) (2002). *Urban Stormwater BMP Performance Monitoring – A Guidance manual for meeting the National Stormwater BMP Database requirements*. Office of Water, Washington, D.C.

EPA (2004). *Environmental Protection* Agency des États-Unis. *Stormwater Best Management Practice Design Guide*, Volumes 1, 2 et 3. Rapport EPA/600/R-04/121. Office of research and development center for environmental research information, Washington, D.C.

EPA (2007). *Developing your stormwater pollution prevention plan – A guide for construction sites*. Rapport EPA-833-R-06-004, Washington, D.C.

Federal Interagency Stream Restoration Working Group (FISRWG) (15 agences fédérales des États-Unis) (1998). *Stream Corridor Restoration: Principles, Processes, and Practices*. GPO Item No. 0120-A; SuDocs No. A 5 7.6/2:EN 3/PT.65 3. ISBN-0-934213-9-3.

Geosyntec Consultants et Wright Water Engineers (2007). *Analysis of treatment system performance. International Stormwater Best Management Practices (BMP) Database* (1999-2007), Water Environment Research Foundation, American Society of Civil Engineers (ASCE), US EPA, FHWA et APWA.

Geosyntec, Urban Drainage and Flood Control District et UWRRC. (2002). *Urban stormwater BMP performance monitoring – A guidance manual for meeting the national stormwater BMP database requirements*. Rapport EPA-821-B-02-001 pour ASCE/EPA, Washington, DC.

Goldman, S.J., Jackson, K. et Bursztynsky, T. A. (1986). *Erosion and sediment control handbook*. McGraw-Hill, New-York.

Heaney, J. P., Pitt, R. et Field, R. (1999). *Innovative urban Wet-Weather flow management systems*. Rapport EPA/600/R-99/029, Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH.

Karamalegos, A.M., Barrett, M.E., Lawler, D.F. et Malina, J.M. (2005). *Particle size distribution of highway runoff and modification through stormwater treatment*. Center for Research in Water Resources, Université du Texas, Austin, TX.

Marsalek, J. et coll. (eds), 2001. *Advances in Urban Stormwater and Agricultural Runoff Source Controls*, 1-15, compte rendu du Advanced Research Workshop on Source Control Measures for Stormwater Runoff de l'OTAN, St-Marienthal-Ostritz, Allemagne, publications universitaires Kluwer. Consulter le site http://www.nato.int/science.

Maryland Department of the Environment (MDE) (2000). *Maryland Stormwater Design Manual: Volume 1 and 2. Maryland Department of the Environment*, Annapolis, Maryland.

MDDEP (2003). *Guide d'aménagement des lieux d'élimination de neige et mise en oeuvre du Règlement sur les lieux d'élimination de neige*. Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs, Québec. Document disponible sur internet http://www.mddep.gouv.qc.ca/matieres/neiges_usees/index.htm.

Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs (MDDEP) (2007). *Calcul et interprétation des objectifs environnementaux de rejet pour les contaminants du milieu aquatique*, 2e édition, Québec, ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs, Direction du suivi de l'état de l'environnement, ISBN-978-2-550-49172-9 (PDF), 57 p. et 4 annexes.

Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs (MDDEP) (2008). *Critères de qualité de l'eau de surface*, Direction du suivi de l'état de l'environnement, ministère du

Développement durable, de l'Environnement et des Parcs, Québec, ISBN 978-2-550-53364-1 (PDF), 424 p. et 12 annexes.

Minton, G. (2005). *Stormwater treatment – Biological, Chemical and Engineering Principles*. Resources Planning Associates, Seattle, Washington.

MOE (2003). *Stormwater Management Planning and Design Manual*. Ministère de l'environnement de l'Ontario, Toronto, On.

MPCA (*Minnesota Pollution Control Agency*) (2005). *Minnesotta Stormwater Manual*. Minnesota Stormwater Steering Committee, Minnesotta.

MTO (Ministère des transports de l'Ontario) (1997). *Drainage management manual*. Drainage and hydrology section, Transportation engineering branch, Toronto, ON.

New Jersey Department of Environmental Protection, 2004. *New Jersey Stormwater Best Management Practices Manual*, (New Jersey) É.-U.

Novotny, V. et G. Chesters (1981). *Handbook of nonpoint pollution: sources and management*, Van Nostrand Reinhold, New York.

Novotny, V., Imhoff, K.R., Othof, M. et Krenkel, P. (1989). *Karl Imhoff's Handbook of urban drainage and wastewater disposal*, Wiley Interscience, New York.

Novotny, V. et G. Olem. (1994). *Water Quality. Prevention, Identification, and Management of Diffuse Pollution*. Van Nostrand Reinhold, New York.

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

Pitt, R. et Field, R. (1977). *Water quality effects from urban runoff*, J. Amer. Waterworks ass. 69:432-436.

Pitt, R. et Voorhees, J. (2000). *The Source Loading and Management Model (SLAMM): A Water Quality Management Planning Model for Urban Stormwater Runoff*. Disponible à : http://unix.eng.ua.edu/~rpitt/SLAMMDETPOND/WinSlamm/MainWINSLAMM_book.html.

Pitt, R. (2003). *The Source Loading and Management Model (WinSLAMM): Introduction and basic uses*. Disponible sur internet à : http://unix.eng.ua.edu/~rpitt/.

Pitt, R., Williamson, D. et Voorhees, J. (2005). *Review of historical street dust and dirt accumulation and washoff data*. Dans *Effective modeling of urban systems*, Monograph 13, W. James, Irvine, McBean et Pitt (eds), CHI, Guelph, Ontario.

Rivard, G. (2005). *Gestion des eaux pluviales – Concepts et applications*. 2e édition, Alias Communication Design, Laval.

Rossman, L. A. (2008). *Storm Water Management Model – User's Manual, Version 5.0*. Rapport EPA/600/R-05/040, Water Supply and Water Resources Division, National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, OH.

Shaver, E., Horner, R., Skupien, J., May, C. et Ridley, G. (2007). *Fundamental of urban runoff management – Technical and institutional issues*. North American Lake Management Society et EPA, Madison, WI.

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

Schueler, T. (2008). *Technical support for the Bay-wide runoff reduction method. Chesapeake Stormwater Network*. Baltimore, MD www.chesapeakestormwater.net

Stephens, J. *et al*. (2002). *Stormwater planning. A Guidebook for Bristish Columbia. British Columbia Ministry of Water, Land and Air Protection*, Vancouver, C.-B.

Strecker, E. W., Driscoll, E.D., Shelley, P. E. et Gaboury, D.R. (1987). *Characterization of pollutant loadings from highway runoff in the USA*. 4e conference internationale sur le drainage urbain, Lausanne, Suisse.

SWAMP (Stormwater Assessment Monitoring and Performance) (2005). *Synthesis of monitoring studies conducted under the stormwater assessment monitoring and performance program*. Toronto and Region Conservation Authority (TRCA), Toronto, ON.

Teng, Z. et Sansalone, J.J. (2004). *In situ partial exfiltration of rainfall runoff. II: Particle separation*. Journal of Environmental engineering, ASCE, Vol. 130, No. 9, pp. 1008-1020.

Toronto (2006). *Wet Weather Flow Management – Guidelines*. City of Toronto, Toronto Water Infrastructure Management, Toronto, On.

TRB (Transportation Research Board) (2006). *Evaluation of best management practices for highway runoff control*. National Cooperative highway research program, Rapport NCHRP 565, Washington, D.C.

TRB (Transportation Research Board) (1980). *Design of sedimentation basins*. NCHRP Synthesis of Hwy. Practice No. 70.

TRCA (Toronto and Region Conservation Authority)(2023). *Guide d'utilisation et d'application des résultats d'essais en laboratoire et sur le terrain vérifiés pour les appareils de traitement fabriqués d'eaux pluviales*. Toronto, Ontario. Document disponible sur internet SETV-Guidance-PAS-2023-06-01-French-1.pdf (sustainabletechnologies.ca)

Urbonas, B. R., et L.A. Roesner, 1993. *Hydrologic Design for Urban Drainage and Flood Control, Handbook of Hydrology*, publié par D.R. Maidment, New York : McGraw-Hill, p. 28-1-28-52.

USGS (U.S. Geological Survey) (1999). *Basic requirements for collecting, documenting and reporting precipitation and stormwater-flow measurements*. Rapport Open-File 99-255, USGS, Northborough, Massachusetts.

Vaze, J. et Chiew, F.H. (2004). *Nutrient loads associated with different sediment sizes in urban stormwater and surface pollutants*. Journal of environmental engineering, ASCE, 130(4), 391-396.

Wong, T. H. F. (2006). *Australia Runoff Quality – A Guide to Water sensitive urban design*. Engineers Australia, Melbourne.

CONTRÔLE DE L'ÉROSION DES COURS D'EAU

CHAPITRE 9

9.1 INTRODUCTION

L'érosion accrue dans les cours d'eau, qui est souvent observée lorsqu'un bassin versant s'urbanise, est importante à contrôler et à contrer puisqu'elle a souvent un impact non négligeable sur la qualité générale de l'eau dans le cours d'eau et parce qu'elle peut également affecter la nature et la qualité des habitats. Comme l'illustre la figure 9.1, l'interaction entre les différentes variables affectant les cours d'eau en milieu urbain est multiple et complexe, mais on connaît maintenant suffisamment les impacts négatifs du développement urbain pour reconnaître que des contrôles spécifiques pour minimiser l'érosion associée à l'augmentation des débits et volumes de ruissellement sont nécessaires. Ces contrôles sont distincts de ceux développés spécifiquement pour la qualité de l'eau et ceux qui ont trait au contrôle purement quantitatif, pour les débits se produisant plus rarement.

Lorsque des débits plus importants se rejettent sans contrôle avec de plus grandes vitesses dans les cours d'eau conséquemment à l'urbanisation d'un secteur, les cours d'eau verront typiquement leur forme et leurs dimensions se modifier pour tenter de s'adapter aux nouvelles conditions d'écoulement qui leur sont alors imposées. Les processus par lesquels la morphologie de ces cours d'eau se modifie sont l'érosion et la sédimentation. La dynamique hydrologique généralement élevée des bassins versants urbanisés fait en sorte que les processus sont rapides et il en résulte souvent une érosion accélérée, qui apporte

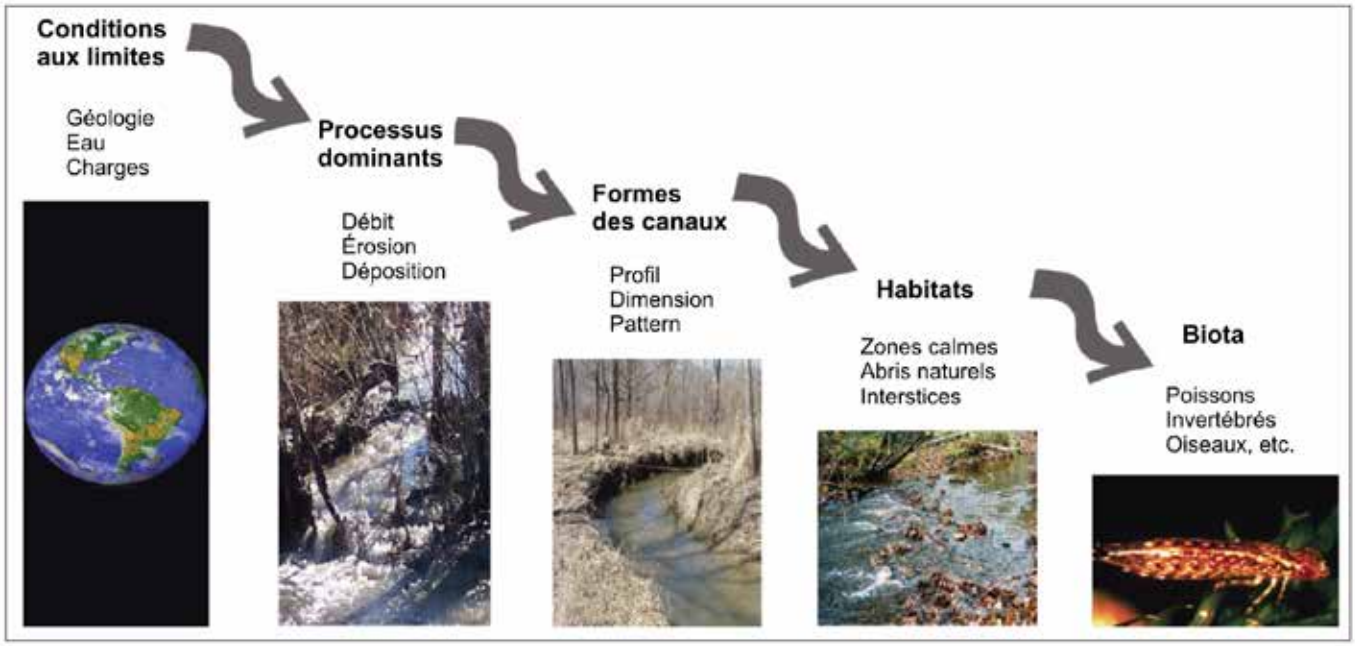


Figure 9.1 Relation des différentes variables et relation d'échelle pour l'équilibre des cours d'eau (adapté de DNR, Ohio, 2006).

davantage de sédiments dans les tronçons plus en aval et produit des conditions qui peuvent plus difficilement servir de support à des habitats sains.

Quoique la réhabilitation des cours d'eau dégradés soit possible, les coûts souvent élevés et les difficultés à effectuer ces travaux dans un environnement bâti font qu'il est souvent plus avisé de prévenir le développement de problèmes comme ceux montrés à la figure 9.2. Par ailleurs, il va sans dire que l'urbanisation peut ne pas être la seule responsable de l'érosion observée et qu'un **programme de contrôle de l'érosion des cours d'eau devra dans plusieurs cas être discuté et planifié à l'échelle d'un bassin versant**.

Figure 9.2 Érosion dans un cours d'eau dans un milieu bâti, rendant difficiles les interventions.

Les conditions initiales des cours d'eau avant le développement varient pour chaque site et c'est pourquoi la première étape d'un programme de contrôle de l'érosion sera de procéder à une évaluation des conditions géomorphologiques. Bien entendu, les conditions existantes ne seront pas toujours le meilleur point de référence (les conditions ayant pu se dégrader sur une période de plusieurs années) et c'est pourquoi certains outils, comme des conditions de référence ou un système de classification des cours d'eau, peuvent être très utiles pour comparer les conditions observées à des formes stables ou en équilibre.

La présente section discutera de certains principes de base concernant la géomorphologie des cours d'eau et des méthodes d'analyses qui sont disponibles pour l'évaluation et le contrôle de l'érosion dans les cours d'eau urbains. Les techniques de réhabilitation et de protection ne seront pas abordées de façon très détaillée mais on pourra consulter les références fournies à la fin du chapitre. De plus, on ne discutera pas ici des méthodes de contrôle d'érosion pendant la période de construction, méthodes qui devraient faire partie d'un programme général dans chaque municipalité. Comme le précisait le chapitre 8, l'apport en sédiments dans un secteur en construction peut être significatif et entraîner des impacts importants dans les cours d'eau récepteurs. Il y a donc lieu de prévoir, lors des travaux d'aménagement, des contrôles pour conserver et gérer le plus possible les sédiments sur le site. Plusieurs guides nord-américains abordent de façon détaillée cet aspect (GGHA, 2006; Alberta Transportation, 2003; Calgary, 2001; Goldman *et al.*, 1986; Barr, 2001; Schueler et Brown, 2004; CASQA, 2004; MTO, 1997; DNR, Ohio, 2006).

Après une discussion des concepts généraux et la présentation d'un système de classification des cours d'eau à la section 9.2, on retrouvera à la section 9.3 une description des points à considérer pour une évaluation des conditions d'érosion et une présentation des différentes techniques disponibles pour la réhabilitation de cours d'eau qui sont déjà affectés par de l'érosion. Il faut en effet reconnaître qu'une stratégie globale de contrôle de l'érosion, qui sera abordée à la section 9.4, pourra dans plusieurs cas comprendre à la fois des interventions sur le cours d'eau pour le protéger localement et le recours à d'autres techniques de gestion pour le contrôle des apports dans le bassin versant. La section 9.5 présentera finalement les approches, simplifiées ou détaillées, qui sont recommandées pour le contrôle de l'érosion par des pratiques de gestion optimale.

9.2 CONCEPTS GÉNÉRAUX

9.2.1 Impacts du développement urbain sur les cours d'eau et principes généraux de contrôle

L'objectif global des mesures de gestion des eaux pluviales pour le contrôle du potentiel d'érosion des cours d'eau est de préserver ou de recréer un système stable avec le maintien de ses habitats et de sa valeur esthétique tout en répondant aux besoins du développement. Puisque les processus en cause sont souvent de nature dynamique, on peut de façon générale parler d'équilibre hydro-sédimentaire qu'on doit tenter de préserver ou de rétablir. L'urbanisation d'un territoire affectera non seulement les apports hydrologiques mais également ceux en sédiments; la mise en place de bassins de rétention aura par ailleurs un

impact non seulement sur le régime hydrologique mais aussi sur la quantité et la nature des sédiments qui seront acheminés vers les cours d'eau. Il y a évidemment une interaction entre les aspects hydrologiques et les aspects sédimentaires et un programme de contrôle d'érosion doit nécessairement prendre en compte ces interrelations.

Hollis (1975) a étudié l'impact de l'urbanisation sur la fréquence des débits observés. Les principales conclusions sont les suivantes :

- Les débits pour des périodes de retour de 1 an ou plus longues n'étaient pas affectés pour un pourcentage imperméable dans le bassin versant d'approximativement 5 %. Par ailleurs, pour des conditions typiques d'urbanisation (environ 30 % imperméable), les débits 1 dans 100 ans pouvaient doubler en ampleur à cause des volumes de ruissellement accrus.
- L'effet hydrologique de l'urbanisation tend à décliner, relativement, pour des récurrences moins fréquentes. L'ampleur des changements pour les débits se produisant plus fréquemment (par exemple avec une période de retour de 1 dans 2 ans) sera plus importante que pour des débits d'occurrence plus rare.

D'autres études ultérieures ont par ailleurs démontré que les débits de plein bord (*bankfull discharges*) peuvent se produire beaucoup plus souvent dans le cas d'un bassin versant urbanisé que pour un bassin non développé. Cet aspect est essentiel à prendre en compte puisque les débits de plein bord sont depuis longtemps considérés comme un paramètre important influençant la forme et les caractéristiques des cours d'eau (Wolman et Miller, 1960; Dunne et Leopold, 1978). Pour plusieurs cours d'eau en conditions naturelles, la période de retour associée à ce débit de plein bord se situe souvent autour de 1 dans 1,5 an; cependant, lorsque le développement urbain s'accentue, ces débits peuvent se produire beaucoup plus souvent (plusieurs fois par année), ce qui contribuera à une accélération de l'érosion. Shaver *et al.* (2007) fournissent une excellente discussion sur les impacts physiques associés à l'érosion dans les cours d'eau et sur les conséquences quant à l'intégrité des habitats.

Les connaissances et critères de contrôle ont beaucoup évolué depuis une dizaine d'années et les différentes approches s'appuient maintenant à la fois sur les aspects géomorphologiques et sur les techniques de gestion des eaux pluviales. Un principe fondamental qui est maintenant démontré par plusieurs travaux de recherche est que le contrôle uniquement des débits de pointe, qui a été appliqué depuis les 30 dernières années, n'est pas suffisant pour assurer la stabilité des cours d'eau; la durée et la fréquence des plus petits débits peuvent en effet affecter la stabilité autant que l'ampleur des débits. De plus, comme les débits 1 dans 1,5 an se produisent plus souvent après l'urbanisation, la tendance actuelle est plutôt de contrôler à un niveau 1 dans 1 an, ce qui permet de compenser le fait que les débits pouvant affecter la morphologie des cours d'eau se produisent plus souvent.

Idéalement, l'objectif de base qui devrait donc être adopté serait de reproduire après le développement le régime hydrologique complet qui prévaut dans des conditions naturelles. En pratique, il peut être difficile d'atteindre cet objectif mais on doit au moins reconnaître qu'il est tout aussi important de contrôler les plus faibles débits (qui ont un impact sur l'érosion et la qualité des habitats) que les débits plus importants. En ce qui concerne le régime naturel de débits, Poff *et al.* (1997) ont identifié cinq composantes qui peuvent influencer les écosystèmes en rivière : l'ampleur des débits, leur fréquence, leur durée, leur distribution dans le temps et le taux de changements. Évidemment, tous ces paramètres sont affectés par le développement urbain et ils pourront avoir des impacts variables selon l'ampleur des changements hydrologiques et également selon le type de cours d'eau et ses caractéristiques géomorphologiques.

La section qui suit présentera certains principes de base qui devraient guider l'élaboration d'un programme de contrôle de l'érosion. L'étude de la géomorphologie des cours d'eau est toutefois un vaste domaine et certaines publications pourront être consultées pour approfondir ces aspects au besoin (Dunne et Leopold, 1978; Rosgen, 1996; FISRWG, 1998). La section 9.2.3, sans prétendre encore là fournir un traitement exhaustif de cet aspect, décrira par la suite brièvement la classification des cours d'eau proposée par Rosgen (Rosgen, 1994), ce qui permettra de mettre en évidence certains éléments et d'encadrer les analyses.

9.2.2 Géomorphologie des cours d'eau

Les formes et caractéristiques physiques d'un cours d'eau naturel sont le résultat d'un état d'équilibre entre les capacités de transport de l'eau et des sédiments et les apports hydrologiques et sédimentaires. La représentation classi-

que de cet équilibre est illustrée à la figure 9.3, qui appuie la définition d'un système fluvial en équilibre (Leopold *et al.*, 1964) :

Un cours d'eau avec son système de plaine de débordement sont en équilibre lorsque les caractéristiques physiques, couplées avec la pente et le débit, permettent d'offrir les vitesses requises pour le transport des sédiments et le stockage des charges sédimentaires générées par le bassin versant.

Les modifications à cet équilibre peuvent être induites par des événements climatiques, hydrologiques ou géologiques; elles peuvent également être le résultat d'une intervention humaine comme la mise en place d'un barrage, la diversion d'une partie des débits, l'extraction minière ou l'urbanisation du bassin versant. La relation illustrée par la figure 9.3 permet d'apprécier de façon qualitative les relations qui existent entre les différents paramètres (Lane, 1955) :

$$Qs\ D \sim Q\ S \qquad (9\text{-}1)$$

Où Qs est le débit sédimentaire, D est le diamètre moyen des sédiments, Q est le débit et S est la pente du cours d'eau. La relation donnée par l'équation 9.1 indique qu'il existe une proportionnalité entre les différents paramètres et qu'on peut s'attendre à un réajustement si un ou l'autre des paramètres est affecté. La relation ne fournit pas cependant d'information directe quant aux caractéristiques physiques des cours d'eau ni relativement aux seuils critiques qui entraîneront ou non des changements.

Un premier paramètre pour l'évaluation des cours d'eau est sa position dans le système hydrographique du bassin versant. Cette position fournit en effet une première indication des caractéristiques générales du cours d'eau, incluant sa pente longitudinale ainsi que les dimensions du canal. Comme le montre la figure 9.4, des cours d'eau d'ordre 1 (cours d'eau sans affluent) sont situés en amont du système hydrographique et sont généralement caractérisés par des pentes plus fortes et des dimensions plus restreintes. Les interventions seront souvent plus efficaces pour le contrôle de l'érosion lorsqu'elles sont faites sur des sous-bassins se drainant dans des cours d'eau d'ordre inférieur (1 ou 2) (Schueler, 1995).

Les autres paramètres à considérer pour l'évaluation d'un cours d'eau comprennent les dimensions du canal (caractéristiques physiques), le pattern en plan (caractéristiques et localisation des méandres) ainsi que d'autres caractéristiques comme la forme du lit, la composition granulométrique du lit et des berges ainsi que les alternances de bassins d'eau calme (fosses) et de tronçons avec un écoulement plus rapide, séparés par des seuils. La présence de fosses, de seuils et de tronçons plus rapides, avec également des secteurs d'érosion locale aux bas des berges, sont des éléments importants pour assurer et maintenir des habitats sains.

Tel que mentionné précédemment, un paramètre fondamental ayant un impact significatif sur les caractéristiques du cours d'eau est le débit de plein bord (*bankfull discharge*). **Ce débit est celui qui transporte la ma-**

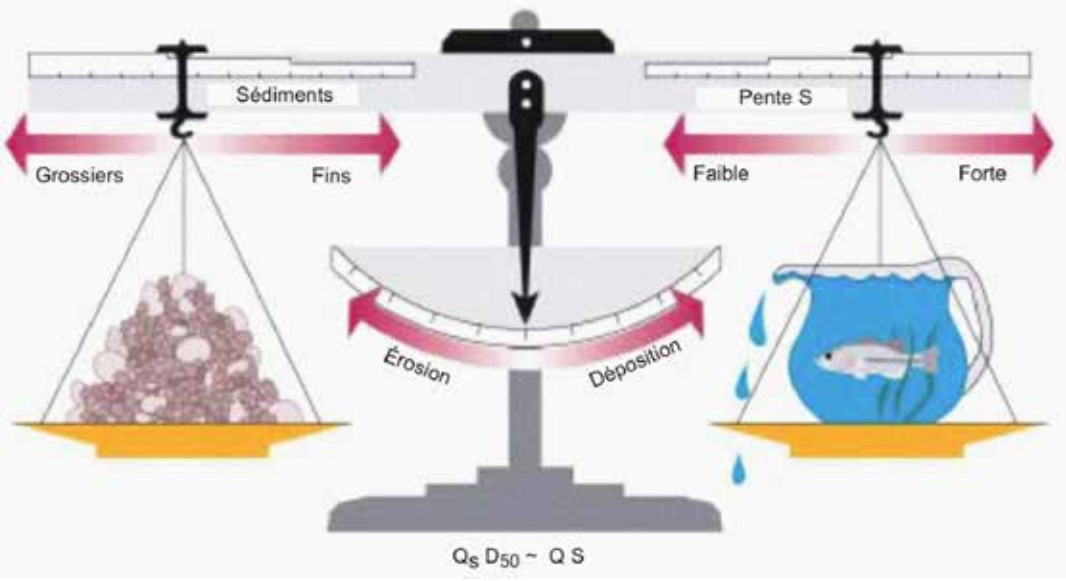


Figure 9.3 Facteurs affectant l'érosion ou la déposition en cours d'eau (Lane, 1955).

Figure 9.4 Classification des cours d'eau par leur position dans le système hydrographique.

jorité de la charge sédimentaire et qui contribue donc à l'établissement de la forme et des caractéristiques du cours d'eau. Les débits plus importants pourront dans certains cas avoir accès à une plaine de débordement plus large.

Historiquement, on a tenté d'établir une relation entre les débits de plein bord et la stabilité des cours d'eau. Puisqu'on estimait que ce débit à pleins bords était représentatif du débit régissant la forme géomorphologique des cours d'eau, on jugeait qu'un critère de contrôle pour l'érosion permettant de maintenir les débits avant et après développement pour cette période de retour serait adéquat. Plusieurs analyses ont donc tenté d'attribuer une période de retour à ce débit à pleins bords mais il apparaît maintenant, selon les plus récentes recherches entre autres sur des cours d'eau en Ontario (Baker *et al.*, 2008), que cet exercice est au mieux difficile et dans certains cas impossible.

La figure 9.5 montre une comparaison des périodes de retour associées aux débits de plein bord pour des cours d'eau ruraux et des cours d'eau urbains. On constate que, pour des cours d'eau ruraux en conditions naturelles, la période de retour moyenne se situe effectivement autour de 1 dans 1,5 an mais qu'elle peut varier entre 1,25 et 2; toutefois, pour des cours d'eau urbains, la période de retour est plus fréquente et on observe que le débit de plein bord se produit plus d'une fois par année. On reconnaît maintenant que le canal principal n'est pas formé par un seul événement mais que la forme qu'il développe est plutôt le résultat de la somme des forces qui sont exercées sur le lit et les berges pour une gamme de débits, à partir de la moitié du débit de plein bord jusqu'au débit de plein bord (MEO, 2003). De plus, on reconnaît également que le potentiel d'érosion est étroitement lié à la résistance des matériaux en place. Les approches plus détaillées, comme celle décrite brièvement à la section 9.6, tiennent compte de ces aspects.

Un autre débit caractéristique, en plus du débit de plein bord, devrait également être considéré (Baker *et al.*, 2008). Il s'agit du débit associé aux besoins des différents habitats et qui sont critiques pour maintenir l'intégrité écologique des cours d'eau. Une conception des canaux

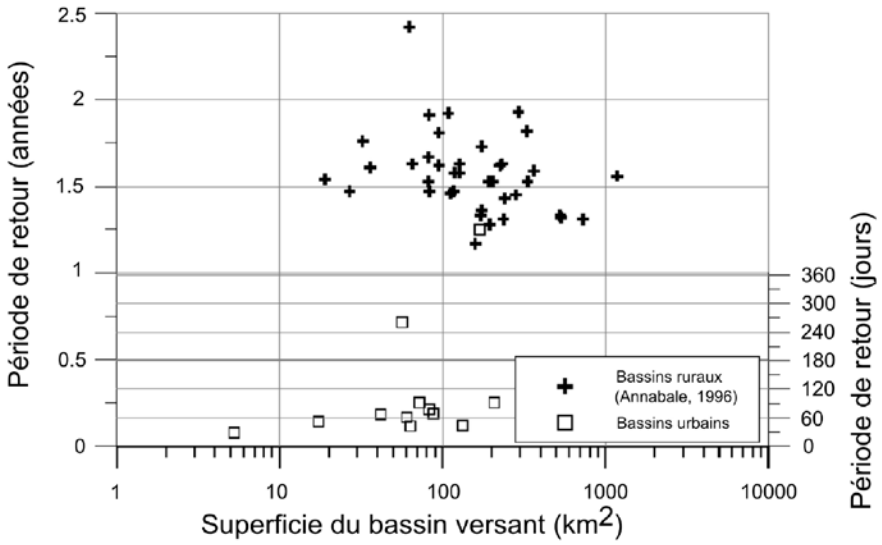


Figure 9.5 Comparaison des périodes de retour pour les débits de plein bord dans le sud de l'Ontario, en distinguant les bassins ruraux des bassins urbains (adapté de Baker *et al.*, 2008).

basée sur les débits contrôlant les aspects géomorphologiques et les débits écologiques peut permettre de maintenir la stabilité des canaux pour les habitats.

Les canaux ont une certaine capacité à tolérer les variations de débits et d'apport de sédiments qui accompagne l'urbanisation. Ce degré de tolérance varie en fonction du type de matériaux qu'on retrouve dans le lit du cours d'eau et sur les berges, ainsi que du type, de la densité et de la distribution de la végétation. Certaines études ont permis d'établir que les cours d'eau pouvaient devenir instables et commencer à s'éroder lorsque le pourcentage d'imperméabilité dépassait 10 %. Les modifications suivent généralement un processus en trois étapes (MEO, 2003) :

1. Le thalweg (la partie la plus profonde de la section du cours d'eau) s'ajuste et les formes du lit se modifient. Ce stade, qui peut passer inaperçu, peut durer de 2 à 3 ans et peut tout de même avoir un impact sur les habitats.
2. Durant le second stade, le canal commencera à s'élargir plus rapidement. De 35 à 65 ans pourront s'écouler avant que le canal ne se réajuste au nouveau régime de sédiments et de débits.
3. Le stade final implique le redéveloppement de la forme du méandre (donc modification en plan du cours d'eau). Cet ajustement se fait toutefois moins rapidement que le deuxième stade et le taux de changement est donc moins dramatique.

Annable (1996) a complété une étude sur plusieurs cours d'eau en Ontario, ce qui a permis de caractériser plusieurs paramètres en fonction notamment du type de cours d'eau établi avec la classification de Rosgen (1994), qui est décrite à la section suivante.

9.2.3 Classification des cours d'eau

Les modifications aux cours d'eau que l'urbanisation entraînera pourront être variables en fonction des types de cours d'eau et il devient donc important de pouvoir les caractériser et les classifier adéquatement. Un système de classification détaillé a été développé par Rosgen (1994, 1996) et peut fournir un cadre d'analyse très utile. Ce système, montré schématiquement aux figures 9.6a et 9.6b, classe les cours d'eau selon leur degré d'encaissement, le rapport largeur/profondeur, la sinuosité, la pente ainsi que les matériaux qu'on retrouve dans le canal principal.

Le premier paramètre utilisé pour identifier les classes de cours d'eau est la pente. Le tableau 9.1 donne l'établissement des classes selon ce paramètre. Un deuxième paramètre est la sinuosité, qui est définie comme étant le rapport de la longueur du canal le long de sa ligne de centre à la longueur de la vallée mesurée le long du centre des méandres ou de la vallée. La sinuosité produit de la résistance à l'écoulement et altère la pente effective du canal. Le tableau 9.2 définit les catégories selon ce paramètre.

Un autre paramètre pour classifier les cours d'eau est le rapport largeur/profondeur (la largeur étant mesurée au débit de plein bord et la profondeur étant la profondeur moyenne de la section pour ce même débit). Ce ratio dépend en grande partie de la résistance des matériaux en place, de leur capacité de maintenir une pente et de résister à l'érosion. Des matériaux cohésifs vont par exemple produire des canaux plus étroits et profonds. Le tableau 9.3 donne les classes par rapport à ce paramètre.

Tableau 9.1

Classes de cours d'eau en fonction de la pente (Rosgen, 1996).

Type de cours d'eau	Pente
A	0,04 – 0,099
B	0,02 – 0,039
C	< 0,02
D	< 0,02
Da	< 0,005
E	< 0,02
F	< 0,02
G	0,02 – 0,039

Tableau 9.2

Classes de cours d'eau en fonction de la sinuosité (Rosgen, 1996).

Type de cours d'eau	Rapport de sinuosité
Aa	1,0 – 1,1
A	1,0 – 1,2
B	> 1,2
C	< 1,4
D	Canaux multiples
Da	Canaux multiples
E	> 1,5
F	> 1,4
G	> 1,2

Les dimensions des matériaux en place sur le lit et les berges sont le quatrième paramètre pour la classification (voir figure 9.6), avec comme indice la dimension médiane (D_{50}). Ce facteur est aussi associé à la résistance du canal à l'érosion et a également une influence sur la résistance à l'écoulement. Un autre facteur de classement est le ratio de confinement (entrenchment ratio), qui est défini comme le ratio de la largeur de la plaine de débordement à la largeur à pleins bords du canal. La largeur pour la plaine de débordement est définie comme étant la largeur correspondant à deux fois la profondeur d'eau maximale du canal. Le tableau 9.4 donne les types en fonction de ce paramètre.

Finalement, un sixième paramètre pour la classification de Rosgen est une mesure du relief dans le bassin versant : pentes générales, géologie de surface et forme générale du paysage. Ce paramètre est un indicateur pour la stabilité des pentes et la production de sédiments dans le bassin versant. Le tableau 9.5 donne les classes relativement à ce paramètre.

Les analyses d'Annable (1996) pour des cours d'eau en Ontario sont basées sur la classification de Rosgen et plusieurs paramètres ont pu être définis en fonction des types de cours d'eau. Ainsi, les points montrés à la figure 9.5 pour les débits de plein bord peuvent être séparés par type de cours d'eau, en distinguant la période de retour du débit de plein bord en fonction du type de cours d'eau (tableau 9.6).

9.3 ÉVALUATION DE L'ÉTAT DES COURS D'EAU ET TECHNIQUES DE RÉHABILITATION

L'évaluation géomorphologique et de l'état d'un cours d'eau nécessite des connaissances dans plusieurs domaines. Il va sans dire que cette section ne présentera qu'un survol des différentes approches disponibles et qu'on aura intérêt au besoin à consulter différentes références pour

Tableau 9.3
Classes de cours d'eau en fonction du ratio largeur/profondeur (Rosgen, 1996).

Type de cours d'eau	Rapport largeur/profondeur
Aa	< 12,0
A	< 12,0
B	> 12,0
C	< 12,0
D	> 40,0
Da	< 40,0
E	< 12,0
F	< 12,0
G	< 12,0

Tableau 9.4
Classes de cours d'eau en fonction du ratio de confinement (Rosgen, 1996).

Type de cours d'eau	Rapport de confinement
A	< 1,4
B	1,4 – 2,2
C	> 2,2
D	n/a
E	> 2,2
F	< 1,4

Tableau 9.5
Classes de cours d'eau en fonction du ratio de confinement (Rosgen, 1996).

Type	Description
A	Pentes fortes, relief accidenté, stabilité des pentes diminuant de la classe 1 à 5 avec la diminution de la dimension des sédiments
B	Pentes modérées, relief modérément accidenté, stabilité des pentes diminuant de la classe 1 à 5 avec la diminution de la dimension des sédiments
C	Vallées larges, sols alluviaux

Tableau 9.6
Périodes de retour pour les débits de plein bord pour des rivières de secteurs ruraux en Ontario (Annable, 1996).

Type de cours d'eau (système Rosgen)	Période de retour	Écart-type	Période de retour Min.	Période de retour Max.
B	1,6	0,2	1,4	1,9
C	1,6	0,3	1,2	2,4
E	1,7	0,1	1,5	1,9
F	1,5	0,1	1,3	1,6
Tous	1,6	0,2	1,2	2,4

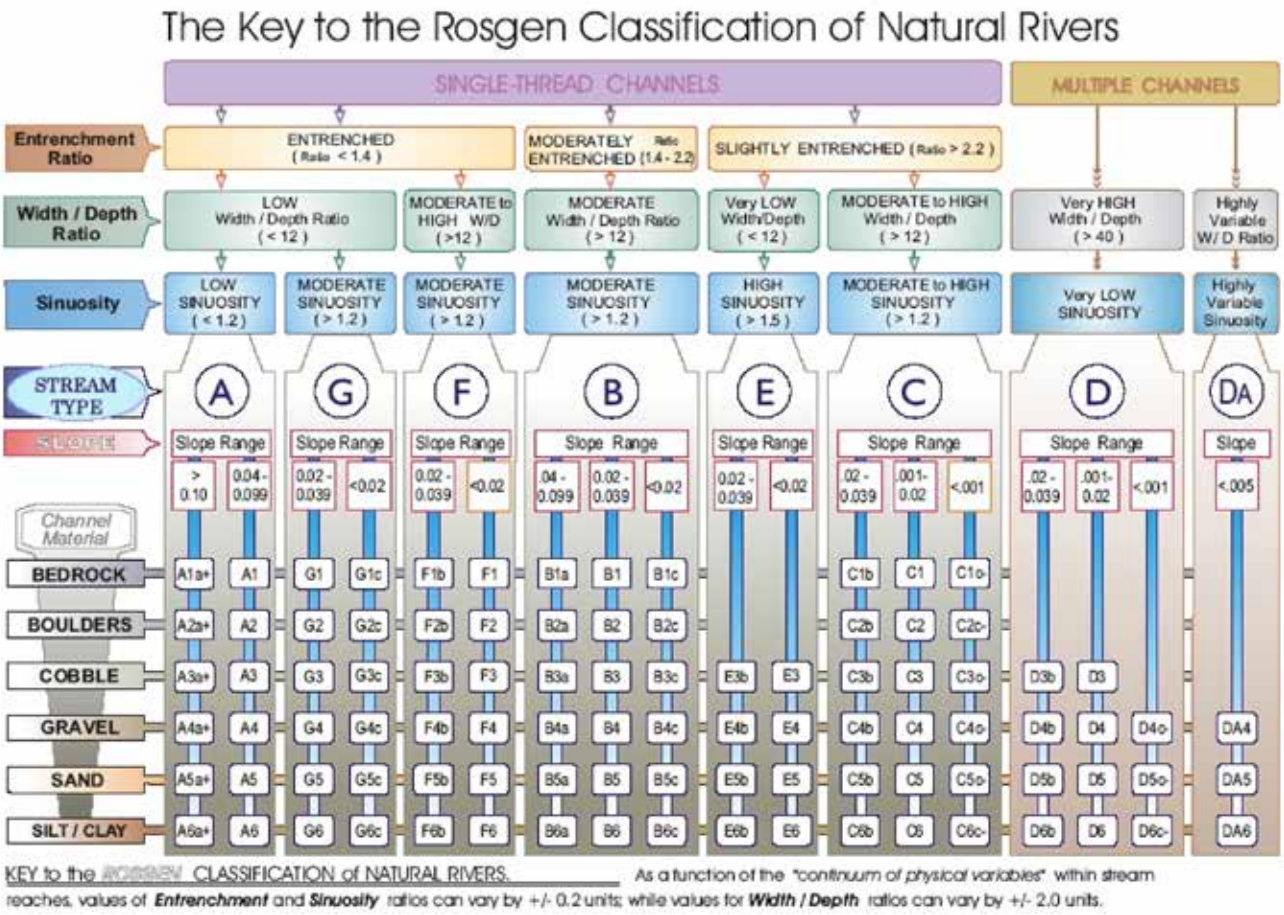


Figure 9.6a Système de classification des cours d'eau de Rosgen (1994).

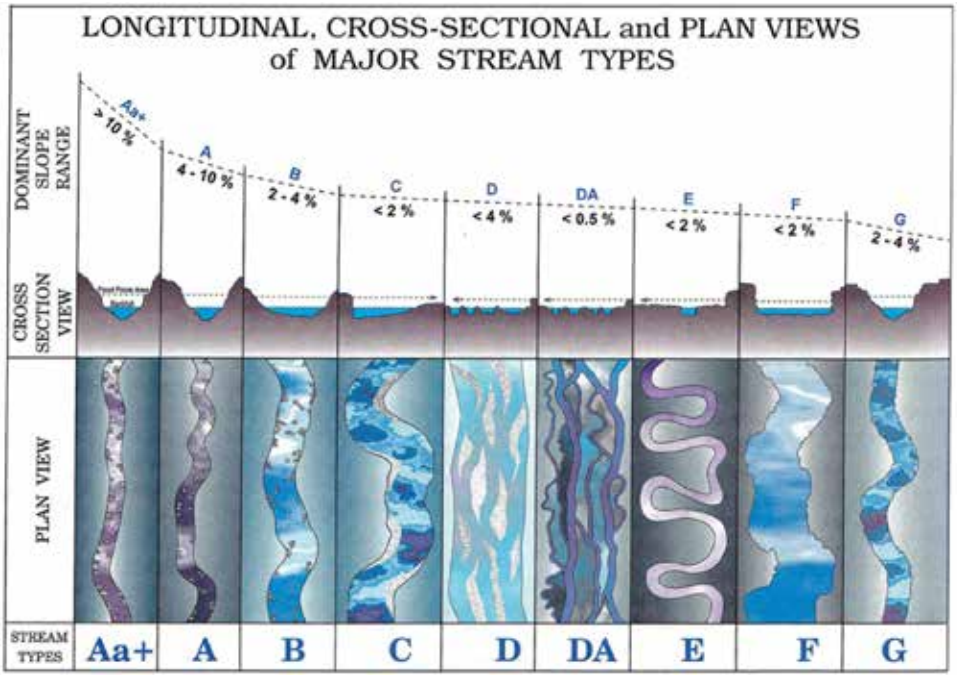


Figure 9.6b Système de classification des cours d'eau de Rosgen (1994).

approfondir ces aspects. Le choix des techniques appropriées pour la réhabilitation d'un cours d'eau dégradé physiquement est nécessairement lié à une évaluation adéquate des systèmes et il est donc important que cette évaluation soit réalisée avec un niveau de détails suffisant. Des références de base pour l'évaluation géomorphologique des cours d'eau et les techniques de réhabilitation incluent Rosgen (1994, 1996), Schumm *et al.*, (1984), FISRWG (2001), GGHA, (2006) et CWP (2004).

Le principal effet visible de l'urbanisation sur les cours d'eau est un élargissement du canal et de la section d'écoulement. Cet élargissement peut se faire graduellement en fonction du développement ou de façon plus abrupte en réponse à des événements plus intenses (Shaver *et al.*, 2007). Même si le cours d'eau a été stable depuis plusieurs années, un seul événement très important peut provoquer des changements dans les dimensions du canal et amorcer un processus d'érosion. En plus d'entraîner une accélération de l'élargissement du cours d'eau, la fréquence accrue et l'ampleur modifiée des débits de plein bord causent aussi de l'érosion des berges, une dégradation de la plaine de débordement et une perte dans certains cas de la sinuosité du canal. Les changements géomorphologiques et leur ampleur dépendent toutefois de plusieurs facteurs, dont la géologie, la structure et le type de végétation et les types de sol. Les documents mentionnés plus haut pourront être consultés pour les différentes approches permettant de caractériser et d'évaluer les phénomènes d'érosion.

Plusieurs techniques sont par ailleurs disponibles pour stabiliser localement les berges et assurer une protection spécifique. La meilleure approche reste toujours la prévention mais, dans plusieurs cas, en plus d'intervenir dans le bassin versant avec des mesures pour la gestion des eaux pluviales, il y aura lieu de mettre en place en même temps certains ouvrages de stabilisation lorsque la dégradation est assez avancée. La sélection de ces techniques de stabilisation devrait se faire en considérant trois facteurs (Biedenharn *et al.*, (1997) :

- L'efficacité des approches alternatives;
- Les considérations environnementales;
- Les facteurs économiques.

L'efficacité dépend entres autres de la durabilité, de la capacité d'ajustement à l'érosion, des profondeurs d'eau, des limitations quant aux interventions en berge, de l'alignement du canal, de l'impact sur les lignes d'écoulement et des impacts indirects sur l'érosion en amont et en aval du site. Les considérations environnementales devraient prendre en compte les objectifs généraux suivants :

- Préserver ou améliorer les habitats aquatiques et terrestres;
- Éviter d'intervenir lors des périodes sensibles pour les différentes espèces;
- Préserver ou améliorer les opportunités d'usages récréationnels;
- Préserver l'esthétique naturelle;
- Préserver les ressources s'il y a lieu.

Les facteurs économiques incluent le coût des différentes techniques, la disponibilité des matériaux et des ressources pour leur mise en œuvre et la faisabilité d'une construction par phases.

La protection contre l'érosion doit se faire en tenant compte de différents facteurs (Biedenharn *et al.*, (1997) :

- Géomorphologie appliquée;
- Hydraulique;
- Protection de la base des berges;
- Drainage de surface;
- Recommandations du manufacturier;
- Facteur de sécurité.

Lorsque la matière première est disponible en quantité et avec des caractéristiques adéquates, la protection en enrochement est souvent celle qui est la moins coûteuse tout en étant relativement flexible pour s'adapter à du mouvement ou du tassement (NHI, 1990). Les facteurs importants à considérer pour la protection en enrochement sont :

- La durabilité de la roche;
- La densité de la roche;
- La vitesse d'écoulement près de l'enrochement;
- L'angle du lit du cours d'eau et des berges;
- L'angle de repos de l'enrochement;
- La forme et l'angularité des roches pour assurer la stabilité;
- L'épaisseur de la couche de protection;
- La nécessité d'avoir un filtre ou une membrane géotextile ;
- La transition entre la couche de protection et les portions non protégées de la berge en amont et en aval.

Les documents et normes du MTQ fournissent des indications et recommandations pour les protections en enrochement et d'autres références pourront également être consultées à ce sujet (TRCA, 2001; NCHRP, 2006).

La protection en enrochement n'est cependant pas la plus esthétique des approches et il existe plusieurs autres techniques faisant notamment appel à de la végétation, des matelas de protection, des gabions ou d'autres matériaux. La présentation détaillée de ces différentes techniques déborde toutefois le cadre du présent document.

9.4 PRINCIPES D'UNE STRATÉGIE DE CONTRÔLE

Les contrôles pour minimiser l'érosion doivent permettre de compenser le fait que les débits et volumes de ruissellement seront non seulement augmentés avec l'urbanisation mais aussi que les débits de plein bord ou de la moitié du débit de plein bord se produiront plus souvent, soumettant ainsi le lit et les berges à des sollicitations plus intenses et fréquentes.

Dans l'élaboration d'une stratégie globale de contrôle pour l'érosion, on peut définir différents objectifs qui devraient normalement être envisagés de façon hiérarchique (DNR, Ohio, 2006) :

1. **Assurer et maintenir la stabilité verticale du canal principal**. L'instabilité peut se révéler par une érosion (voir figure 9.7) ou par des zones de dépôts de sédiments, mettant en évidence la perte d'un équilibre dynamique entre la capacité de transport des sédiments et leur apport.

   Plusieurs types d'approches existent pour évaluer la stabilité verticale, incluant une modélisation sophistiquée du transport de sédiments, une analyse avec les seuils critiques d'entraînement pour les matériaux du lit (avec par exemple un logiciel comme HEC-RAS), le ratio de la hauteur des berges à la profondeur correspondant au débit de plein bord ou encore la simple observation visuelle (figure 9.7). Les solutions dans ce cas peuvent inclure la mise en place de mécanismes de contrôle pour la gestion des eaux pluviales à l'échelle du bassin versant, combinée dans certains cas à des interventions plus localisées (Rosgen, 1996).

Figure 9.7 Illustration d'un processus d'érosion verticale.

2. **Accès à une plaine de débordement pour les débits de crue** (figure 9.8). Si le cours d'eau a accès à une plaine lors de débits importants, la force d'érosion dans le canal principal sera ainsi diminuée, les vitesses dans la plaine seront réduites et les eaux débordées pourront s'infiltrer suite à la crue et venir alimenter la nappe phréatique. En présence d'érosion et d'une augmentation des profondeurs, les cours d'eau peuvent se voir

Figure 9.8 Accès à une plaine de débordement (confinement ou non).

couper cet accès aux plaines de débordement, perdant ainsi les bénéfices associés à ce phénomène naturel. Il se produit alors un phénomène de confinement qui peut dans certains cas accélérer les processus de dégradation puisque dans ce cas toute l'énergie érosive et le transport des sédiments sont contenus dans le canal.

La qualité d'une plaine de débordement est avant tout une question d'élévation par rapport au canal et de son accessibilité; un autre élément important à considérer est son ampleur. Idéalement, l'élévation de la plaine devrait être à peu près au niveau correspondant au débit de plein bord, de façon à ce que le cours d'eau puisse déborder du canal principal une ou plusieurs fois par année. Quant à la largeur de la plaine, elle devrait être au minimum égale à trois fois la largeur correspondant au débit de plein bord et, idéalement, se rapprocher de 10 fois cette largeur (DNR, Ohio, 2006).

3. **Maintien de la forme du canal principal, représentée par les caractéristiques de la section, le patron de méandre et le profil du thalweg**. Les équations empiriques associées à la théorie du régime ou la classification de Rosgen (1996) qui donne des valeurs typiques pour des canaux stables peuvent être utilisées. Un tronçon de référence près du tronçon à réhabiliter ou à protéger peut également être utilisé. Les graphiques reproduits à la figure 9.9 montrent par ailleurs des courbes types obtenues pour différents cours d'eau en Ontario (Annable, 1996), en suivant la classification de Rosgen. Les relations entre les débits de plein bord, les superficies de bassin versant et d'autres caractéristiques obtenues par régression sont données au tableau 9.7. Ces relations, qui représentent des caractéristiques moyennes de cours d'eau naturels, devraient donc représenter des objectifs à atteindre pour des cours d'eau qui sont affectés par le développement urbain. D'autres courbes similaires sont également données par Dunne et Leopold (1978).

   Annable (1996) a également établi que, pour des cours d'eau de type C (classification Rosgen), les relations pour les largeurs de plein bord et les profondeurs moyennes avec le débit de plein bord (Q) pour des cours d'eau naturels étaient définies comme suit :

$$\text{Largeur} = 9{,}70\ Q^{0.15} \qquad (9\text{-}2)$$

$$\text{Profondeur} = 90{,}33\ Q^{0.47} \qquad (9\text{-}3)$$

Tableau 9.7
Relations entre la superficie du bassin de drainage (S) et le débit de plein bord (Q_p) pour des cours d'eau naturels en Ontario (Annable, 1996) (le type de cours d'eau correspond à la classification Rosgen (1996).

Type de cours d'eau (classification Rosgen)	$Q_p = a\ S^b$		
	α	α	Écart-type
B	0,47	0,68	0,09
C	0,22	0,90	0,19
E	0,58	0,72	0,23
F	15,37	0,14	0,58
Tous	0,52	0,74	0,25

4. **Maintien et développement des habitats**, dont la qualité est évidemment tributaire des trois autres objectifs préalables.

Il est par ailleurs important de savoir que le concept d'effectuer un contrôle pour le débit de période de retour de 2 ans a été largement utilisé dans les années 1970 aux États-Unis et en Ontario, sans que la protection contre l'érosion soit assurée. Dans plusieurs cas, le contrôle des débits 2 ans après développement à des niveaux 2 ans avant développement a en fait aggravé l'érosion à cause de la durée et de la fréquence accentuées du débit 2 ans. C'est pourquoi l'approche détaillée, décrite brièvement à la section 9.6, a été développée à partir d'analyses sur des cours d'eau en Ontario (MEO, 2003). La section suivante présente toutefois deux approches simplifiées, s'inspirant du guide du ministère de l'Environnement de l'Ontario (2003) et du guide pour le Maryland (MDE, 2000).

9.5 APPROCHES SIMPLIFIÉES

MEO (2003)

Une méthode simplifiée peut être adoptée pour des bassins dont la surface de développement est généralement moindre que 20 ha ***ET*** lorsque l'une ou l'autre des deux conditions suivantes s'applique (MEO, 2003) :

A) le bassin tributaire du cours d'eau récepteur au point d'entrée des eaux provenant du secteur en développement est égal ou plus grand que 2500 ha (25 km^2) ***OU***

B)
- la profondeur pour le débit de plein bord est moindre que 0,75 m;
- le cours d'eau est un cours d'ordre i;
- le canal principal est stable ou en transition;
- le canal est légèrement encaissé;

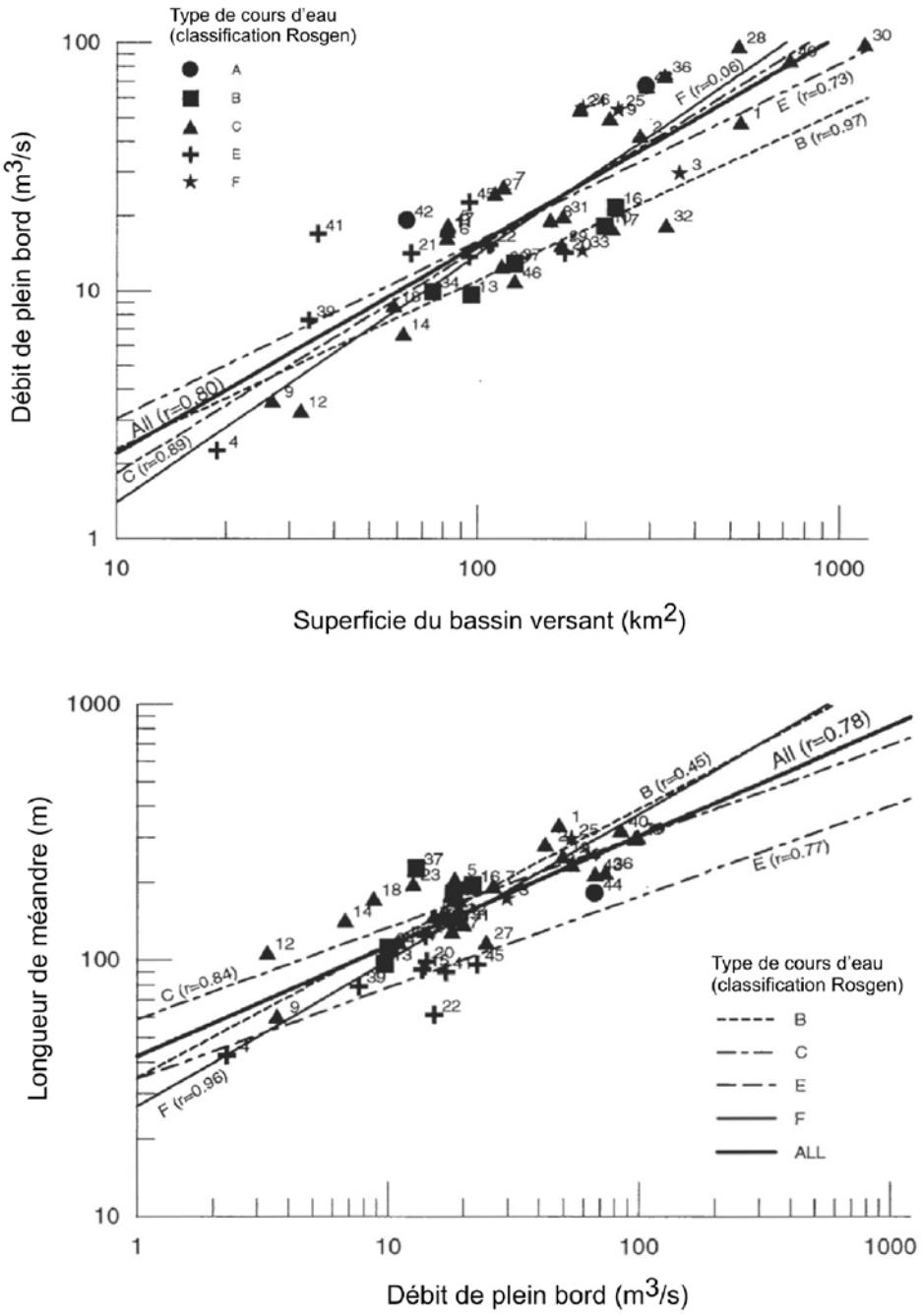


Figure 9.9 Relations spécifiques de paramètres pour des cours d'eau en Ontario (adapté de Annable, 1996).

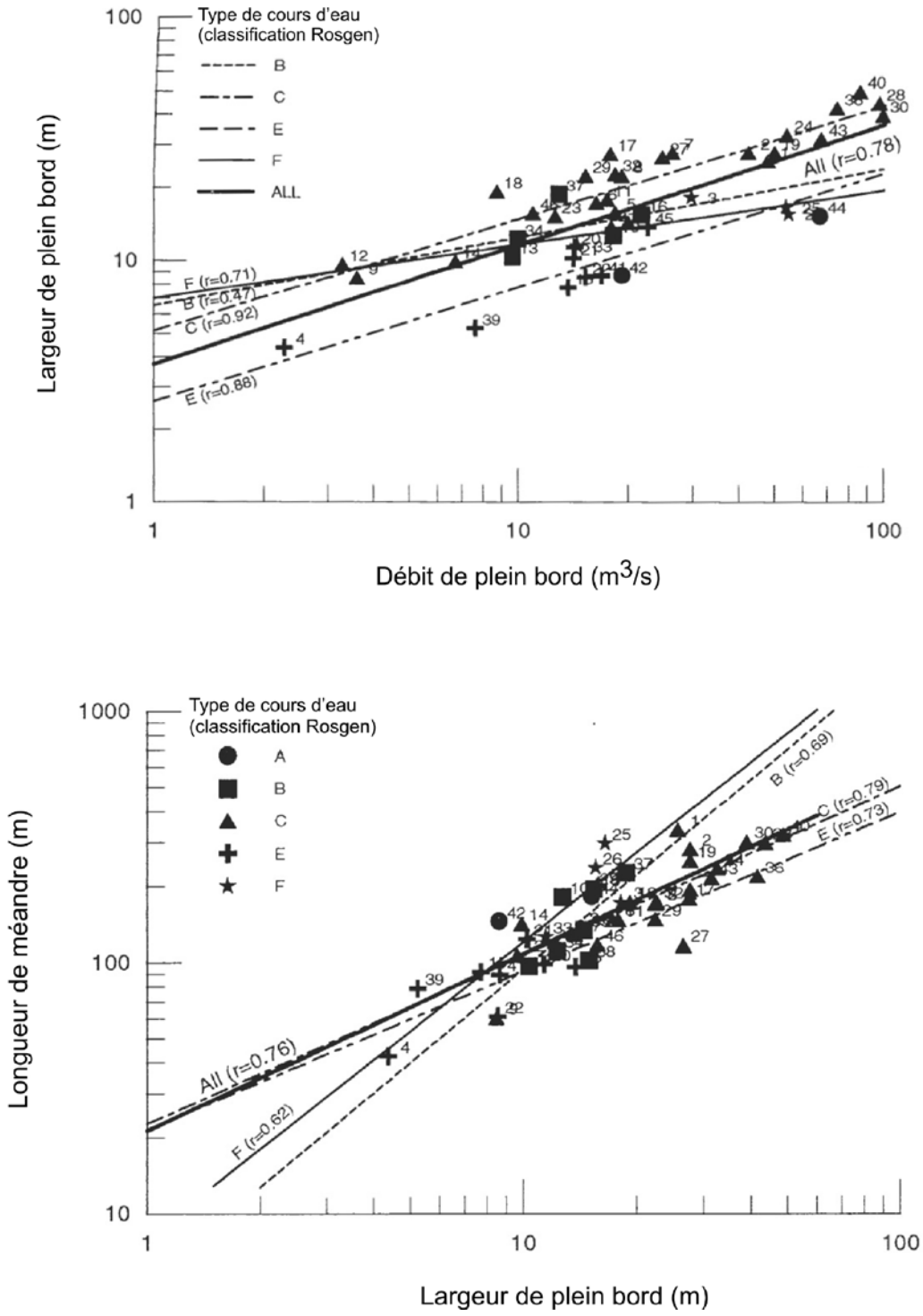


Figure 9.9 (suite) Relations spécifiques de paramètres pour des cours d'eau en Ontario (adapté de Annable, 1996).

Tableau 9.8

Éléments à considérer pour l'approche simplifiée (MEO, 2003).

Paramètre	Critère	Commentaire/définition
Plan directeur pour le bassin ou sous-bassin	N/A	N'existe pas (si une planification existe au niveau du bassin, elle sera évidemment utilisée en priorité)
Dimension du développement	< ou = 20 ha	Cette limite couplée avec la superficie totale de 2500 ha pour le bassin du cours d'eau récepteur permet d'assurer que les impacts seront limités
Cours d'eau de tête	Premier	Le cours d'eau est un canal de premier ordre selon la classification de Horton en utilisant les cartes topographiques 1 :50 000
Index de stabilité	SI < ou =0,4	Le canal est classé comme stable ou en transition selon l'index calculé par l'évaluation géomorphologique rapide
Ratio d'encaissement	T > ou = 2,2	Le canal est légèrement encaissé selon le système de Rosgen (1996)
Profondeur d'eau de débit de plein bord	< ou = 0,75 m	Pour des profondeurs plus grandes que 0,75 m, les caractéristiques des sols en place (cohésion, dimensions des particules et compaction, stratification, etc.) et la présence de végétation dont les racines assurent une stabilité sont des facteurs contrôlants.
Végétation riveraine	Dense	La végétation est dense et couvre à toutes fins pratiques toute la surface des rives avec une profondeur de racines qui pénètre sous les niveaux d'eau pour les conditions d'étiage

Le tableau 9.8 reprend les différents éléments avec des explications concernant les critères retenus (adapté de MEO, 2003).

L'approche simplifiée implique 3 composantes :

1. un relevé géomorphologique du canal pour mesurer les caractéristiques de la forme du cours d'eau;
2. évaluation de l'applicabilité de la méthode simplifiée pour le développement proposé;
3. établissement du volume de contrôle à la source nécessaire pour la rétention avec un ouvrage avant le rejet.

La première composante comprend les éléments suivants :

- une évaluation générale de la stabilité du cours d'eau et des modes d'ajustement;
- un relevé des paramètres suivants permettant de caractériser le cours d'eau :
  - profondeur d'eau de débit de plein bord;
  - largeur au miroir pour le débit de plein bord;
  - largeur de la zone pouvant être inondée à une élévation qui est le double de la profondeur d'eau de débit de plein bord;
  - composition des matériaux pour les rives (dernier tiers inférieur (sur les deux rives) et les matériaux pour le lit;
  - le type de sol selon la classification du NRCS pour le développement à l'étude.

Ces informations permettront de procéder à l'évaluation géomorphologique rapide, en utilisant le formulaire présenté au tableau 9.9. Le tableau est basé sur quatre paramètres :

- Signes d'alluvionnement (ou de dépôts) ;
- Signes d'érosion (ou de dégradation);
- Signes d'élargissement du canal principal;
- Signes d'ajustement de la forme en plan.

Chacun de ces facteurs est représenté par un certain nombre d'indices (colonne 3 du tableau) et on indique par un oui ou un non si l'indicateur a été ou non observé. Pour chacun des facteurs, la valeur à retenir comme ratio est le nombre de « oui » divisé par le nombre total d'indices. L'indice de stabilité IS est simplement la somme des valeurs obtenues pour chacun des 4 indices divisée par leur nombre (4). Les valeurs obtenues pour l'indice de stabilité peuvent être finalement évaluées à l'aide du tableau 9.10.

Une fois qu'on a établi que la méthode simplifiée est applicable, on doit déterminer le volume de rétention pour le contrôle de l'érosion. Il est important de souligner que les bénéfices pouvant être attribués à des volumes de rétention semblent diminuer si le volume de rétention devient trop important. Cela semble être dû aux facteurs suivants (MEO, 2003) :

1. la perte de volume de stockage effectif associé à des

Tableau 9.9

Résumé des indices pour l'évaluation géomorphologique rapide (adapté de MEO, 2003).

Forme/Processus	Indicateur géomorphologique		Présent		Facteur
	No (2)	Description (3)	Non (4)	Oui (5)	Valeur (6)
Signes d'alluvionnement (ID)	1	Aire de dépôt (bar)			
	2	Matériaux grossiers dans zones rapides			
	3	Dépôt de silt dans zones tranquilles			
	4	Aire de dépôt au milieu			
	5	Accumulation sur les aires de dépôt dans les courbes			
	6	Mauvaise ségrégation longitudinale des matériaux du lit			
	7	Dépôts dans la zone extérieure			
		Somme des indices			
Signes d'érosion (IE)	1	Fondations de pont exposées			
	2	Conduites exposées			
	3	Émissaire pluvial surélevé			
	4	Gabion/béton minés			
	5	Trou d'érosion en aval des ponceaux/émissaires			
	6	Face coupée pour les aires de dépôt			
	7	Coupe verticale			
	8	Couche de protection avec base dégagée			
	9	Canal dégradé jusqu'au roc			
		Somme des indices			
Signes d'élargissement (IEL)	1	Arbres, arbustes, clôtures tombés			
	2	Présence de débris organiques de grandes dimensions			
	3	Racines d'arbres exposées			
	4	Érosion au bas du talus dans les méandres			
	5	Érosion au bas de talus sur les 2 côtés dans les zones rapides			
	6	Gabion/murs contournés par l'écoulement			
	7	Longueur de l'érosion au bas de talus > 50 % dans le tronçon			
	8	Longueur exposée d'une conduite ou d'un câble antérieurement enfouis			
	9	Lignes de fracture en haut du talus			
	10	Fondations de bâtiment exposées			
		Somme des indices			
Signes d'ajustement de la forme en plan (IP)	1	Formation de coupe(s)			
	2	Canal simple à canaux multiples			
	3	Évolution de la forme zone tranquille (bassin) vers zone rapide à un lit abaissé			
	4	Canaux de coupe			
	5	Formation d'îles			
	6	Alignement du thalweg déphasé avec la forme des méandres			
	7	La forme des aires de dépôt mal définie			
		Somme des indices			
Indice de stabilité (IS) = (ID + IE + IEL + IP) / m					

Tableau 9.10

Grille d'interprétation pour l'indice de stabilité (adapté de MEO, 2003).

Valeur de l'indice de stabilité IS	Classification	Interprétation
IS ≤ 0,2	En équilibre	La morphologie du canal est à l'intérieur de la gamme de variabilité pour des cours d'eau de caractéristiques hydrographiques similaires – l'évidence d'instabilité est isolée ou associée avec des processus normaux
0,21 ≤ IS ≤ 0,4	En transition ou sous stress	La morphologie du canal est à l'intérieur de la gamme de variabilité pour des cours d'eau de caractéristiques hydrographiques similaires mais une évidence d'instabilité est fréquente
IS > 0,41	En ajustement	La morphologie du canal n'est pas à l'intérieur de la gamme de variabilité pour des cours d'eau de caractéristiques hydrographiques similaires et une évidence d'instabilité est observée à plusieurs endroits

périodes de rétention plus longues, avec l'augmentation du volume du bassin et la tendance pour les événements pluvieux de se présenter comme des événements multiples en succession;

2. l'altération de la réponse hydrologique du bassin versant due à l'effet non uniforme de laminage du bassin sur la distribution de forces tractrices (une diminution des forces d'érosion se produit de façon plus importante à la base des berges que sur le lit du cours d'eau, ce qui force le lit à s'éroder);
3. le confinement des débits associés à des événements plus rares à l'intérieur du canal à cause de l'effet de réduction des volumes de rétention;
4. l'impact sur le régime sédimentaire s'accroit avec des bassins de rétention plus grands et un temps de rétention plus long.

Les figures 9.10 et 9.11 donnent les volumes de stockage pour un pourcentage imperméable (surfaces directement raccordées) et une gamme de valeurs pour le contrôle à la source (CS sur les figures). Par exemple, sur la figure 9.10 on peut constater pour un secteur avec un taux d'imperméabilité de 30 % qu'en contrôlant à la source 3,8 mm sur l'ensemble du bassin, on pourra réduire de 160 m^3/ha à 120 m^3/ha les besoins en rétention pour le contrôle de l'érosion.

L'application de ces graphiques nécessite trois étapes :

1. Détermination du pourcentage de surfaces imperméables pour les surfaces directement raccordées;
2. Établissement du type hydrologique de sol (classification du NRCS);
3. Détermination à l'aide des graphiques du volume à prévoir pour la rétention.

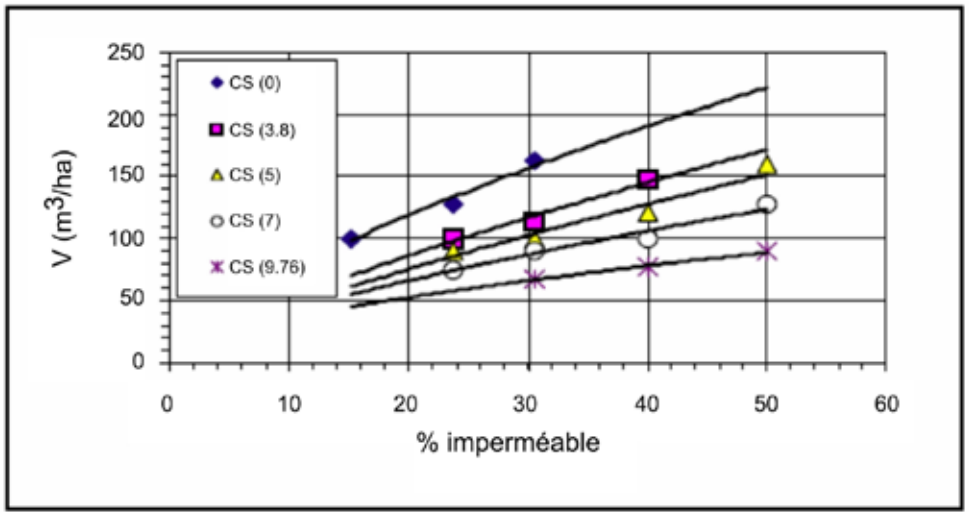


Figure 9.10 Établissement du volume de rétention pour le contrôle de l'érosion pour des sols de type NRCS A et B en fonction du pourcentage imperméable directement raccordé et de différents niveaux de contrôle à la source CS (les chiffres entre parenthèses indiquant les mm stockés pour l'ensemble du bassin versant (méthode simplifiée du MEO, MEO (2003).

MARYLAND (2000)

Une autre approche simplifiée qui peut être utilisée est décrite dans le manuel de gestion des eaux pluviales de l'état du Maryland (MDE, 2000). Des analyses de comparaison entre différentes approches de contrôle (Cappucitti, 2000) ont permis d'établir que les résultats obtenus avec cette approche simplifiée étaient similaires à ceux obtenus avec l'approche détaillée du MEO (2003).

On recommande ici d'effectuer une rétention d'une durée de 24 heures pour l'hydrogramme résultant d'une pluie de 24 heures avec une période de retour de 1 an. En d'autres mots, le volume 1 dans 1 an après développement doit être relâché en 24 heures. On pourra utiliser une distribution de type II NRCS (anciennement SCS) pour la distribution temporelle de la quantité de pluie.

La quantité de pluie pour une durée de 24 heures et une période de retour de 1 an peut être prise à 75 % de la quantité pour une période de retour de 2 ans, qui est une valeur directement disponible dans les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) fournies par Environnement Canada.

9.6 APPROCHE DÉTAILLÉE (MEO, 2003)

Une approche détaillée est également proposée dans le guide ontarien (MEO, 2003) et peut être utilisée dans les situations suivantes :

- Pour tout développement, sans égard à sa dimension ou sa localisation à l'intérieur du bassin versant, pourvu que les spécialistes techniques soient disponibles pour compléter les évaluations détaillées qui sont nécessaires;
- On considère que cette approche détaillée est plus appropriée qu'une approche simplifiée, à cause des dimensions et de la localisation du secteur et de la sensibilité des cours d'eau récepteurs en terme de morphologie ou d'écosystème pour les habitats.

Le tableau 9.11résume les principales étapes de cette approche; le document du MEO (2003) peut être consulté pour plus de détails.

Les étapes 1, 2 et 3 représentent les analyses préalables du système de cours d'eau afin d'établir l'encadrement pour les investigations subséquentes. Le premier élément force à définir les buts et objectifs à long terme qu'on associe au cours d'eau. Un très petit cours d'eau mal défini et intermittent aura par exemple un traitement différent d'un cours d'eau où l'on retrouve plusieurs espèces de poissons qui bénéficient d'une bonne diversité écologique. La sensibilité du système à un dérèglement du régime hydrologique ou sédimentaire et les conditions morphologiques actuelles du cours d'eau sont également des éléments importants à considérer.

L'étape 4 implique la cueillette des paramètres requis pour compléter les analyses devant être faites en fonction des objectifs visés. Un ou des tronçons de comparaison peuvent ici être sélectionnés et caractérisés pour devenir des étalons afin de comparer les tronçons dégradés.

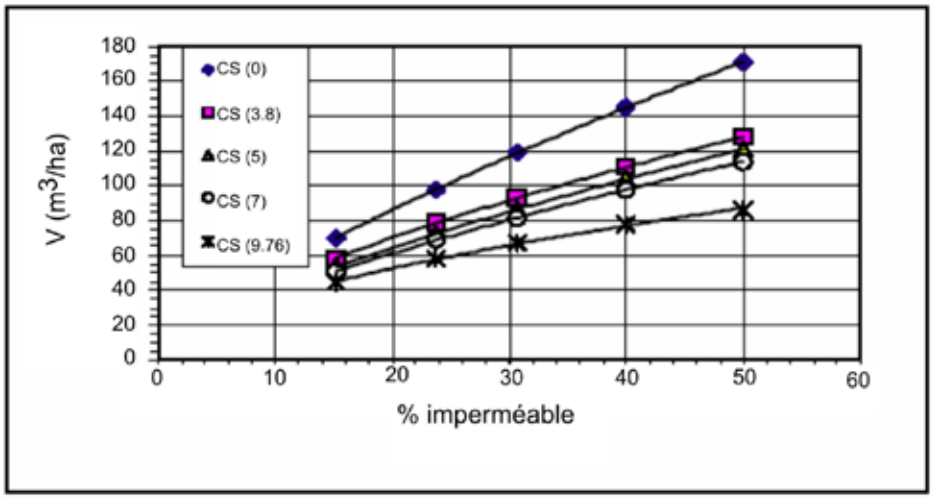


Figure 9.11 Établissement du volume de rétention pour le contrôle de l'érosion pour des sols de type NRCS C et D en fonction du pourcentage imperméable directement raccordé et de différents niveaux de contrôle à la source CS (les chiffres entre parenthèses indiquant les mm stockés pour l'ensemble du bassin versant (méthode simplifiée du MEO, MEO (2003).

Tableau 9.11

Résumé des principales étapes pour l'approche détaillée (adapté de MEO, 2003).

Étape	Description
1	Clarification des buts et objectifs
2	Cartographie des ressources et de l'occupation du sol
3	Évaluation du système 1. Physiographique 2. Contexte historique 3. Base de données régionale
4	Évaluation de la stabilité du cours d'eau 1. Définition de tronçon de comparaison 2. Localisation de tronçons représentatifs 3. Évaluation géomorphologique rapide 4. Relevés pour diagnostic
5	Cartographie contrainte-opportunité 1. Options pour réhabilitation - protection 2. Options pour gestion des eaux pluviales
6	Alternatives pour la gestion des eaux pluviales
7	Objectifs de contrôle pour l'érosion 1. Seuils géomorphologiques pour la stabilité 2. Critères géomorphologiques pour la protection – réhabilitation des habitats
8	Critère de conception pour le contrôle de l'érosion 1. Contrôle du volume 2. Contrôle du débit de rejet
9	Sélection du programme optimal (gestion des eaux pluviales avec interventions au cours d'eau)
10	Conception pour la mise en œuvre des pratiques de gestion des eaux pluviales

Les étapes 5 à 9 comprennent le développement, l'évaluation et la sélection de l'alternative optimale pour la gestion des eaux pluviales. Les éléments clés de cette composante sont :

- Identification des contraintes et des possibilités;
- Développement des critères de conception pour la gestion des eaux pluviales;
- Développement des alternatives qui peuvent comprendre une série de mesures et de pratiques;
- Sélection d'une alternative;
- Conception préliminaire des différentes techniques et mesures comprises dans le plan de gestion des eaux pluviales.

Les plans détaillés sont finalement préparés à l'étape 10, dans laquelle on devrait également prévoir un plan de réalisation qui demeurera flexible et pourra être adapté en fonction d'un programme de suivi.

RÉFÉRENCES

Alberta Transportation (2003). *Design guidelines for erosion and sediment control for highways*. Alberta Transportation, Edmonton, Alberta.

Aquafor Beech ltd (2006). *Stormwater management and watercourse impacts : the need for a water balance approach*. Rapport pour TRCA (Toronto Region Conservation Authority), Toronto, On.

Annable, W. K. (1996).*Database of morphologic charasteristics of watercourses in southern Ontario*. Ministère des Ressources naturelles, Ontario.

Baker , D. W., Pomeroy, C.A., Annable, W.K., MacBroom, J. G., Schwatz, J. S. et Gracie, J. (2008). *Evaluating the Effects of Urbanisation on Stream Flow and Channel Stability – State of Practice*. World Environmental and Water Ressources Congress 2008. Hawai.

Calgary (2001). *Guidelines for erosion and sediment control*. Ville de Calgary, Wastewater and drainage urban development, Calgary, Alberta.

CASQA (California Stormwater Quality Association) (2004). *Stormwater Best Management Practice (BMP) Handbook – Construction*. California Stormwater Quality Association, Menlo Park, CA.

DNR (Department of Natural Resources), Ohio (2006). *Rainwater and Land Development* Ohio's Standards for Stormwater Management Land Development and Urban Stream Protection. Ohio Department of Natural Resources Division of Soil and Water Conservation, Columbus, Ohio.

Dunne, T. et Leopold, L.B. (1978). *Water in environmental planning*. W.H. Freeman, New York.

EPA (2007). *Developing your stormwater pollution prevention plan – A guide for construction sites. Rapport EPA-833-R-06-004, Washington, D.C*.

Federal Interagency Stream Restoration Working Group (FISRWG) (15 agences fédérales des États-Unis) (1998). *Stream Corridor Restoration: Principles, Processes, and Practices*. GPO Item No. 0120-A; SuDocs No. A 5 7.6/2:EN 3/PT.65 3. ISBN-0-934213-9-3.

GGHA (Greater Golden Horseshoe Area Conservation Authorities) (2006). *Erosion and sediment control guidelines for urban construction*. GGHA, Toronto, ON.

Goldman, S.J., Jackson, K. et Bursztynsky, T. A. (1986). *Erosion and sediment control handbook*. McGraw-Hill, New-York.

Hollis, G.E. (1975). *Effect of urbanization on floods of different recurrence interval. Water Resources Research*. 11(3), 431-435.

Lane, E.W. (1955). *The importance of fluvial morphology in hydraulic engineering*. Journal of hydraulics division, ASCE 81:745-761.

Maryland Department of the Environment (MDE) (2000). *Maryland Stormwater Design Manual: Volume 1 and 2. Maryland Department of the Environment*, Annapolis, Maryland.

MEO (2003). *Stormwater Management Planning and Design Manual*. Ministère de l'environnement de l'Ontario, Toronto, On.

MPCA (*Minnesota Pollution Control Agency*) (2005). *Minnesotta Stormwater Manual*. Minnesota Stormwater Steering Committee, Minnesotta.

MTO (Ministère des transports de l'Ontario) (1997). *Drainage management manual*. Drainage and hydrology section, Transportation engineering branch, Toronto, ON.

Poff, L. N., Allen, D., Bain, M. B., Karr, J. R., Prestegaard, Richter, B., Sparks, R.E. et Stromberg, J. (1997). *The natural flow regime*. Bioscience Vol. 47, No. 11.

Rosgen, D.L. (1994). *A classification of natural rivers*. Catena, Vol. 22, 169-199. Elsevier Science, B.V. Amsterdam.

Rosgen, D.L. (1996). *Applied river morphology*. Wildland hydrology, Pagosa Spring, CO.

Schueler, T. (1995). *Site Planning for Urban Stream Protection*, Center for Watershed Protection, Elliot City, Maryland.

Schueler, T. et Brown, K. (2004). *Urban Watershed restoration manual No. 4: Urban stream repair practices*. Version 1.0. Center for Watershed Protection, Elliot City, Maryland.

Schumm, S. A., Harvey, M. D. et Watson, C.C. (1984). *Incised channels: morphology, dynamics and control*. Water resources publications, Littleton, CO.

Shaver, E., Horner, R., Skupien, J., May, C. et Ridley, G. (2007). *Fundamental of urban runoff management – Technical and institutional issues*. North American Lake Management Society et EPA, Madison, WI.

TRB (Transportation Research Board) (1980). *Design of sedimentation basins. NCHRP Synthesis of Hwy. Practice No. 70.*

Wolman, M.G. et Miller, J.P. (1960). *Magnitude and frequency of forces in geomorphic processes. Journal of Geology*. 68(1), 54-74.

MODÉLISATION

CHAPITRE 10

10.1 INTRODUCTION

10.1.1 Concepts généraux et terminologie

Les modèles sont une représentation simplifiée d'un processus ou d'un système, la plupart du temps sous une forme différente par rapport au système lui-même. Le terme modèle est en ce sens apparenté à la notion de concept qui peut être traduit subséquemment en relations mathématiques. Il est important de souligner que le modèle mathématique peut être aussi simple qu'une seule équation ou en comprendre plusieurs centaines pour décrire de façon plus détaillée certains processus. À titre d'exemple, la méthode rationnelle constitue en elle-même un modèle qui permet d'estimer, avec certaines simplifications et hypothèses, un débit de pointe pour la conception des réseaux. Les modèles élaborés avec certains logiciels de simulation peuvent servir à établir le même paramètre de conception, mais en utilisant une représentation beaucoup plus détaillée que celle sur laquelle se base la méthode rationnelle. Dans certains cas, cela ne veut toutefois pas dire que la réponse obtenue avec un modèle plus complexe soit nécessairement plus précise ou valide que celle obtenue avec la méthode rationnelle.

Les comportements hydrologique et hydraulique d'un sous-bassin urbain soumis à une précipitation peuvent être très complexes et un modèle nous fournit une vue simplifiée permettant de réduire cette complexité et de résoudre des problèmes spécifiques. Un problème est une difficulté qu'il faut résoudre pour obtenir un certain résultat et, en hydrologie urbaine, les problèmes de conception peuvent souvent être ramenés à des questions spécifiques qui servent à définir des objectifs relativement précis, par exemple :

- Quelles sont les dimensions du réseau de drainage pouvant transporter sans surcharge les débits de pointe qu'on peut associer à une période de retour de 1 dans 5 ans ?
- Quelle devrait être la capacité d'un ponceau traversant une autoroute ?
- Quel devrait être le volume utile d'un bassin de rétention devant prévenir les inondations ou les surcharges des réseaux en aval ? Quels contrôles seraient optimaux pour minimiser l'érosion dans le cours d'eau récepteur ? Pour effectuer un contrôle de la qualité et minimiser les impacts pour un rejet dans une rivière ?

Les deux premières questions apparaissent simples à première vue et peuvent généralement être analysées de façon satisfaisante, à tout le moins dans le cas d'un bassin versant de petite taille, avec une approche simplifiée comme la méthode rationnelle. Les questions soulevées dans le troisième point ne peuvent toutefois pas être adéquatement analysées avec la méthode rationnelle et c'est dans ce type de situations, très communes lorsqu'on parle de gestion des eaux pluviales, qu'un modèle plus détaillé deviendra nécessaire.

L'utilisation d'un modèle suppose par ailleurs qu'on soit conscient des relations plus ou moins floues qui peuvent exister entre les problèmes de conception qui doivent être résolus, l'incertitude qui peut être associée au modèle et l'interprétation des résultats obtenus par modélisation. Il existe généralement un degré de complexité optimal pour différents types de problèmes et on peut considérer comme une bonne pratique d'avoir recours au modèle le plus simple possible qui puisse tout de même fournir des

réponses suffisamment précises pour les besoins. Accroître le niveau de détails pour un modèle (et par là même sa complexité et la possibilité de mieux représenter la réalité) a souvent un impact sur l'incertitude qui peut lui être associée et le niveau de connaissances techniques qui sont nécessaires; le tableau 10.1 fournit d'autres avantages et désavantages lorsqu'on compare un modèle simple et un modèle complexe.

En hydrologie urbaine, le système qu'on tente de simuler à l'aide de relations mathématiques est composé du bassin versant et des réseaux de drainage dont les caractéristiques et les interrelations peuvent être relativement complexes. Ce système peut être défini par différentes composantes auxquelles ont peut associer différents processus; ces processus peuvent être dans certains cas totalement indépendants de ce qui se passe dans d'autres composantes mais ils sont le plus souvent interreliés. Le tableau 10.2 fournit une liste des principales composantes et des différents processus qui leur sont associés. Le découpage et l'analyse d'un système complexe comme un bassin versant urbain par composantes et processus facilitent le développement d'un modèle.

Tableau 10.1

Avantages et désavantages des modèles simples ou complexes (adapté de James, 2003).

Modèle simple	Modèle complexe
Peut être non réaliste	Peut nécessiter des ressources appréciables pour son élaboration
Moins flexible et adaptable à différentes situations	Donne des résultats plus détaillés
Plus facile à comprendre	Plus difficile à comprendre
Utilisable sur n'importe quel ordinateur	Demande un ordinateur plus performant
Moins probable qu'il contienne des erreurs	Plus grande probabilité de contenir des erreurs
Plus facile à vérifier	Plus difficile à vérifier
Demande moins de données d'entrée	Demande plus de données d'entrée
Plus facile à modifier si les objectifs de conception changent avec le temps	Permet d'investiguer les effets de plusieurs facteurs sur le système
Permet d'obtenir rapidement des résultats	Offre plus de flexibilité à l'usager, s'adaptant à différents environnements
Nécessite peu d'habileté technique ou de connaissances approfondies pour l'utilisation	Requiert un modélisateur plus expérimenté et avec des connaissances techniques plus approfondies

Tableau 10.2

Composantes d'un bassin versant urbain et processus typiquement associés (adapté de Walesh, 1989).

Composantes	Processus
Sous-bassin	Transformation de la précipitation en ruissellement Accumulation et lessivage des polluants
Tronçon de canal naturel – plaine inondable	Transport et laminage de débits Érosion et sédimentation
Réseau d'égout	Transport et propagation des débits Surcharge
Rues	Débit en caniveau et interception par les grilles Transport et propagation des débits Accumulation en surface
Bassin de rétention	Laminage des débits Accumulation de sédiments Enlèvement des polluants
Pont / ponceau	Effet de courbe de remous Affouillement Atténuation des débits

Tableau 10.3

Catégories de composantes pour le regroupement de processus pour la simulation de réseaux de drainage.

Catégorie de composantes	Modèles
Sous-bassin	Hydrologique
Tronçon de réseaux	Hydraulique
Ouvrages spéciaux (vannes, ponceaux, orifices, déversoirs)	Modèles spécifiques
Milieu récepteur	Modèle de pollution

Les différentes composantes d'un modèle de simulation de drainage urbain peuvent également être regroupées en 4 principales catégories, comme le montre le tableau 10.3. Chaque composante nécessite l'élaboration d'un modèle particulier pour représenter un ou des processus; différents logiciels pourront avoir des modèles différents pour simuler un même processus et il deviendra donc important, lorsqu'on aura à comparer les résultats obtenus avec différents logiciels, de tenir compte de cet aspect.

En terminant cette section générale, il apparaît important de définir certains termes qui sont parfois utilisés de façon plus ou moins ambiguë en pratique.

Un **système** est un ensemble d'éléments ou de composantes reliés fonctionnellement les uns aux autres. Un **modèle** est une représentation simplifiée soit d'un processus ou d'un système pris dans son ensemble. À titre d'exemple, le modèle de Horton permet de représenter les processus d'infiltration alors que la méthode rationnelle est un modèle permettant d'obtenir le débit de pointe pour un système global (et qui englobe donc de façon simplifiée plusieurs processus, dont ceux liés à l'infiltration).

Un **logiciel** ou un **programme** regroupe par ailleurs un ensemble de lignes de code traduisant en langage informatique les différents processus et relations mathématiques les décrivant; il permet de simuler les différents processus et de prendre en compte leur interaction pour créer un modèle.

Un modèle de drainage urbain peut par ailleurs être schématisé avec les différents éléments montrés à la figure 10.1. Mis à part la pluie (P), on retrouve comme données d'entrée deux catégories d'éléments, soit les données variables et les paramètres. Les données variables (E) sont celles qui changent avec le temps (durant la simulation)

Figure 10.1 Composantes d'un modèle.

et qui peuvent influencer le comportement du modèle (paramètres d'infiltration, dépressions initiales, etc.). Les paramètres (C) sont de façon générale les données qui ne changent pas durant la simulation et qui permettent de décrire le réseau (pente, diamètre, type de conduites) ou certains aspects du bassin versant (par exemple les superficies des sous-bassins ou le pourcentage imperméable).

Le cœur du modèle est évidemment le logiciel qui regroupe les relations mathématiques utilisées pour simuler les différents processus et leur interaction avec différentes procédures de programmation. Une fois réalisée la transformation des données d'entrée par le logiciel, on obtient finalement les résultats (R). Cette simple schématisation permet à la section suivante de définir certains types de modèles.

10.1.2 Types d'utilisation et d'application des modèles

Un premier type de modèle, qui représente une situation où on doit effectuer un calage, est montré à la figure 10.2a. Dans ce cas, pour un bassin versant donné, on mesure la pluie et le débit à l'exutoire et on cherche à ajuster les variables d'entrée pour obtenir, avec les différentes fonctions de transformation dans le logiciel, les résultats correspondant aux mesures de débits.

La figure 10.2b montre un deuxième type de modèle, alors qu'on cherche à connaître le fonctionnement du système pour une entrée connue. Ceci constitue le problème classique de diagnostic du fonctionnement et on peut distinguer dans ce cas les conditions pour l'état actuel ou pour les conditions dans un état soit de prédéveloppement ou représentant une situation future. C'est évidemment un des avantages importants apportés par la modélisation : avoir la possibilité d'analyser des conditions passées ou futures quant à l'état de certains éléments du système pour pouvoir par exemple établir des critères de contrôle (conditions de prédéveloppement) ou dimensionner des ouvrages en fonction des conditions qui prévaudront dans un futur plus ou moins lointain. L'analyse rapide de différents scénarios est ainsi facilitée et peut servir de base pour des prises de décision éclairées.

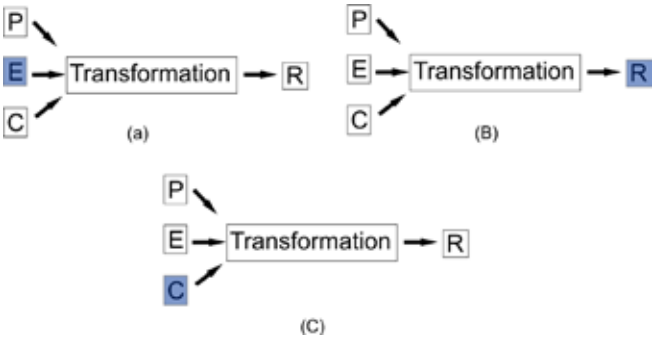


Figure 10.2 Types de modèles. Le type (a) représente un calage, le type (b) un diagnostic et le type (c) un dimensionnement.

Finalement, un troisième type de modèle (figure 10.2c) représente le cas où on désire connaître le dimensionnement à donner aux ouvrages pour obtenir un niveau de service (ou un état de fonctionnement) que l'on s'est fixé pour des variables d'entrée également fixées. Dans cette situation, on doit définir un niveau de risque acceptable, qui dictera par exemple la période de retour de la pluie sélectionnée ainsi que le niveau de service attendu dans les résultats.

Par ailleurs, on peut reconnaître qu'en pratique il existe essentiellement deux types de modélisation : celle effectuée pour un nouveau réseau, pour laquelle il n'existe évidemment pas de données pour caler le modèle et celle pour un réseau existant, où des mesures peuvent être dans ce cas disponibles pour ajuster le modèle aux conditions réelles. Dans la première situation, on doit donc procéder par inférence, c'est-à-dire assumer qu'avec certaines hypothèses concernant les valeurs à utiliser pour les paramètres qu'on ne peut a priori quantifier de façon très précise, le modèle simulera de façon acceptable le système réel projeté. La seule procédure qui peut alors fournir une assistance pour évaluer l'incertitude associée à l'utilisation du modèle est l'analyse de sensibilité, où les paramètres sont variés un à un pour établir leur influence sur les résultats de la modélisation.

Dans le deuxième cas, où on doit analyser le comportement d'un réseau existant, on peut, après avoir effectué une analyse de sensibilité, caler et valider le modèle en confrontant les résultats à des mesures de précipitation et de débits. Ces étapes complétées, on pourra ensuite soumettre le modèle à des conditions critiques et dégager les solutions optimales pour la réhabilitation ou l'opération du réseau.

En ce qui concerne les **types d'application**, on peut distinguer **cinq (5) grandes catégories de problèmes** qui sont susceptibles d'être résolus en utilisant une modélisation du fonctionnement d'un réseau :

1. établissement du diagnostic de fonctionnement d'un réseau;
2. conception d'un réseau neuf dans une zone située à l'amont du réseau existant;
3. définition des interventions sur un réseau existant;
4. planification et études globales;
5. analyse de la qualité des eaux.

La catégorie 3 est évidemment reliée à la catégorie 1 puisque le diagnostic du réseau servira souvent de base pour définir des interventions, locales ou de plus grande envergure, sur les réseaux existants pour permettre d'atteindre un certain niveau de service. Le diagnostic pour un réseau doit par ailleurs tenir compte de l'état actuel ou de l'état futur tant en ce qui concerne l'occupation du sol que le réseau. Quatre sous-problèmes peuvent donc devoir être analysés :

- Comment fonctionne le réseau existant dans l'état actuel de la ville et des réseaux ?
- Comment fonctionnerait le réseau existant sans modification dans un état futur de la ville ?
- Comment fonctionnerait le réseau après intervention dans l'état actuel de la ville ?
- Comment fonctionnerait le réseau après intervention dans un état futur de la ville ?

La pose d'un diagnostic adéquat nécessite également de porter une attention particulière au choix de la pluie d'analyse. Dans le cas d'un événement réel ayant causé des débordements ou refoulements, on pourra valider le modèle avec les niveaux d'eau observés. Si on veut par ailleurs évaluer le niveau de service du réseau, la sélection de la pluie devra nécessairement se faire en fonction de différents paramètres, dont notamment l'occupation du sol et les dimensions du bassin versant. Idéalement, les évaluations devraient comprendre la modélisation de pluies historiques qui ont entraîné des dysfonctionnements bien documentés des réseaux.

Par ailleurs, les types d'application peuvent également être classés en fonction du type d'ouvrage ou d'objectifs.

Réseau de conduites

Certains logiciels permettent de simuler le problème traditionnel de conception des réseaux, sans considérer de

surcharge ou d'interaction entre les réseaux majeur ou mineur (analyse en double drainage). D'autres logiciels comme SWMM (*Stormwater Management Model*) et ses différents dérivés peuvent servir à analyser les problèmes de surcharge avec des méthodes plus sophistiquées basées sur la résolution des équations de Saint-Venant. Enfin, d'autres logiciels comme OTTHYMO (*OTTawa HYdrologic MOdel*) ou SWMHYMO (*Stormwater Management HYdrologic Model*), DDSWMM (Dual Drainage *Stormwater Management Model*) ou PCSWMM.NET permettent de tenir compte à la fois du réseau mineur et du réseau majeur ainsi que de leur interaction. En règle générale, la simulation de la quantité d'eau ruisselée est relativement bien connue puisque de nombreuses études et validations des principaux logiciels ont permis d'établir leur fiabilité et crédibilité relativement à cet aspect. L'analyse peut se faire pour un nouveau réseau de conduites ou pour une partie de réseau déjà existant. Les approches à privilégier seront évidemment différentes pour chaque cas et les différentes étapes de la modélisation ne seront pas nécessairement les mêmes.

Contrôle quantitatif – Rétention

La plupart des logiciels actuellement disponibles permettent l'analyse hydraulique des ouvrages de rétention des eaux, avec des degrés de sophistication variés. Il importe toutefois de connaître la nature des algorithmes qui sont codifiés dans chaque programme puisque les calculs de volume de rétention effectués par certains peuvent conduire à une mauvaise évaluation des volumes à prévoir pour certaines situations. Les connaissances quant à l'impact qu'a cette rétention sur la qualité des eaux relâchées ne sont toutefois pas très avancées, faute de données et de mesures sur des prototypes déjà construits. Une excellente synthèse de cet aspect est fournie dans Minton (2005).

Contrôle de la qualité de l'eau

La quantification des impacts causés par les rejets d'eaux pluviales vers un milieu récepteur implique la modélisation à la fois de la quantité et de la qualité des eaux ruisselées. Ce dernier aspect est beaucoup moins bien compris actuellement que dans le cas de la quantité d'eau ruisselée et on s'entend généralement pour dire que la prédiction de valeurs absolues des concentrations des paramètres décrivant la qualité de l'eau est à peu près impossible sans données de calage et de vérification valables (Huber, 1985). L'utilisation de modèles pour établir les paramètres de qualité sous différentes conditions sans avoir recours à des mesures permettant le calage doit donc être fondamentalement questionnée : les valeurs obtenues peuvent en fait varier par un ordre de grandeur et indiquer tout au plus l'effet relatif de différentes stratégies de contrôle (ASCE/WEF, 1992).

10.2 LOGICIELS POUR L'ANALYSE DE RÉSEAUX ET LA GESTION DES EAUX PLUVIALES

10.2.1 Généralités – classification de logiciels

Plusieurs types de classification ont été proposés pour les logiciels de simulation couramment employés en hydrologie urbaine. Ils peuvent tout d'abord être classés selon le type d'application auxquels ils sont destinés : la planification des réseaux, la conception ou l'opération. Les logiciels de planification s'en tiennent à une échelle macroscopique et nécessitent une moins grande quantité de données; ils servent essentiellement à évaluer et comparer différentes alternatives, en considérant une échelle plus macroscopique.

Les logiciels destinés à la conception des réseaux sont d'autre part généralement plus sophistiqués et permettent d'analyser le comportement des réseaux à une échelle plus fine. On peut dans ce cas distinguer également si le logiciel permet de simuler ou non les écoulements en charge, ce qui pourra évidemment devenir un critère de choix important si on doit simuler par exemple le comportement d'un réseau existant soumis à une précipitation très importante.

Finalement, on peut utiliser certains logiciels comme outils de contrôle et d'opération des réseaux, de façon à en optimiser le fonctionnement et la capacité. Les avantages que peut procurer un contrôle en temps réel de certains ouvrages dans le réseau peuvent par exemple être examinés avec certains logiciels (ou certains modules de logiciels commerciaux).

On peut également distinguer les logiciels selon leur capacité à simuler en continu (sur une longue période de temps) ou avec seulement un événement pluvieux à la fois. Certains logiciels comme SWMM (*Stormwater Management Model*) peuvent permettre une simulation autant en continu que pour un événement unique alors que d'autres logiciels n'acceptent qu'un événement pluvieux à la fois. Un important avantage de la simulation en continu réside dans le fait qu'on peut alors intégrer les conditions antécédentes d'humidité dans les simulations

et considérer la régénération du potentiel d'infiltration ainsi que l'accumulation de polluants entre les événements pluvieux.

Une autre distinction peut également être faite entre les logiciels qui permettent la simulation de la qualité de l'eau et ceux qui n'offrent pas cette possibilité. Comme on l'a déjà souligné, la modélisation de la qualité des eaux ruisselées est très complexe et on peut difficilement attribuer beaucoup de crédibilité aux résultats s'ils ne sont pas basés sur un calage appuyé par une campagne de mesures. Considérant cette situation, on a développé parallèlement aux modèles élaborés différentes options impliquant des méthodes plus ou moins simples permettant d'obtenir tout de même un ordre de grandeur acceptable pour les paramètres pertinents. On retrouvera dans certaines références une discussion détaillée de ces différentes méthodes (ASCE/WEF, 1992; Schueler, 1987; Shaver *et al*., 2007), qui ont également été présentées pour certains cas à la section 8. Plusieurs de ces méthodes simplifiées sont basées sur la vaste base de données accumulée au début des années 1980 dans le cadre d'un important programme de caractérisation complété aux États-Unis (*Nationwide Urban Runoff Program* (NURP), EPA, 1983) et qui est maintenant appuyée par des données plus récentes (CWP, 2007; Shaver *et al*., 2007; Geosyntec, 2008).

10.2.2 Description des logiciels

Les principaux logiciels actuellement utilisés au Québec et au Canada sont en très grande majorité basés sur une approche nord-américaine qui s'est développée essentiellement durant les années 1970 et au début des années 1980, sous le leadership des États-Unis et de certains programmes de recherche en Ontario. Quelques-uns de ces logiciels sont utilisés en Europe mais les pays européens ont plutôt développé parallèlement des outils qui leur sont propres. À titre d'exemple, les logiciels MOUSE ou MikeUrban développés par DHI au Danemark ou InfoWorks (Wallingford, Grande-Bretagne) sont largement répandus en Europe pour la conception et l'analyse des réseaux, mais ils sont relativement moins utilisés en Amérique du Nord. Les logiciels qui seront discutés dans cette section sont ceux qui sont employés de façon courante au Québec et au Canada.

Il est pertinent ici de souligner que, contrairement aux États-Unis où plusieurs organismes gouvernementaux comme la EPA (*Environmental Protection Agency*) et le NRCS (*National Resources Conservation Service*, anciennement appelé le SCS (*Soil Conservation Service*) du département d'agriculture américain) ont développé des modèles et logiciels et spécifient ceux-ci dans les différentes études et projets qu'ils parrainent, les chercheurs et ingénieurs au Canada ont gardé une attitude critique face aux différents modèles développés aux États-Unis. Des programmes de recherche canadiens comme le IMPSWM (*IMPlementation of Stormwater Management*) à l'université d'Ottawa dans les années 1980 se sont donc intéressés à la validation des logiciels et ont permis le développement de versions canadiennes améliorant et diversifiant les capacités des logiciels originaux. Deux exemples typiques sont le modèle OTTSWMM (dérivé de SWMM, maintenant commercialisé sous le nom de DDSWMM (Dual Drainage *Stormwater Management Model*) et le modèle OTTHYMO (bonifiant le modèle américain HYMO).

On peut distinguer aujourd'hui deux sources principales à partir desquelles se sont élaborés et développés la plupart des logiciels couramment en usage au Québec pour le drainage urbain. Ces sources sont les logiciels SWMM (*Stormwater Management Model*) et HYMO (*HYdrologic MOdel*) : la plupart des plus récents modèles se sont développés à partir de ces deux sources principales et des algorithmes de calculs qui y sont intégrés. Le logiciel SWMM est maintenant dans sa version 5 et est disponible gratuitement sur le site web de la EPA (*Environmental Protection Agency*). Plusieurs logiciels commerciaux (PCSWMM.NET, XP-SWMM, DDSWMM, InfoSWMM ou StormNet) sont des dérivés de SWMM et ajoutent certaines fonctionnalités additionnelles à celles fournies dans le logiciel de base.

Une autre famille de logiciels regroupe les logiciels développés par le centre HEC (*Hydrologic Engineering Center du Corps of Engineers* de l'armée américaine); les logiciels les plus susceptibles d'être utilisés en hydrologie urbaine sont HEC-HMS (anciennement HEC-1, pour la génération de débits de ruissellement) et HEC-RAS (anciennement HEC-2, pour les calculs de courbes de remous). Certains autres logiciels comme le TR-20 ou TR-55 sont basés uniquement sur les méthodes développées par le SCS (*Soil Conservation Service* des États-Unis); ils sont cependant très peu utilisés au Québec ou au Canada.

Finalement, il existe aussi certains logiciels qui utilisent par exemple la méthode rationnelle pour l'établissement des débits de pointe et qui effectue les simulations

avec des approches hydrauliques simplifiées mais avec une interface graphique sophistiquée. Les logiciels développés par haestad Methods (filiale de Bentley) sont un exemple de ce type d'outil de conception.

Le tableau 10.4 fournit une liste des principaux logiciels, évidemment non exhaustive, avec leurs principales caractéristiques et fonctionnalités. SWMM5 et HEC-HMS (comme HEC-RAS) sont des logiciels développés par des agences fédérales américaines et peuvent être téléchargés gratuitement sur Internet; tous les autres logiciels sont développés par des compagnies privées et leurs coûts varient d'environ 1000 $ à plus de 10 000 $ dépendant des fonctionnalités qui sont offertes. Les logiciels européens comme MOUSE (DHI) ou InfoWorks (Wallingford), qui ne sont pas inclus au tableau 10.4, offrent certaines fonctionnalités spécifiques et se caractérisent par une interface graphique et des possibilités d'intégration étendue avec des SIG. Leurs coûts d'acquisition sont cependant de façon générale beaucoup plus élevés. Les logiciels développés plus spécifiquement pour le marché américain (InfoSWMM, StormNET ou CivilStorm) sont basés sur le module de calculs de SWMM5 mais incluent aussi d'autres méthodes hydrologiques pour la génération des débits qui sont utilisées aux États-Unis (méthodes NRCS et autres méthodes qui sont d'application plus régionale). Par ailleurs, certains logiciels comme DDSWMM ou SWMHYMO n'offrent pas d'interface graphique.

10.2.3 Sélection du logiciel

Compte tenu du nombre appréciable de logiciels qui existent actuellement, le processus de sélection du logiciel le plus approprié pour une application doit s'inscrire dans un contexte plus global où on peut parler de gestion de la modélisation. Chaque logiciel est évidemment de complexité variable et possède des forces et des faiblesses qu'il vaut mieux bien évaluer avant de faire son choix. La so-

Tableau 10.4

Liste comparative des principaux logiciels de simulation pour la gestion des eaux pluviales et l'analyse de réseaux.

Logiciel	Hydrologie			Types d'analyse					
	Bassins ruraux	Bassins urbains	Continu ou événement pluvieux unique	Planification	Rétention	Double drainage	Réseau en charge	Conception des réseaux (écoulement à surface libre)	Simulation de la qualité de l'eau
SWMM5	•	••	Les 2	••	••	•	••	••	••
PCSWMM.NET	•	••	Les 2	••	••	••	••	••	••
XP-SWMM	•	••	Les 2	••	••	•	••	••	••
StormNET	•	••	Les 2	••	••	••	••	••	••
InfoSWMM	•	••	Les 2	••	••	••	••	••	••
DDSWMM		••	Événement unique		•	••		••	
SWMHYMO ou OTTHYMO ou Visual HYMO	••	••	Les 2	••	••	••		••	
HEC-HMS	••	•	Continu	••	••			•	
StormCAD	•	••	Événement unique	••	(PondPack)	•		••	
CivilStorm	•	••	Les 2	••	••	••	••	••	••

• Convient, avec limitation •• Point fort (convient très bien) Ne convient pas

lution d'un problème en particulier par une modélisation peut se faire de façon rationnelle en considérant un cadre d'analyse englobant les points suivants :

1. Revue du problème et définition des objectifs. Tous les éléments hydrologiques et hydrauliques pertinents doivent être clairement identifiés et les objectifs bien définis de façon à ce que le ou les logiciels puissent être sélectionnés en fonction de leurs capacités à simuler de façon adéquate les processus concernés.
2. Établissement des critères de performance. En règle générale, on doit utiliser le logiciel le plus simple qui permettra d'obtenir la meilleure solution avec le moins d'effort de modélisation. L'identification précise des critères de performance à atteindre dans la modélisation permettra de déterminer le degré de raffinement approprié et la précision nécessaire.
3. Évaluation des ressources disponibles. L'expertise et l'expérience de la personne en charge de la modélisation sont des facteurs très importants pour assurer l'utilisation judicieuse d'un logiciel. Le temps ainsi que les budgets disponibles pour la réalisation d'un projet doivent également être considérés; il est très commun de rencontrer des projets où l'utilisation d'un logiciel trop sophistiqué pour le problème à l'étude a occasionné des dépassements importants au niveau de l'échéancier ou du budget.
4. Revue des principaux logiciels et de leurs capacités. Finalement, le choix d'un logiciel en particulier s'imposera en confrontant les objectifs de l'étude et les critères de performance à atteindre aux capacités respectives des différents logiciels disponibles. Le logiciel sélectionné devrait idéalement satisfaire les trois critères suggérés par Bedient et Huber (1988) pour attester qu'un logiciel est opérationnel. L'utilisateur d'un logiciel doit tout d'abord avoir accès à un manuel décrivant en détail la théorie, les algorithmes utilisés ainsi que la méthodologie pour entrer les données et interpréter les résultats. Deuxièmement, un support adéquat par téléphone ou correspondance avec une ou des personnes ressources doit être disponible. Finalement, le logiciel devra avoir un historique relativement bien documenté de plusieurs projets complétés par des utilisateurs autres que la personne qui a développé le programme.

   Tous les logiciels présentés au tableau 10.4 sont actuellement bien supportés par les développeurs et les usagers peuvent avoir dans la plupart des cas accès à une bonne documentation et à de l'aide en ligne. Les logiciels commerciaux PCSWMM.NET, InfoSWMM, StormNET et CivilStorm ont tous recours aux modules de calcul de SWMM5 (qui est disponible quant à lui gratuitement sur le site de la EPA (Environmental Protection Agency) des États-Unis). L'apprentissage de SWMM5 et la connaissance de son fonctionnement et des algorithmes de calculs qu'il contient peuvent donc être transférables pour l'utilisation des autres logiciels commerciaux, qui offrent évidemment plus de fonctionnalités et de possibilités pour l'entrée des données et le traitement graphique des résultats.

Pour des projets relativement simples qui nécessitent peu de manipulation de données, de traitement graphique élaboré ou de compatibilité étendue avec des bases de données ou des SIG, l'utilisation de SWMM5 permettra dans la plupart des cas de répondre au besoin puisque la plupart des conditions hydrauliques et de contrôles qu'on peut retrouver dans un réseau peuvent être simulées. Les logiciels DDSWMM et SWMHYMO peuvent par ailleurs permettre d'analyser des réseaux en double drainage (en tenant compte de la capacité d'interception des grilles de rue) mais ils ne disposent pas d'interface graphique, ce qui rend leur utilisation un peu moins conviviale. Une analyse en double drainage est possible avec SWMM5 mais peut se révéler plus laborieuse pour des modèles de plus grande importance. Des fonctionnalités spécifiques pour ce faire sont par ailleurs maintenant disponibles dans les autres logiciels commerciaux basés sur SWMM5, ce qui fait qu'une des raisons d'être de DDSWMM (l'analyse en double drainage) apparaît moins spécifique et unique.

Certains autres logiciels non utilisés directement pour l'analyse des réseaux de drainage urbain pourront par ailleurs être utilisés pour certaines études spécifiques. HEC-RAS (River Analysis System) pourra par exemple être employé pour l'analyse de cours d'eau urbains, de pont ou de ponceau ou HY-8 (développé par la FHWA (*Federal Highway Administration* des États-Unis) pour l'analyse hydraulique des ponceaux.

Il faut par ailleurs considérer que le développement de logiciels pour l'analyse des réseaux de drainage évolue toujours et que certaines fonctionnalités s'ajoutent constamment aux logiciels pour leur permettre de mieux répondre aux besoins des utilisateurs. Ces possibilités rendent toutefois de plus en plus complexe l'utilisation

de ces logiciels et il faut garder à l'esprit que le choix d'un modèle complexe nécessite une formation et des connaissances plus poussées en hydrologie et en hydraulique. Dans plusieurs cas, l'expérience et les connaissances de l'usager seront des facteurs déterminants pour l'utilisation judicieuse et appropriée d'un logiciel et, dans ce contexte, les facteurs importants pour le choix du logiciel seront la possibilité d'avoir de la formation, l'existence de documentation adéquate et également de groupes d'usagers, qui peuvent être une source importante d'information pratique. La communauté d'usagers utilisant le logiciel SWMM5 et tous ses dérivés peut par exemple bénéficier d'un tel groupe de discussion (http://www.computationalhydraulics.com/Community/Listservers/swmm-users.html).

L'approche générale pour la sélection d'un logiciel ayant été décrite, on peut maintenant détailler les différentes étapes à compléter dans le cadre d'une modélisation.

10.3 DÉVELOPPEMENT D'UN MODÈLE

10.3.1 Données de base

Dans la plupart des cas, des données seront disponibles avant même que l'utilisation d'un modèle soit envisagée puisqu'on aura vraisemblablement identifié et quantifié préliminairement un problème à l'aide de mesures ou d'observations. Par exemple, des échantillons d'eau pourront indiquer un problème de contamination ou des refoulements dans certains sous-sols auront été observés lors de certaines pluies. La compilation de ces données permettra habituellement d'indiquer le type de données ou de mesures additionnelles qui devront être rassemblées. Si l'analyse de ces données initiales indique qu'une modélisation est nécessaire pour résoudre adéquatement le problème à l'étude, les données de base à recueillir avant le début de la modélisation sont habituellement les suivantes :

- Les données météorologiques, qui comprennent normalement un ou des événements pluvieux décrits sous forme de hyétogrammes. La pluie est évidemment un paramètre fondamental pour la modélisation puisqu'elle constitue l'élément moteur engendrant le ruissellement. Pour certaines applications plus spécifiques qui sont plus rares, d'autres données comme le rayonnement solaire, l'évaporation potentielle, la température et le vent peuvent être nécessaires.
- Les caractéristiques du sol pouvant influencer les volumes et débits de ruissellement : la surface, la pente moyenne du bassin, le type de sol en place, le degré d'imperméabilité, un paramètre pour l'aspect temporel de la réponse hydrologique du bassin, les coefficients de Manning pour les surfaces perméables et imperméables, les taux d'infiltration et les pertes initiales dues aux dépressions de surface.
- Les caractéristiques physiques des différentes composantes des systèmes mineur et majeur : les dimensions des conduites, routes et fossés; les pentes longitudinales et les coefficients de rugosité; les dimensions des ouvrages de contrôle et de régulation. Pour la modélisation de réseaux existants, il vaut toujours mieux relever directement les ouvrages sur le site puisqu'il est fréquent de constater certaines différences importantes entre les plans de construction et ce qui est réellement en place. Cette étape est essentielle pour assurer la validité des simulations.
- Autres données pertinentes, pouvant inclure les mesures de précipitation, de débits et/ou de degré de pollution qui pourront être utilisées pour l'étalonnage et la validation du modèle.

10.3.2 Élaboration du modèle

Cette vérification initiale étant complétée et les données de base ayant été rassemblées, on procède ensuite à l'élaboration du modèle, soit la préparation du fichier informatique proprement dit dans un format compatible avec le logiciel de ruissellement choisi pour l'analyse. Une fois le modèle établi, on doit alors dans un premier temps vérifier que la connectivité entre les conduites et éléments correspond bien à la réalité physique du système modélisé. On devrait également vérifier que la continuité est bien assurée en effectuant manuellement certaines vérifications des résultats fournis par le modèle. Finalement, on peut vérifier globalement les résultats à l'aide d'une méthode simple comme la méthode rationnelle, ce qui permet de faire ressortir des erreurs grossières que les autres étapes n'auraient pas fait ressortir.

Bien que ces différentes étapes soient primordiales, elles sont trop souvent ignorées ou complétées rapidement par l'utilisateur novice qui assumera à tort que les résultats doivent être adéquats dès qu'il les verra apparaître à l'écran ou sur du papier. L'usager doit s'assurer qu'il comprend bien les algorithmes de base du modèle qu'il utilise et qu'il est en mesure de juger de la validité des résultats, en particulier pour des modèles qui fournissent

peu de références dans les fichiers de sortie; de simples vérifications permettront d'éviter des erreurs potentiellement coûteuses et difficiles à corriger plus tard.

10.3.3 Analyse de sensibilité

En des termes très simples, effectuer une analyse de sensibilité consiste essentiellement à vérifier ce qui se passe si on change tel ou tel paramètre et si ce changement est plus ou moins important par rapport aux paramètres qu'on veut analyser. habituellement, les paramètres ne sont pas changés arbitrairement mais plutôt en tenant compte d'une gamme raisonnable pour chaque paramètre. La sensibilité d'un paramètre est présentée en évaluant le changement en pourcentage dans les résultats du modèle par rapport au changement en pourcentage du paramètre en question. L'analyse de sensibilité peut être très utile pour aider à minimiser les critiques qui pourraient être faites sur l'exercice de modélisation, en montrant par exemple que tel paramètre a un impact peu significatif sur les résultats et les recommandations qui en découlent.

En analysant la sensibilité relative de différents paramètres, il faut tenir compte de différents facteurs :

La variation de certains paramètres peut amener une réponse très différente selon qu'on considère différents types de pluie (longue ou courte, intense ou non, etc.). Certains paramètres (comme ceux associés à l'infiltration ou aux pertes initiales) peuvent par exemple être importants pour des pluies de faible envergure sur un bassin avec un pourcentage élevé de zones perméables alors que l'influence de ces mêmes paramètres peut être moins significative pour des pluies très longues et avec une quantité de pluie importante.

La réponse peut parfois être non linéaire, en particulier si on a par exemple des tronçons avec surcharge ou s'il y a des débordements dans le réseau.

En l'absence de données sur lesquelles le modèle puisse être calé, l'analyse de sensibilité constitue souvent la seule approche permettant d'apprécier l'incertitude rattachée à l'utilisation d'un modèle. Compte tenu de la facilité avec laquelle ce genre d'analyse peut être complétée avec certains logiciels, elle devrait être dans la plupart des cas utilisée par les utilisateurs.

Quoiqu'elle soit très utile, l'analyse de sensibilité a cependant certaines limites qui nécessitent dans certains cas le recours à un exercice de calage et de validation. Ainsi, les interactions entre les différents paramètres ne sont pas évaluées avec une analyse de sensibilité et l'utilisateur dispose de peu d'information sur la nature statistique de l'erreur associée à l'évaluation du paramètre, que seul un calage sur des mesures peut fournir. Par ailleurs, de façon générale, plus le pourcentage de surfaces imperméables augmente pour un bassin en particulier, plus l'incertitude qui peut être associée à la détermination des débits et volumes de ruissellement tend à diminuer. Des mesures de débits pour un stationnement seraient donc moins appropriées que pour des sous-bassins comprenant des parcs ou des zones non développées. De plus, dans le cas d'un réseau pseudo-séparatif où les apports d'eau en temps de pluie sont plus diffus, il peut devenir difficile d'évaluer le degré réel d'incertitude à l'aide uniquement d'un exercice de sensibilité. Pour ces cas, il vaut souvent mieux prévoir des campagnes de mesures qui permettront de caler le modèle et d'évaluer ainsi de façon plus précise le degré d'incertitude qui pourra être attribué aux modélisations.

Une étape préalable au calage consiste évidemment à recueillir les données par l'entremise d'une campagne de mesures de débits ou de polluants dans le cas d'un modèle pour le contrôle de la qualité

10.3.4 Mesures de débit

Les campagnes de mesures de débit sur des réseaux peuvent être coûteuses et leur planification doit se faire de façon à ce que les résultats puissent être adéquatement utilisés pour bien caler le modèle à partir duquel on aura à répondre à certains objectifs de conception.

Avant toutes choses, la période choisie pour la campagne de mesures doit se faire en fonction du type d'événement pluvieux qui prévaudra et du type de réseau analysé. Au printemps, les pluies sont généralement de moins grande intensité mais le volume de ruissellement généré par la fonte des neiges (accompagné ou non par des pluies) est souvent appréciable, créant ainsi des conditions où la nappe phréatique est relativement haute. L'infiltration dans les réseaux est ainsi souvent à son maximum au printemps et une campagne de mesures à cette période sera plus utile si on veut obtenir par exemple de l'information sur un réseau existant pseudo-séparatif ou un réseau dont l'exutoire se trouve dans un cours d'eau dont les niveaux deviennent très hauts au printemps et qui influencent le comportement hydraulique des réseaux.

Normalement, les campagnes de mesures pour l'analyse des réseaux de drainage seront durant la période es-

tivale ou à l'automne. Les précipitations durant l'été, associées le plus souvent à des orages de fin de journée, seront surtout caractérisées par des pluies relativement courtes et intenses qui sont souvent les plus critiques pour le dimensionnement des conduites et des réseaux de transport. Ces types d'événements pluvieux sont par contre plus difficiles à capter en raison de leur disparité spatiale et les débits qu'ils génèrent en réseau peuvent créer des refoulements qui peuvent altérer l'hydrogramme mesuré. Par ailleurs, les précipitations observées à l'automne sont de façon générale de durée plus longue et de plus faibles intensités, pouvant générer des volumes de ruissellement plus importants et une réponse hydrologique plus marquée des bassins à caractère rural ou avec un plus grand pourcentage de surfaces perméables. Ces types de précipitation présentent généralement une meilleure homogénéité spatiale.

En plus des mesures de débits à un ou plusieurs endroits sur le réseau à modéliser, toute campagne de mesures devrait comprendre l'installation d'un ou plusieurs pluviomètres à l'intérieur du bassin versant à l'étude. Considérant la variation spatiale de la précipitation, qui peut être très marquée par exemple pour des cellules orageuses se déplaçant sur le territoire, il est impératif de tenter d'obtenir le plus de précision quant à la précipitation réelle qui est tombée sur le bassin versant. Il peut même devenir impossible de caler le modèle si l'information sur la précipitation n'est pas suffisamment précise ou détaillée. Idéalement, les intervalles de temps pour l'enregistrement des précipitations, tout comme celui des débits d'ailleurs, devraient être de 5 minutes ou, au maximum, de 15 minutes. La précision des mesures de pluie devrait être minimalement de 0,25 mm.

La prise en charge des campagnes de mesures sera typiquement confiée à des entreprises spécialisées mais la personne en charge des modélisations aura souvent une implication pour divers éléments :

1. **Planification des points de mesures**. Évidemment, le responsable de la modélisation sera souvent le mieux placé pour établir le nombre et la localisation des points de mesures en fonction de ses besoins.
2. **Localisation et nombre de pluviomètres**. Ceci dépendra de la superficie du bassin versant, de la complexité et de la topographie générale du secteur. À titre indicatif, un minimum de 2 pluviomètres est recommandé (au cas où un des deux ait un mauvais fonctionnement), avec une densité qui pourra être variable selon que le secteur se trouve en terrain plat ou plus accidenté (Wapug, 2002). Une valeur qui a été suggérée (WEF MOP FD-17, 1999) est d'avoir un pluviomètre pour 100 ha à 200 ha. On peut par ailleurs, comme le décrit le manuel de la WEF, associer la densité des pluviomètres aux dimensions des cellules orageuses qui sont de l'ordre de 600 à 800 ha de diamètre, ce qui suggère un espacement de 6 à 8 km entre les pluviomètres.
3. **Durée de la campagne de mesures**. Idéalement, on devrait viser à obtenir au moins 3 événements d'importance, ce qui fait qu'une durée d'au moins 1 mois devrait être retenue (idéalement de 2 mois).

Avant leur utilisation pour les étapes de calage et vérification, il y a lieu évidemment d'effectuer une vérification détaillée de la validité des mesures recueillies et d'effectuer une analyse critique de cette information. Idéalement, les événements sélectionnés pour le calage devraient se rapprocher le plus possible des situations qu'on voudra simuler pour la conception. Par exemple, si on veut concevoir le dimensionnement de conduites pour un événement pluvieux relativement important (période de retour 1 dans 5 ans) et que les seuls événements qui ont été mesurés ont une période de retour largement inférieure à 1 dans 2 ans, il faut demeurer prudent lorsqu'on s'appuiera sur un modèle qui aura été calé sur des événements très différents de ceux utilisés pour la conception. Un autre exemple est l'utilisation d'un événement pluvieux très intense et très court pour l'analyse d'un volume de rétention (pour lequel un événement plus contraignant serait plutôt une pluie longue et relativement moins intense).

Une activité de calage nécessitera des investissements qui peuvent devenir importants et on devra toujours évaluer si, en fonction du type et de l'ampleur du projet, une campagne de mesures doit vraiment être complétée. Évidemment, pour la conception d'un nouveau réseau, on ne pourra pas caler le modèle puisque le système n'existe pas. À l'autre extrême, des mesures de débit et de précipitations sont pratiquement toujours nécessaires lorsqu'on désire par exemple analyser le comportement d'un réseau pseudo-domestique ou le contrôle de la qualité de l'eau. Dans ces cas, les processus générant les débits en conduite ou affectant la qualité sont complexes et moins bien

connus (infiltration, influence de la nappe phréatique, évolution des polluants, difficultés de les mesurer, etc.).

Entre ces deux extrêmes, tout dépendra du contexte. En règle générale, pour des réseaux d'égout pluviaux avec des bassins de forme conventionnelle et ayant un pourcentage d'imperméabilité assez élevé, plusieurs études ont démontré que l'utilisation de valeurs par défaut permettait d'obtenir des valeurs adéquates de débit ou de volume à ± 15 à 20 % avec SWMM. Si une précision de cet ordre est jugée acceptable, une campagne de mesures et un calage ne seraient donc pas indispensables.

10.3.5 Échantillonnage et mesures pour polluants

Pour certains cas spécifiques, notamment pour évaluer les impacts de rejets vers le milieu récepteur ou encore pour évaluer l'influence que des ouvrages peuvent avoir sur la qualité de ces rejets, des campagnes de mesures spécifiques pour certains polluants pourront être nécessaires. Ce type de campagne de mesures dans un réseau peut devenir complexe à planifier et à mettre en œuvre à cause notamment de la variabilité qui peut exister dans la qualité des eaux pluviales. Les paramètres impliqués peuvent varier grandement à un site en particulier, tant entre différents événements pluvieux que pendant un événement donné; par conséquent, un nombre d'échantillons trop restreint ne pourra pas vraisemblablement donner une évaluation adéquate pour un site donné ou pour l'évaluation d'une PGO. La collecte d'un nombre suffisant d'échantillons est donc généralement nécessaire pour pouvoir caractériser de façon suffisamment précise la qualité des eaux de ruissellement à un site ou pour une PGO.

Il devient donc dans ce contexte important que la campagne de mesures soit bien planifiée, avec une identification claire des buts, du type et de la qualité des données nécessaires pour atteindre ces buts. Des ressources considérables, tant en personnel qu'en coûts, peuvent être nécessaires pour mener à bien ce type de campagnes. D'autres approches pourront être utilisées si ces ressources ne sont pas disponibles (Geosyntec *et al.*, 2002) :

- Utiliser une approche par phase, en se restreignant par exemple à un sous-bassin en particulier ou aux questions les plus importantes.
- Limiter le nombre de polluants à évaluer plutôt que de réduire le nombre d'échantillons.
- Utiliser les données disponibles dans la littérature sur d'autres sites comparables pour supporter la prise de décision.

La sélection des paramètres à mesurer est évidemment importante et pourra varier en fonction des objectifs. Les polluants standard pouvant permettre de caractériser les eaux pluviales sont (EPA, 1983) :

- La concentration des MES (Matières en suspension);
- DBO (Demande biochimique en oxygène);
- DCO (Demande chimique en oxygène);
- Cu (Cuivre);
- Pb (Plomb);
- Zn (Zinc);
- Phosphore total;
- Phosphore soluble;
- NTK - Azote total Kjeldahl;
- Nitrates et nitrites.

Les facteurs suivants peuvent influencer le choix des paramètres à considérer (Strecker, 1994) :

- Le polluant a été identifié dans les eaux de ruissellement urbain à des concentrations pouvant causer une dégradation de la qualité.
- Les méthodes d'échantillonnage pour le polluant sont simples et fiables pour du personnel méticuleux.
- Les analyses du polluant sont économiques pour une grande échelle.
- Le traitement est une option viable pour réduire la charge de polluant.

La liste de polluants donnée plus haut est un point de départ et peut ne pas complètement représenter les polluants pour certains cas particuliers. Il y a souvent un compromis à faire entre l'étendue des polluants couverte et le nombre d'échantillons pour un même coût et il pourra devenir intéressant de limiter le nombre de polluants suivis pour augmenter le nombre d'échantillons. De plus, certains paramètres sont connus pour être fortement corrélés avec d'autres polluants, qui sont plus difficiles à mesurer. Le tableau 10.5 donne des exemples de ces paramètres de substitution.

Tableau 10.5

Polluants qui peuvent être analysés par corrélation avec d'autres polluants (Geosyntec et al., 2002).

Paramètre substitut	Paramètre représenté par le substitut
Turbidité	MES
Coliformes fécaux	Pathogènes
DCO	DBO

Plusieurs guides ont été publiés pour la planification et la mise en œuvre des campagnes de mesures pour les polluants et on pourra y référer au besoin (Geosyntec *et al.*, 2002; USGS, 2000; Shaver *et al.*, 2007; FHWA, 2001; WEF MOP FD-17, 1999).

10.3.6 Calage et vérification

Aspects généraux

Selon Marsalek (1977), les deux principales fonctions du calage d'un modèle sont (1) de fournir des estimations pour les paramètres d'entrée qui sont difficilement mesurables directement et (2) de compenser jusqu'à un certain degré pour les insuffisances et déficiences mineures du modèle. Le calage peut également servir à indiquer quels sont les paramètres les plus sensibles pour le système à l'étude.

Bien que des approches d'optimisation formelles soient possibles, le calage est souvent un processus itératif d'essai-erreur. L'objectif est de trouver les valeurs optimales de chaque paramètre, en commençant avec les plus sensibles et en procédant ensuite avec ceux qui le sont moins. Lors des étapes de calage, il est essentiel de garder à l'esprit le ou les paramètres qui sont le plus importants pour le projet. Les 3 paramètres qui sont typiquement analysés sont **le débit de pointe, le volume de ruissellement ou le temps de réponse**. Il est souvent difficile d'en arriver à un calage qui sera entièrement satisfaisant pour ces trois paramètres en même temps et on doit parfois adapter le calage en conséquence. Chacun des trois paramètres peut être plus important dans certaines situations spécifiques :

Débit de pointe : pour le dimensionnement des conduites et pour estimer la capacité résiduelle de conduites existantes.

Volume de ruissellement : lorsque de la rétention est considérée ou pour le contrôle des débordements d'eaux usées dans le cas d'un réseau unitaire.

Temps de réponse : peut devenir important dans l'analyse d'un grand réseau lorsque de larges collecteurs se combinent; une mauvaise évaluation de ce paramètre peut avoir un impact significatif sur les débits de pointe simulés. Ce paramètre peut également devenir important dans le cas d'un projet de contrôle en temps réel de réseaux.

Le calage pour les polluants peut évidemment être influencé par les paramètres quantitatifs mais fait intervenir d'autres facteurs qui peuvent rendre plus complexe le processus de calage. Certaines références discutent plus en profondeur du calage pour les aspects qualitatifs et on pourra s'y référer (WEF MOP FD-17, 1999; Wanielista, 1993).

On devra également tenir compte dans ce type d'analyse des erreurs inhérentes aux instruments de mesure utilisés, qui peuvent dans certains cas être importantes. De plus, l'exactitude des données brutes de débit doit toujours être vérifiée avant son utilisation dans un processus de calage, en particulier pour des conduites avec de faibles pentes (donc avec de faibles vitesses) et lorsqu'il y a possibilité d'un contrôle aval pouvant venir affecter les mesures de vitesse et de hauteurs d'eau au site à l'étude.

Comme on le spécifiait à la section précédente sur les campagnes de mesures, il faudrait viser à obtenir des informations sur un nombre minimal de 5 ou 6 événements (minimalement 3 événements), qui devraient idéalement couvrir une large plage en ce qui concerne le type de précipitation. Par exemple, si le modèle doit être utilisé pour la conception, il n'est probablement pas très important qu'il soit très juste pour des petites pluies. Si on veut par contre bien simuler la qualité de l'eau, il devient plus nécessaire de reproduire adéquatement le comportement du système lorsque soumis à des petites pluies puisque la majeure partie de la pollution est associée à ces plus petits événements.

Règles pour le calage

Certaines règles générales peuvent être suggérées pour le calage d'un modèle avec SWMM. Essentiellement, la plupart des paramètres qui sont susceptibles d'être calés sont contenus dans le bloc de calculs qui génère les débits de ruissellement. Il faut toutefois garder à l'esprit que le laminage en conduite pourra aussi avoir un effet significatif sur les débits de pointe ou le temps de réponse, en particulier pour des collecteurs de grandes dimensions et installés avec de faibles pentes.

Après avoir établi que la forme générale des hydrogrammes correspond bien à celle des enregistrements de pluie (ce qui, dans le cas contraire, indiquerait que la pluie mesurée n'est pas celle qui aurait généré les débits mesurés), les règles de base suivantes peuvent permettre d'en arriver assez aisément à un calage satisfaisant, pourvu évidemment que cet exercice s'appuie sur des mesures de bonne qualité (tant de la précipitation que des débits) :

1. Ajustement du volume de ruissellement sur les surfaces imperméables, en ajustant surtout le pourcentage imperméable et les dépressions de surface. On doit tenter dans ce cas de sélectionner des événements pluvieux qui sont survenus après une période de temps sec, de façon à minimiser le ruissellement provenant des surfaces perméables.
2. Ajustement de la forme générale de l'hydrogramme (débit de pointe et temps de réponse). Principalement en modifiant surtout la largeur de drainage (variable W dans SWMM) et, dans une moindre mesure, la pente du bassin et le coefficient de Manning pour le ruissellement de surface.
3. Ajustement plus fin du calage, à l'aide d'un ajustement sur les autres paramètres comme ceux associés à l'infiltration et aux dépressions de surface (surfaces perméables).

Fonctions et critères d'évaluation

Lors du calage, un des aspects à définir est de savoir selon quel critère le modèle pourra être jugé raisonnablement bien calé. Encore là, plusieurs fonctions d'évaluation ont été suggérées pour établir la qualité du calage (James, 2003). Celles qui sont les plus utilisées sont les suivantes :

$$\text{Min F} = \sum_{i=1}^{n} (q_i - r_i)^2 \qquad (10\text{-}1)$$

où F est le critère pour juger de la qualité du calage (qui doit être minimisé); q_i est la valeur observée ou mesurée pour l'événement i; r_i est la valeur simulée et n est le nombre de paires de points. Cette simple fonction donne généralement de bons résultats (James, 2003), quoiqu'elle tend à favoriser les larges erreurs et les débits importants. Une façon de limiter l'impact des déviations pour les grands débits est d'utiliser les logarithmes :

$$\text{Min F} = \sum_{i=1}^{n} (\ln(q_i) - \ln(r_i))^2 \qquad (10\text{-}2)$$

D'autres études ont par ailleurs établi que la fonction dite de Nash produisait moins de variabilité que les autres :

$$1 - \frac{\sum_{i=1}^{n} (\frac{r_i}{q_i})^2}{\sum_{i=1}^{n} (\frac{q_i}{\bar{q}_i})^2} \qquad (10\text{-}3)$$

où $\bar{q}_i$ est le débit moyen mesuré.

Si le résultat recherché est de définir le diamètre d'une conduite, on peut examiner la différence incrémentale entre deux dimensions standards de conduites, ce qui peut varier dans une large gamme dépendant du diamètre de la conduite. Par ailleurs, on retrouve typiquement dans certaines références les niveaux de précision suivants pour juger de la qualité de calage (James, 2003) :

Pour temps sec (dans le cas d'un réseau unitaire ou sanitaire)

± 5 % pour le volume;
± 10 % pour le débit.

Pour le temps de pluie

± 10 % pour le volume
± 15 % pour le débit.

James (2003) rapporte également les critères d'un groupe d'usagers en Grande-Bretagne (Wapug, 2002) qui recommande les balises suivantes (avec un minimum de trois événements majeurs) :

Débit de pointe : + 25 % à – 15 %
Volume : + 20 % à – 10 %
Hauteur de surcharge : + 0,5 m à – 0,1 m

Forme générale des hydrogrammes (mesurés et simulés) : devrait être similaire.

Il apparaît important en terminant cette discussion sur le calage de parler de la précipitation, qui joue évidemment un rôle majeur pour la modélisation du ruissellement urbain. À cause essentiellement de la trop faible densité des pluviomètres sur le territoire étudié, cette donnée d'entrée peut devenir une source importante d'incertitude. Le calage d'un modèle peut être très difficile (même impossible dans certains cas) si on ne dispose pas d'information sur la pluie à un niveau de détail suffisant et il faut toujours garder cet aspect à l'esprit lorsqu'on tente de caler le modèle. Particulièrement dans le cas d'orages d'été, on peut souvent observer une variabilité spatiale considérable de la pluie, même sur un territoire de quelques kilomètres carrés.

10.4 UTILISATION DES MODÈLES

De façon à ce que les modèles développés puissent être modifiés et adaptés au besoin lors de mise à jour et de changement dans les hypothèses de base, il est essentiel que les activités de développement soient bien documentées dans un rapport technique. Minimalement, ce rapport devrait décrire le ou les objectifs du modèle en fonction du projet, inclure s'il y a lieu les résultats de la campagne de mesures et du calage, regrouper les hypothèses de base pour l'élaboration du modèle et les résultats des simulations obtenus, le tout appuyé par des figures et graphiques appropriés pour rendre facilement compréhensible l'utilisation qui est faite du modèle.

Comme le montre la figure 10.3, l'application d'un modèle peut se faire selon 5 étapes, qui pourront être séquentielles ou non. Par exemple, des échantillonnages ou des mesures additionnelles pourront se faire après le calage d'un modèle pour en vérifier la validité. Le logiciel doit généralement être celui le plus simple qui pourra être applicable à la situation. Les principaux facteurs à considérer sont les objectifs, les caractéristiques du système à l'étude et la compatibilité des données disponibles avec celles qui sont requises par le logiciel. Deux éléments particuliers orienteront souvent le choix d'un logiciel pour les analyses : la possibilité d'étudier des écoulements en charge (nécessaires dans la plupart des cas pour l'analyse de réseaux existants) et la qualité des eaux.

Évidemment, l'objectif dans tout effort de modélisation est l'utilisation du modèle pour l'analyse des conditions différentes de celles prévalant actuellement. L'évaluation comparative de différentes alternatives imposera typiquement la définition d'une condition de base, qui pourra être celle pour les réseaux existants ou encore celle sans développement. À partir de ces conditions de base, on pourra par la suite évaluer ce que peuvent devenir les conditions si le développement se réalise sans modification aux réseaux ou avec des interventions aux réseaux qui pourront être définies.

En terminant, il apparaît important de souligner que la validité et l'incertitude des résultats obtenus par modélisation sont souvent plus fortement dépendantes de l'expérience et des connaissances de la personne responsable de la modélisation et du soin avec lequel le modèle est développé que du logiciel lui-même. Les sources d'incertitude dans un modèle peuvent inclure les représentations mathématiques des processus, les problèmes

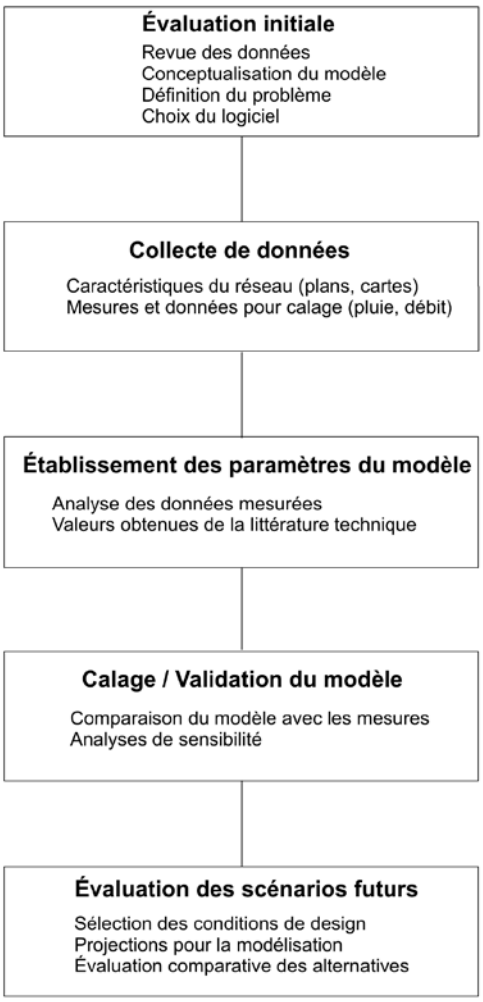


Figure 10.3 Étapes à considérer pour l'utilisation d'un modèle.

de calculs numériques, le niveau de détail, les valeurs assumées pour les caractéristiques du système, les données d'entrée et la définition des conditions initiales. La façon dont les résultats de la modélisation sont évalués et utilisés dans le processus de prise de décision en fonction des incertitudes dépend des connaissances et du jugement de l'utilisateur.

Malgré ces quelques réserves, la modélisation est un outil privilégié en hydrologie urbaine puisqu'elle permet d'obtenir une meilleure compréhension des systèmes à l'étude et de fournir à l'utilisateur une base pour une prise de décision éclairée; on peut trouver là un de ses plus grands avantages. Considérant le coût relativement mineur qu'elle implique dans plusieurs cas comparativement aux coûts des travaux et d'interventions qui doivent être analysés, elle devrait être encouragée sauf pour les projets très simples.

RÉFÉRENCES

ASCE/WEF (1992). *Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems*. American society of civil engineers and Water environment federation, New York.

ASCE (American Society of Civil Engineers) et WEF (Water Environment Federation) (1998). *Urban stormwater quality: planning, management and BMP design*. Manuel de pratique, New York.

Bedient, P. B. et Huber, W. C. (1988). *Hydrology and floodplain analysis*, Addison-Wesley publishers, Reading, MA.

CWP (2007). National *Pollutant Removal Performance Database*. Center for Watershed Protection, Elliot City, Maryland.

EPA (1983). *Environmental Protection Agency* des États-Unis. *Results of Nationwide Urban Runoff Program*. EPA-PB/84-185552.

Geosyntec et Wright Water Engineers (2008). *Analysis of treatment system performance. International stormwater best management practices (BMP) database (1999-2008)*. Programme de suivi ASCE/WEF.

GeoSyntec, Urban Drainage and Flood Control District et UWRRC. (2002). *Urban stormwater BMP performance monitoring – A guidance manual for meeting the national stormwater BMP database requirements*. Rapport EPA-821-B-02-001 pour ASCE/EPA, Washington, DC.

Huber, W. C. (1985). *Deterministic modeling of urban runoff quality, Urban runoff pollution*, series G : Ecological Sciences, NATO ASI Series, H. C. Torno, J. Marsalek et M. Desbordes (éditeurs), vol. 10, Springer-Verlag, New York.

James, W. (2003). *Rules for responsible modelling*. CHI Publications, Computational Hydraulics International, Guelph, Ontario.

Marsalek, J. (1977). (2005). *Data collection, instrumentation and verification of models*. Proc. Conf. Modeling Concepts Urban drainage, Paper no. 8.

Minton, G. (2005). *Stormwater treatment: Biological, chemical, and engineering principles*. Resource Planning Associates, Seattle, WA.

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

Shaver, E., Horner, R., Skupien, J., May, C. et Ridley, G. (2007). *Controlling urban runoff: a practical manual for planning and designing urban BMPs. Department of Environmental Programs. Metropolitan Washington Council of Governments*. North American Lake Management Society et EPA, Madison, WI.

Walesh, S. (1989). *Urban Surface water management*. Wiley, New York.

Wapug (Wastewater Planning Users Group) (2002). Code of practice for the hydraulic modelling of sewer systems, version 3.0, Wapug Committee, Londres.

WEF (Water Environment Federation) (1999). Prevention and control of sewer system overflows, MOP FD-17, Virginie.

Wanielista, M. et Yousef, Y. A. (1993). Stormwater management. John Wiley and sons, New York.

LES PRATIQUES DE GESTION OPTIMALES DES EAUX PLUVIALES

CHAPITRE 11

11.1 INTRODUCTION

11.1.1 Généralités

Définir quelles sont les pratiques de gestion optimales (PGO) les plus appropriées pour différentes situations peut devenir dans certains cas difficile puisqu'il existe plusieurs techniques dont il faut pouvoir reconnaître les avantages et désavantages. Les critères à considérer pour faire le choix le mieux adapté pour un site en particulier sont discutés plus en profondeur au chapitre 14 mais on peut ici reconnaître que ce choix sera influencé notamment par les différentes contraintes physiques, la source de pollution et le pourcentage d'enlèvement de polluant visé, le type de plan ou de cours d'eau récepteur ainsi que les objectifs en matière de contrôles divers et de protection contre les inondations.

Il existe plusieurs types de classification pour les différentes PGO. Une première classification, probablement celle qui est la plus générale, est de regrouper les techniques selon qu'elles sont non structurales ou structurales. Le premier groupe de techniques inclut les approches qui n'impliquent pas la mise en place d'ouvrages mais plutôt la prise en compte de l'aménagement du territoire, l'utilisation de nouvelles techniques de pratiques de gestion pour l'entretien (ou la modification de certaines pratiques existantes) et la réglementation, de façon à pouvoir effectuer un contrôle préventif. Cet aspect est discuté à la section 11.2 et ces techniques, souvent sous-estimées, pourront avoir un impact non négligeable à l'échelle d'un bassin versant pour différents aspects. Les techniques dites structurales, qui font l'objet des sections 11.3 et suivantes de ce chapitre, sont celles qui nécessitent la construction d'ouvrages de contrôle pour les réseaux de drainage.

Une autre classification regroupe les différentes techniques selon certaines grandes catégories, en fonction des caractéristiques générales de ces techniques. Cette approche est retenue par plusieurs guides nord-américains (EPA, 2004; Maryland, 2000; CWP, 2002; MOE, 2003; Jaska, 2000). Le tableau 11.1 présente cette classification, sous sa forme la plus répandue.

Une autre approche permettant d'évaluer et de qualifier chaque technique consiste à examiner quels sont les processus en jeu (physiques, chimiques et biologiques) par lesquels dans chaque cas s'effectuent le contrôle et le traitement des eaux pluviales. Les connaissances pour cet aspect évoluent encore mais, dans le contexte où on utilise un principe de filière de traitement pour la gestion qualitative, il devient essentiel de mieux connaître comment chaque type de PGO peut contribuer au traitement et selon quels principaux mécanismes. On peut tout d'abord faire une distinction de base entre les particules solides et celles qui sont solubles. La limite se situe quelque part entre le diamètre équivalent de l'ordre de 0,4 micron (pouvant être associé à de l'argile) (UDFCD, 2005). Dans plusieurs cas, divers polluants (comme les métaux) deviennent adsorbés ou attachés aux matières en suspension (MES), ce qui explique pourquoi les MES sont souvent utilisées comme un des indicateurs globaux permettant de qualifier le niveau de traitement des eaux pluviales.

Les principaux mécanismes à l'œuvre dans les PGO classiques sont la décantation (souvent le principal processus pour plusieurs PGO), la filtration, l'infiltration, l'assimilation biologique par les plantes et la rétention à travers la végétation (par exemple par le gazon dans

Tableau 11.1

Classification des PGO par groupe (adapté de EPA, 2004 et de CWP, 2002).

Groupe	PGO	Description
Bassins de rétention	Bassin sec	Un bassin sec est conçu pour recevoir en temps de pluie les eaux de ruissellement pour certaines gammes de débits; règle générale, il se vide sur une période relativement courte et demeure sec lorsqu'il n'y a pas de précipitation.
	Bassin sec avec retenue prolongée	La retenue des eaux pour les événements fréquents (contrôle qualitatif) peut être prolongée (entre 24 et 48 heures) puisqu'il a été démontré que le traitement pouvait ainsi être amélioré.
	Bassin avec retenue permanente	Bassin qui maintient une retenue permanente d'eau et qui effectue les différents contrôles avec une augmentation temporaire de la retenue lors de précipitations. Globalement, il a été démontré que ce type de bassin permettait d'avoir un meilleur rendement pour le contrôle qualitatif qu'un bassin sec.
Marais artificiels	Marais peu profond	Marais qui effectue un contrôle qualitatif avec différentes cellules de faibles profondeurs.
	Marais avec retenue prolongée	Marais qui effectue un contrôle qualitatif accentué avec une retenue prolongée des eaux de ruissellement.
	Système hybride bassin/marais	Système où un bassin avec une retenue permanente est implanté en amont du marais artificiel.
Systèmes avec végétation	Fossé engazonné sec	Fossé ou dépression conçu pour retenir temporairement les eaux et promouvoir l'infiltration dans le sol.
	Fossé engazonné avec retenue permanente	Fossé ou dépression avec retenue permanente et végétation spécifique (marais) conçu pour retenir temporairement les eaux et promouvoir l'infiltration dans le sol.
	Fossé engazonné avec biofiltration	Fossé ou dépression conçu pour retenir temporairement les eaux et promouvoir l'infiltration dans le sol, avec la mise en place de matériaux et de végétation favorisant une biofiltration.
	Bande de végétation filtrante (avec ou sans biofiltration)	Surfaces gazonnées avec des pentes et des dimensions appropriées, conçues pour traiter un écoulement de surface en nappe et éliminer certains polluants par filtration et infiltration.
Systèmes avec infiltration	Bassin d'infiltration	Dépression de surface qui permet de stocker le ruissellement pour favoriser par la suite l'infiltration, partielle ou totale, dans le sol.
	Tranchée d'infiltration	Pratique par laquelle les eaux de ruissellement sont traitées dans les vides d'un volume de pierre nette ou à l'intérieur d'une chambre avant d'être infiltrées en tout ou en partie.
	Pavé ou pavage poreux	L'utilisation de pavé en béton poreux ou d'asphalte poreux permet l'infiltration d'une certaine partie du ruissellement.
Systèmes de filtration	Filtre à sable de surface	Pratiques de filtration qui traitent les eaux de ruissellement en décantant les particules de plus grandes dimensions dans une chambre à sédiments, et qui filtrent ensuite à travers un filtre à sable.
	Filtre à sable souterrain	Pratiques de filtration qui traitent en réseaux les eaux de ruissellement en décantant les particules de plus grandes dimensions dans une chambre à sédiments, et qui filtrent ensuite à travers un filtre à sable.
	Filtre à sable en périphérie	Filtre qui comprend une chambre à sédiment peu profonde et un lit de filtre à sable en parallèle. Peut être utilisé en périphérie des stationnements.
Autres techniques	Mécanismes hydrodynamiques à vortex	Différents équipements permettant la séparation des matières en suspension par un processus hydro-dynamique qui crée un vortex. Plusieurs modèles commerciaux existent.
	Séparateurs d'huile, graisse et sédiments	Différents équipements permettant l'enlèvement d'un certain pourcentage de polluants par la capture des débris et une décantation par gravité.

Tableau 11.2

Processus de traitement pour différentes techniques (adapté de Minton, 2005).

Pratiques de gestion	Processus impliqués		
	Physique	Chimique	Biologique
Bassin sec	Décantation		
Bassin avec retenue permanente	Décantation Flottation	Sorption au sol Précipitation dans l'eau	Assimilation biologique et sorption par des algues
Marais artificiel	Décantation Flottation	Sorption au sol Précipitation dans l'eau	Transformation par les bactéries Assimilation par les plantes
Fossé engazonné et bande filtrante	Décantation Filtration	Sorption au sol	Assimilation par la végétation
Systèmes avec infiltration (bassin, tranchée, pavé poreux)	Décantation Filtration	Sorption au sol Précipitation	Transformation ou enlèvement par les bactéries
Mécanismes hydrodynamiques à vortex	Décantation Flottation		
Séparateurs d'huile, graisse et sédiments	Flottation Décantation		

Note : Les processus en italique représentent les processus majeurs dans chaque cas.

Tableau 11.3

Processus de traitement pour différents types de polluants (adapté de EPA, 2004).

Catégories de polluants	Pratiques de gestion et mécanismes d'enlèvement des polluants				
	Bassin	Marais	Biofiltre	Infiltration	Filtre à sable
Métaux lourds	Sorption Décantation	Sorption Décantation Phytoremediation	Sorption Filtration	Sorption Filtration Phytoremediation Décantation	Sorption Filtration
Polluants organiques toxiques	Sorption Bio-dégradation Décantation Phytovolatisation	Sorption Bio-dégradation Décantation Phytovolatisation	Sorption Filtration	Sorption Filtration Décantation Phytovolatisation	Sorption Filtration
Nutriments	Bio-assimilation	Bioassimilation Phytoremediation	Sorption	Sorption Bioassimilation Phytoremediation	Sorption
Matières en suspension	Décantation Filtration	Sorption Décantation	Sorption Filtration	Sorption Filtration Décantation	Filtration
Huile et graisse	Sorption Décantation	Sorption Décantation	Sorption	Sorption Décantation	Sorption
Éléments pathogènes	Décantation UV irradiation	UV irradiation (soleil) Sédimentation Coagulation Oxydation	Filtration	Filtration Décantation	Filtration Prédation

une bande filtrante). Le tableau 11.2 fournit un résumé des principaux mécanismes et décrit comment ils s'appliquent aux PGO classiques; le tableau 11.3 donne quant à lui une liste des différentes catégories de polluants et les processus dans les différentes techniques qui permettent le traitement de chaque catégorie.

Les différents objectifs de gestion des eaux pluviales peuvent également être utilisés pour classer et évaluer les mécanismes de contrôle. Ces objectifs comprennent la réduction du volume de ruissellement, la réduction des débits de pointe ainsi que le contrôle de la qualité des eaux rejetées. La réduction du volume de ruissellement, qui historiquement ne faisait pas partie des préoccupations pour la gestion des eaux pluviales, est maintenant reconnue comme un élément très important pour atteindre les différents objectifs. Les données compilées par Schueler (2008) et qui étaient résumées au tableau 8.19 du chapitre 8 peuvent servir de guide pour quantifier l'ampleur de la réduction de volume que peuvent apporter différentes techniques.

Finalement, une autre approche qui peut être utilisée pour catégoriser les PGO consiste à les classer en s'appuyant sur un concept de la chaîne ou de filière pour les mécanismes de contrôle, ce qui sera décrit à la prochaine section.

11.1.2 Filière pour les mécanismes de contrôle

Selon cette approche, qui a été celle retenue ici pour la présentation des différentes techniques, les gestions quantitative et qualitative des eaux de ruissellement s'appuient sur un ensemble de pratiques qui peuvent être appliquées l'une à la suite de l'autre, de la façon illustrée aux figures 11.1 et 11.2. Règle générale, plus on éloigne le traitement de la source de pollution, moins les mesures ont un rapport coûts-bénéfices avantageux. Il est donc habituellement plus rentable de prévenir la pollution en adoptant de bonnes pratiques de maintenance, ou en luttant contre la pollution à la source ou à proximité de celle-ci, que de traiter les eaux de ruissellement au moyen de PGO à la sortie de l'émissaire.

Concevoir l'application des différentes PGO selon une approche de filière de traitement favorise globalement un système qui est moins coûteux et qui permet de prendre en compte les effets complémentaires de différentes approches. Après la prévention de la pollution, qui constitue évidemment une mesure efficace pour minimiser les impacts sur la qualité des eaux des milieux récepteurs, la prise en compte des principes d'aménagement judicieux (chapitre 4) et les approches pour le contrôle à la source sont des mesures non structurales qui n'impliquent pas, dans plusieurs cas, la mise en place d'ouvrages. Par la suite, on retrouve des techniques qui peuvent être mises en place à l'échelle du lot, soit sur un terrain privé ou municipal. D'autres types de contrôle peuvent ensuite se retrouver à l'intérieur du réseau de transport des eaux, avant d'arriver finalement aux mécanismes de contrôle

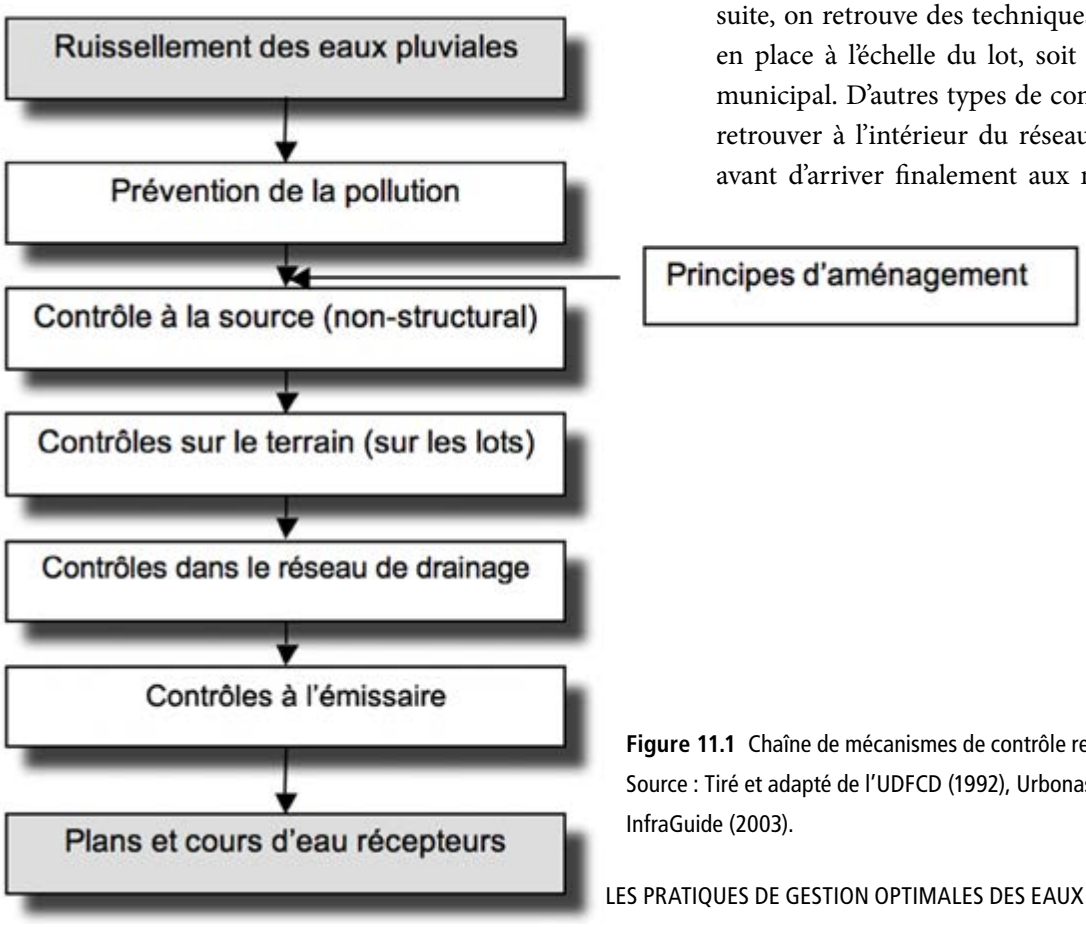


Figure 11.1 Chaîne de mécanismes de contrôle relative au contrôle du ruissellement. Source : Tiré et adapté de l'UDFCD (1992), Urbonas et Roesner (1993), MEO (2003); InfraGuide (2003).

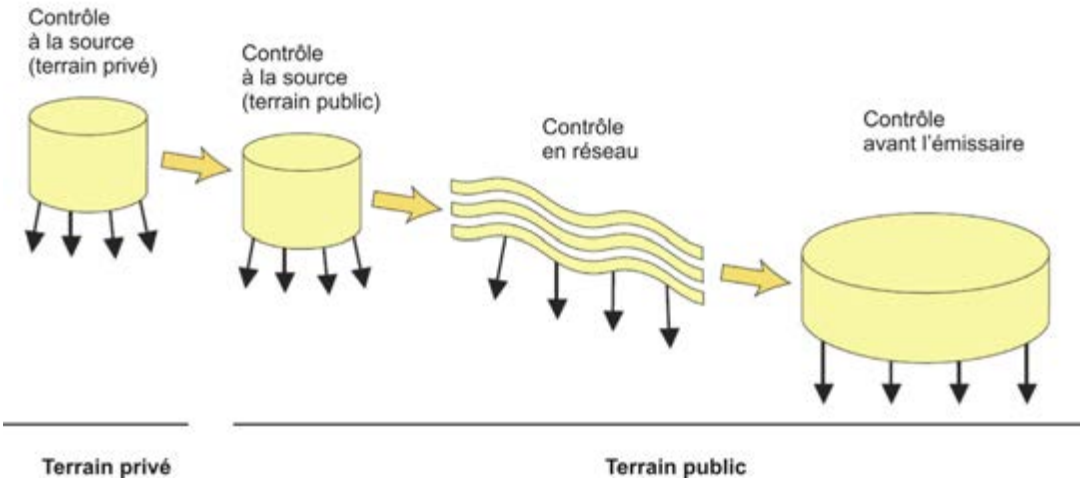


Figure 11.2 Catégorisation des PGO en fonction de leur localisation dans les réseaux de drainage (adapté de Stahre et Geldof, 2003).

situés près de l'émissaire.

La figure 11.2 fait par ailleurs ressortir un élément très important à considérer pour la planification des mécanismes de contrôle, soit le fait que les différentes PGO peuvent être aménagées sur des terrains privés ou des terrains publics. À moyen et long terme, cet élément peut avoir un impact significatif sur la maintenance et l'entretien qui pourront être adéquatement assurés et, conséquemment, sur la capacité des différentes PGO à remplir efficacement leur rôle. Si la mise en place de PGO et leur efficacité sont critiques pour le fonctionnement des réseaux en aval, il va sans dire que des mécanismes permettant d'assurer à long terme un entretien approprié devraient idéalement être institués. Ce point devient particulièrement important à considérer pour des éléments de gestion qui sont mis en place sur des terrains privés.

Avant d'aborder de façon plus détaillée les différentes techniques, les 2 sections qui suivent traiteront tout d'abord des aspects généraux de conception à considérer et qui peuvent s'appliquer à plusieurs techniques (section 11.2) et des critères de conception qui devraient être retenus (section 11.3).

11.2 ASPECTS GÉNÉRAUX POUR LA CONCEPTION

Certains éléments peuvent de façon générale s'appliquer à plusieurs PGO et ils sont donc regroupés ici au lieu de les traiter à chacune des sections ultérieures. Ainsi, les discussions de la présente section porteront sur l'importance du prétraitement, l'importance de l'entretien, des adaptations à prévoir pour les conditions climatiques froides ainsi que les aspects de sécurité.

11.2.1 Importance du prétraitement

La mise en place de mesures de prétraitement en amont des PGO est souvent négligée ou carrément omise, même si elle offre de nombreux avantages. L'utilisation d'un prétraitement permettra souvent de réduire les besoins et activités de maintenance et d'entretien, ce qui pourra contribuer à augmenter la longévité des différents ouvrages. L'objectif de base visé par le prétraitement est l'enlèvement d'une partie importante des sédiments et débris en amont des PGO qui doivent effectuer un traitement ou un contrôle spécifique. Plusieurs types d'ouvrages de prétraitement sont envisageables (tableau 11.4) et peuvent être utilisés seuls ou en combinaison. Une certaine **redondance** pour les mécanismes de prétraitement constitue une bonne pratique pour minimiser les possibilités d'un mauvais fonctionnement de certains éléments.

Figure 11.3 Accumulation de sédiments à l'intérieur d'un bassin sec sans prétraitement.

Tableau 11.4

Composantes pouvant servir de prétraitement (adapté de CIRIA, 2007).

Composante pour prétraitement	Description
Bandes filtrantes	Bandes de gazon ou de végétation sur lesquelles le ruissellement peut s'écouler lentement avant d'atteindre la PGO. L'écoulement doit dans ce cas atteindre la bande en nappe (et non pas être concentré à un endroit); des répartiteurs de débit pourront être utilisés pour maintenir ce type d'écoulement.
Fossé engazonné	Canaux engazonnés où les débits peuvent être traités avec de faibles vitesses; l'efficacité peut être accentuée en utilisant de petits seuils.
Bassin de rétention (cellule de prétraitement)	Dans certains cas, par exemple, pour des bassins ou des marais artificiels, le prétraitement peut s'effectuer à l'intérieur d'une cellule spécifique située en amont, ce qui permet de réduire les vitesses d'apport à l'ouvrage principal et de concentrer les sédiments à un endroit pour faciliter l'entretien.
Trappe à sédiments	Ce type de structure maintient une retenue permanente d'eau, réduit les vitesses et vise spécifiquement à faire décanter les particules de plus grandes dimensions.
Séparateurs à vortex	Ces structures favorisent la décantation ainsi que la collecte des sédiments et de certains polluants. L'entretien est très important à maintenir sur une base régulière pour assurer un fonctionnement adéquat.
Systèmes de filtration commerciaux	Ces systèmes filtrent les eaux de ruissellement à travers divers matériaux. L'entretien est très important à maintenir sur une base régulière pour assurer un fonctionnement adéquat.
Systèmes de captation dans les puisards	Ces systèmes peuvent être insérés dans les puisards et peuvent contribuer à un pourcentage d'enlèvement limité des sédiments, des débris et des huiles et graisses provenant du ruissellement des rues.
Séparateurs d'huile et de sédiments	Ces systèmes sont applicables pour les zones où des produits associés aux hydrocarbures sont présents (zones d'entreposage, stations-services, garages municipaux, aires de stationnement, aéroports, etc.).

En particulier pour des PGO dont un des mécanismes essentiels est l'infiltration, il **deviendra obligatoire de toujours prévoir dans ces cas des ouvrages de prétraitement**. Ces ouvrages permettront de limiter la possibilité de colmatage et concentreront l'accumulation de sédiments et débris à un endroit qui sera facile d'accès pour l'entretien et non pas dans le bassin (figure 11.3).

11.2.2 Importance de l'entretien

L'entretien est un élément nécessaire et très important à prendre en compte lors de la planification et de la conception des différentes PGO. La mauvaise performance des ouvrages est souvent causée par un entretien inadéquat. **Les concepteurs devraient donc accorder une attention particulière à l'entretien à long terme lors de la conception des ouvrages puisque dans plusieurs cas, une mauvaise planification rend plus difficiles les activités de maintenance**.

Il est de bonne pratique de préparer et de maintenir à jour des rapports annuels d'entretien, particulièrement pour les ouvrages d'envergure dont le mauvais fonctionnement peut engendrer des impacts majeurs. Le chapitre 12 traite de façon plus approfondie les aspects d'entretien et de maintenance pour les différents types de PGO.

11.2.3 Importance de l'entrée et de la sortie

Les zones où les eaux de ruissellement entrent aux ouvrages de PGO et celles où elles sortent pour rejoindre les réseaux municipaux ou les milieux récepteurs doivent faire l'objet d'une attention particulière de la part du concepteur. Toutes les PGO ont une structure d'entrée et une structure de sortie, à laquelle on ajoute souvent une structure de contrôle permettant spécifiquement de limiter les débits de rejet.

Les **conditions à l'entrée** varieront selon le type de PGO mais, de façon générale, une des principales préoccupations sera de minimiser le potentiel d'érosion en limitant avec différents mécanismes les vitesses d'arrivée et d'admission à la PGO et en répartissant au besoin les débits (limiter la possibilité d'un écoulement trop concentré). Une autre préoccupation pour l'entrée et aussi à l'intérieur de l'ouvrage concerne la répartition et le cheminement des débits à l'intérieur de l'ouvrage : on devra en général maximiser la longueur d'écoulement et minimiser la possibilité de court-circuitage pour permettre un traitement optimal (Minton, 2005; MOE, 2003).

De façon générale, on devra viser d'avoir une entrée non submergée. Si ce n'est pas possible, on doit garder à l'esprit les principaux désavantages qui peuvent être associés à une entrée submergée qui risque d'être moins visible ou facile d'accès (CIRIA, 2007; MOE, 2003) :

- Surcharge ou effet de courbe de remous sur les réseaux existants qui entrent au bassin; on doit bien considérer dans ce cas l'impact que les niveaux d'eau maximaux dans le bassin pourront avoir sur les réseaux en amont;
- Affouillement ou remise en suspension des sédiments près de la zone d'entrée;
- Colmatage de l'entrée avec des débris ou sédiments;
- Déposition de sédiments dans le réseau en amont;
- Idéalement, la conduite devrait être positionnée en tenant compte des niveaux d'eau pendant l'hiver et de l'épaisseur de glace pour ne pas qu'elle soit endommagée pendant les mois hivernaux.

Les **structures à la sortie** contrôlent généralement les débits sortant de l'ouvrage et déterminent donc la capacité du système à gérer efficacement les débits. Le contrôle des aspects qualitatifs s'effectue normalement avec des mécanismes de dimensions plus petites et qui doivent généralement être adéquatement protégés contre un colmatage possible (orifices, petites conduites ou déversoirs en v). Les débits plus importants sont généralement contrôlés avec différents orifices et des déversoirs à l'intérieur d'une chambre ou par des déversoirs d'urgence à plus grande capacité par-dessus la chambre de contrôle ou la digue. Il est une bonne pratique de faciliter les activités d'entretien en installant les ouvrages de contrôle dans une chambre ou un regard et en prévoyant un chemin d'accès par où de la machinerie appropriée pourra atteindre facilement les ouvrages. On devra également prévoir à la sortie une protection adéquate contre l'affouillement, avec au besoin de l'enrochement ou des ouvrages pour dissiper l'énergie.

Un autre élément important à considérer, autant pour l'entrée que pour la sortie, est la prise en compte des débris et du colmatage possible des ouvrages. Des grilles peuvent être utilisées mais elles nécessitent un suivi adéquat et un nettoyage régulier sans quoi elles peuvent devenir elles-mêmes la cause de problèmes importants. Les principales raisons pour utiliser une grille sont :

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

Règle générale, il est recommandé d'éviter le recours à des grilles. Si une grille doit être installée, il faut choisir de façon appropriée les dimensions des ouvertures. La figure 11.4 illustre l'aire effective qui devrait être respectée pour une grille. Idéalement, la grille devrait avoir des barres verticales avec des espacements de 100 mm à 125 mm (UDFCD, 2001) et être inclinée avec une pente de 3H :1V ou plus douce. Les barres transversales devraient être minimisées mais elles sont essentielles pour le support structural avec les charges hydrauliques et pour permettre à une personne de monter sur la grille pour des activités d'entretien (UDFCD, 2001). Il est par ailleurs une bonne pratique de prévoir lors de la conception que la grille pourra se colmater en partie et qu'une évacuation de l'eau puisse quand même se faire de façon adéquate. Des pertes de charge accentuées avec une grille colmatée en partie devraient également être prises en compte pour l'établissement des profils hydrauliques.

Finalement, il est important de souligner que certains bassins de rétention recevront soit les eaux de ruissellement provenant du réseau majeur (ce qui permet-

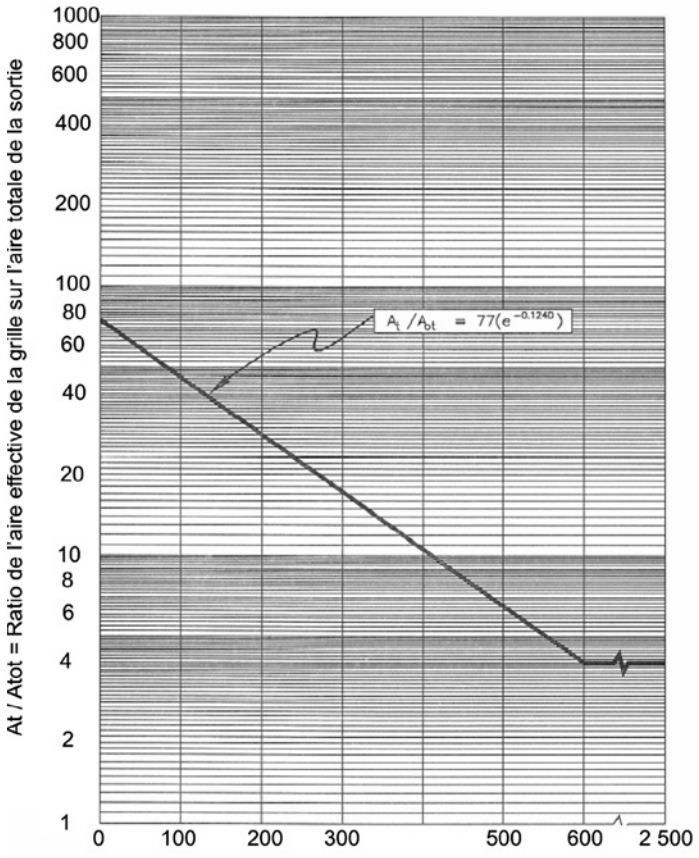


Figure 11.4 Aire effective minimale pour une grille (adapté de UDFCD, 2001).

tra d'avoir des bassins moins profonds), soit les eaux du réseau mineur ou encore les eaux provenant des 2 types de réseaux. Dans ce dernier cas, les entrées au bassin pourront être indépendantes ou combinées, dépendant de la configuration.

11.2.4 Adaptation pour le climat froid

La mise en œuvre des différentes PGO doit se faire en tenant compte du climat froid et des conditions hivernales. Une revue exhaustive (CWP, 1997) a permis de mettre en évidence les éléments présentés au tableau 11.5.

De façon générale, les points suivants doivent faire l'objet d'une attention particulière (CWP, 1997) :

- Augmenter les volumes de stockage pour tenir compte des effets de la glace et d'une fonte des neiges prolongée avec pluie;
- Dimensionner et localiser les ouvrages d'entrée et de sortie pour éviter l'obstruction ou l'endommagement par la glace;
- Ne pas effectuer de vidange complète des bassins tôt au printemps, pour éviter des débits hautement chargés en chlorures et autres contaminants.

L'étude du CWP (1997) suggère d'avoir un volume additionnel pour tenir compte de l'épaisseur de glace et recommande d'avoir un volume minimal durant l'hiver qui corresponde à 25 % du volume total (retenue permanente et active). Toutefois, dans la plupart des cas où des volumes de contrôle sont disponibles pour l'érosion et le contrôle de la qualité, ce volume minimal sera rencontré sans avoir besoin de volume additionnel.

L'épaisseur de glace peut se calculer à partir de l'équation de Stefan (Ashton, 1986; *US Corps of Engineers*, 2002):

$$h = \alpha (D_g)^{0,5}$$

où h est l'épaisseur de glace (mm), D_g est la somme des degrés-jours de gel pour la région considérée et α est le coefficient de croissance de la glace (tableau 11.6). De l'information sur les degrés-jours pour différentes régions du Québec est disponible dans le devis normalisé BNQ 1809-300 (BNQ, 2004). Des relevés en Ontario (MOE, 2003) pour un bassin de rétention ont par ailleurs permis d'établir une valeur de 15 pour le coefficient α. En général, on peut s'attendre à ce que les bassins soient de dimensions relativement petites avec des apports d'eau suffisants pour qu'ils se comportent davantage comme une rivière que comme un lac en ce qui a trait à la croissance de la glace (MOE, 2003). Les épaisseurs de glace calculées de façon théorique devraient être dans la mesure du possible validées avec des relevés près du site à l'étude.

L'étude du CWP (1997) formule par ailleurs un certain nombre de recommandations pour les entrées et sorties :

- La pente minimale des conduites à l'entrée et à la sortie devrait être de 1 %;
- Le diamètre minimum des conduites d'entrée et de sortie devrait être de 450 mm;
- Les entrées submergées ou partiellement submergées devraient être évitées si possible – si la conduite d'entrée doit être submergée, sa couronne devrait être située au moins 150 mm sous la glace;
- Lorsqu'une berme submergée est utilisée pour séparer

Tableau 11.5

Défis posés par le froid pour les PGO des eaux pluviales

(adapté de CWP, 1997).

Conditions climatiques	Défis sur le plan de la conception
Température froide	• Gel des conduites • Gel permanent de l'eau des bassins • Réduction de l'activité biologique • Réduction de la teneur en oxygène en présence du couvert de glace • Réduction de la vitesse de sédimentation
Sols gelés	• Soulèvement par le gel • Réduction de l'infiltration dans le sol • Gel des conduites
Saison de croissance	• Courte période d'établissement de la végétation • Différentes espèces végétales adaptées aux climats froids
Chute de neige	• Volumes élevés des eaux de ruissellement lors de la fonte des neiges et lorsqu'il pleut sur la neige • Charges de polluants élevées durant la fonte printanière • La gestion de la neige peut avoir une incidence sur l'emmagasinement dans le cadre des PGO

Tableau 11.6

Coefficient de croissance pour la glace

(adapté de *US Corps of Engineers*, 2002 et MOE, 2003).

Condition	(mm °C $^{-0,5}$ d $^{-0,5}$
Maximum théorique	34
Lacs exposés au vent sans neige	27
Lac moyen avec neige	17-24
Rivière moyenne avec neige	14-17
Rivière non exposée au vent avec vitesses rapides	7-14

la cellule de prétraitement du reste du bassin ou du marais, le dessus de la berme devrait être fixé en s'assurant qu'il y ait une capacité adéquate pour passer le débit de conception (en considérant l'épaisseur de glace);

- Les ouvrages de contrôle à la sortie (conduite à pente inverse, chicane) devraient être installés à 150 mm sous le niveau attendu de la glace; le diamètre des conduites à pente inverse devrait être de 150 mm ou plus;
- Lorsque le contrôle pour la qualité nécessite le recours à un orifice de petit diamètre (75-100 mm), la conception devra prévoir un déversement ou un mécanisme si l'orifice de petit diamètre gelait complètement (par exemple avec un deuxième orifice de plus grand diamètre).

11.2.5 Aspects de sécurité

La mise en place de plusieurs types de PGO comme des bassins de rétention peut amener des conditions non sécuritaires qui peuvent entraîner des situations engageant la responsabilité du concepteur et du maître d'œuvre (souvent une municipalité). Ces conditions problématiques peuvent être très apparentes (comme avec des conduites de sortie non protégées par des grilles) ou être moins évidentes en première analyse (comme pour une conduite de contrôle à la sortie qui est soumise à des forces hydrostatiques trop grandes ou des vitesses d'écoulement trop fortes à la sortie, qui peuvent plaquer contre une grille une personne qui serait tombée dans le bassin de rétention). Bien qu'il soit difficile d'anticiper tous les risques possibles, plusieurs scénarios peuvent être prévus et analysés lors d'une conception détaillée.

En particulier pour des ouvrages de rétention, plusieurs aspects devraient être considérés (adapté de Jones *et al.*, 2006 – voir figure 11.5) :

- Conduites de sortie ouvertes et apparentes, sans grilles de protection ou avec des grilles dont les ouvertures sont trop larges (un enfant pouvant y passer) ou avec des vitesses trop fortes pouvant plaquer une personne contre la grille et qui ne pourra pas sortir;
- Les terrains adjacents au bassin de rétention ont une vocation incompatible (par exemple une école), ce qui devrait susciter une analyse plus approfondie pour des mécanismes de protection;
- La présence de personnes près des bassins ou même à l'intérieur lorsqu'ils sont aménagés en parc devrait inciter les concepteurs à mettre en place des éléments qui informeront les citoyens ou les décourageront de s'approcher des endroits pouvant être plus problématiques comme l'entrée ou la sortie (avec par exemple une végétation appropriée);
- L'éducation pour les usagers et les résidents devra être assurée, avec également des signes avertissant le public qu'il est possible qu'en temps de pluie une arrivée d'eau importante et rapide soit observée dans le bassin;
- Les pentes latérales sont trop fortes sur tous les côtés ou le bassin a des murs verticaux, ce qui diminue la capacité de sortir d'une personne qui serait tombée dans le bassin. Un ou plusieurs des côtés du bassin devraient avoir des pentes à 4H :1V et idéalement plus faibles encore;
- Les conduites de sortie et d'entrée sont directement une en face de l'autre et à proximité l'une de l'autre. On peut dans ce cas imaginer qu'une personne surprise par l'arrivée soudaine d'eau soit jetée par terre et amenée jusqu'à la conduite de sortie, où elle risque d'être plaquée contre la grille. Prévoir une grille avec un angle (voir section 11.2.3 et figure 11.6 pour un exemple d'aménagement) constitue une bonne pratique pour limiter les problèmes potentiels de colmatage;
- Les hauteurs d'eau augmentent très rapidement et les conduites d'entrée et de sortie sont rapidement submergées et non visibles;
- Les structures hydrauliques sont conçues et construites d'une façon qui les rend dangereuses (par exemple avec des barres d'acier pour les grilles avec des arêtes ou qui ne sont pas rondes ou couvertes, avec des bouts pointus pouvant blesser);
- Les évacuateurs de crue ou d'urgence doivent être bien conçus pour pouvoir évacuer adéquatement des crues importantes, en considérant au besoin des scénarios de rupture avec les conséquences en aval. Sous certaines conditions, les digues et déversoirs pourront d'ailleurs être assujettis à la loi sur la sécurité des barrages et on devra voir à vérifier quels sont les paramètres à considérer dans ce cas (Centre d'expertise hydrique du Québec (CEHQ)). Dans d'autres cas, l'évacuation des eaux lors d'un événement exceptionnel se fera vers la rue au pourtour du bassin et on devra dans ces cas évaluer les conséquences d'un tel débordement;
- Il faut tenter d'imaginer que le suivi ou un entretien adéquat ne seront pas maintenus, ce qui pourra

a. Aménagement typique d'un bassin sec.

b. Ouvrage de sortie avec une grille.

c. Bassin de rétention avec un ouvrage de sortie sécuritaire, au milieu du bassin, avec des pentes faibles et une bonne visibilité à partir des édifices adjacents.

d. Végétation appropriée pour cacher l'ouvrage de sortie (tout en permettant un certain traitement).

e. Utilisation de murs verticaux à limiter lorsque possible.

f. Une clôture offre des avantages et des désavantages; en général, on ne devrait pas se fier uniquement à cet élément pour la sécurité.

Figure 11.5 Exemples pour les aspects de sécurité des bassins de rétention (adapté de Jones *et al.*, 2006).

entraîner un dysfonctionnement des ouvrages. Par exemple, si la grille de sortie est partiellement bloquée par des débris, le risque de débordement de la digue avec une rupture est possible. **Il devient donc essentiel de prévoir différents scénarios dans le cas où l'exutoire normal ne serait plus fonctionnel à cause d'un blocage**;

- Il faut aussi accorder une attention particulière aux ouvrages connexes qui sont adjacents au bassin, comme les canaux, les dissipateurs d'énergie et les ponceaux.

Différents principes de base peuvent permettre de réduire les risques lors de la conception (adapté de Jones *et al*., 2006) :

1. Informer l'équipe de conception que la protection et la sécurité du public sont des objectifs essentiels à garder à l'esprit;
2. La conception doit faire l'objet de revue à différentes étapes, afin de s'assurer que l'aspect sécuritaire, particulièrement pour des enfants, a été bien couvert. La participation d'un architecte paysager à la conception pourra permettre d'intégrer différents éléments pour promouvoir la sécurité (en plus de rehausser l'aspect visuel);
3. Les sorties doivent faire l'objet d'une attention particulière. Il est recommandé de ne pas utiliser de conduites non protégées par des grilles et très apparentes mais plutôt d'intégrer la conduite dans une structure de sortie ou d'utiliser une grille avec une pente à l'entrée de la conduite (voir figure 11.6);
4. Lorsque possible, éloigner la sortie des zones avec achalandage et la cacher avec une végétation appropriée. Prévoir des pentes latérales égales ou inférieures à 4H:1V pour les talus, en minimisant ou éliminant les murs verticaux avec des profondeurs importantes. Dans le cas où des murs verticaux devaient être utilisés, au moins deux des côtés du bassin devraient avoir des pentes plus faibles (4H :1V ou inférieures). La profondeur du bassin (et conséquemment la distance à parcourir pour en sortir) pourra également avoir une influence sur les pentes latérales à retenir. Des talus avec paliers intermédiaires à très faibles pentes pourront également être envisagés;
5. Intégrer une berme de sécurité ou des paliers en périphérie du bassin. Cette berme pourra également être aménagée avec une végétation appropriée qui découragera les résidents à venir dans le bassin;
6. Des affiches devraient être mises en vue autour du bassin, avertissant des dangers potentiels d'un remplissage rapide. Des brochures et des séances d'information pour les citoyens vivant aux environs du bassin peuvent également être utiles;
7. Séparer l'entrée et la sortie de façon à ne pas créer des zones de courant important. Si ce n'est pas possible, mettre en place des dissipateurs d'énergie à l'entrée;
8. Prévoir des visites et des inspections régulières en tentant d'anticiper les problèmes potentiels;
9. La question de clôture autour du bassin est compliquée, avec des arguments pour cette pratique et d'autres contre. Ultimement, la décision devrait être adaptée à chaque site et à ses particularités. Une clôture peut certainement décourager certaines personnes d'accéder au bassin et elle peut également être utilisée pour l'installation de signaux et d'affiches (figures 11.7 et 11.8). Avec des matériaux appropriés et un bon entretien, une clôture peut également être esthétique. Par contre, la même clôture pourra être vue comme un défi intéressant pour des enfants ou des adolescents et n'être pas très agréable à regarder après quelques années de mauvais entretien;
10. On devrait par ailleurs viser à réduire le nombre de petits bassins de rétention répartis sur le territoire avec une planification à plus grande échelle, en minimisant les surfaces imperméables directement raccordées aux réseaux, en utilisant des techniques de contrôle plus près de la source et des bassins de rétention de plus grande envergure, qui pourront bénéficier d'un aménagement plus élaboré.

Figure 11.6 Exemple de grille de protection pour la sortie d'un bassin de rétention.

11.3 CRITÈRES DE CONCEPTION ET PRÉSENTATION GÉNÉRALE DES PRATIQUES

11.3.1 Critères de conception

La planification et la conception des pratiques de gestion optimales (PGO) pour un site en particulier devaient se faire en gardant à l'esprit les principes suivants (EPA, 2004) :

- Reproduire, de la meilleure façon possible, les conditions hydrologiques naturelles qui prévalaient avant le développement;
- Fournir un contrôle qualitatif en maximisant l'enlèvement des polluants associés à l'urbanisation;
- Les techniques doivent être appropriées pour le site en fonction des contraintes physiques;
- Les techniques doivent offrir un bon ratio coûts/bénéfices;
- L'entretien doit représenter un fardeau acceptable à long terme et il doit être considéré lors du choix des techniques et de leur conception;
- Les techniques doivent avoir dans la mesure du possible un impact neutre ou positif sur l'environnement naturel et humain.

Les critères de conception associés aux PGO relatives aux eaux pluviales, comme le décrivait le chapitre 3, peuvent comprendre quatre groupes généraux :

cycle hydrologique – alimentation de la nappe souterraine, maintien du débit d'entrée de base ou minimal, modèles d'écoulement en surface et sous la surface;

qualité de l'eau – habitat aquatique, charge de polluants, température, activités de loisirs et de sports, contamination des eaux souterraines;

potentiel d'érosion – topographie et sensibilité à l'érosion;

Débits de pointe – conception des réseaux mineur et majeur / gestion pour les inondations.

Le tableau 11.7 fournit un résumé des différents critères qui sont recommandés. Pour la qualité de l'eau, on retrouve dans différents guides nord-américains deux approches qui sont utilisées pour l'évaluation de la performance : le pourcentage d'enlèvement et un objectif de qualité à atteindre (par exemple 30 mg/L pour les MES). Un objectif basé sur un pourcentage d'enlèvement est proposé ici pour des questions de facilité d'évaluation et de suivi. Des documents récents, dont notamment ceux pour appuyer la base de données maintenue par l'ASCE

Figure 11.7 Exemples d'affiches pour des bassins de rétention (Ville de Saint-Constant).

Figure 11.8 Exemple de bassin avec clôture. Le bassin inclut des aires de promenade mais l'accès y est interdit en cas de pluie (cadenas à la clôture).

(*American Society of Civil Engineering*), n'encouragent toutefois pas l'utilisation du pourcentage d'enlèvement pour un certain nombre de raisons (Geosyntec, 2007). Une des raisons fondamentales est que le pourcentage

Tableau 11.7

Objectifs et critères de contrôle recommandés.

Critère	Description
Cycle hydrologique (bilan hydrique)	L'objectif principal est de s'approcher des conditions naturelles en visant à réduire sur une base annuelle les volumes de ruissellement après développement. Les trois composantes à considérer pour le bilan hydrique sont le ruissellement, l'infiltration et l'évapotranspiration. Différentes techniques de faible impact comme un aménagement paysager spécifique (jardin de pluie ou aménagement absorbant) ou la réutilisation de l'eau de pluie peuvent être utilisées. Les critères dépendent de la pluviométrie annuelle et des types de sols en place. Un objectif minimal est de tenter de maximiser l'infiltration (avec un contrôle à petite échelle, près de la source) en dirigeant les eaux de ruissellement vers des milieux perméables.
Qualité	Les critères pour la qualité peuvent être spécifiques pour un ou plusieurs polluants ou encore viser à traiter 90 % des événements annuels. Une quantité de pluie de 25 mm (avec une distribution de type Chicago et une durée de 6 heures) est recommandée ici. Une simulation en continu avec plusieurs années pourrait également être utilisée si les données pluviométriques avec pas de temps de 15 minutes ou moins sont disponibles.
Potentiel d'érosion	Rétention prolongée (24h) des débits après développement associés à la pluie de période de retour 1 an (pluie SCS - durée de 24 h).
Débits de pointe Réseaux de drainage	La conception des réseaux mineurs (conduites) peut se faire en fonction de la capacité des réseaux situés en aval ou en fonction d'une période de retour pré-définie qui peut varier de 1 dans 2 ans à 1 dans 10 ans. Le réseau majeur devrait permettre par ailleurs d'offrir un niveau de service minimal de 1 dans 25 ans et, idéalement, de 1 dans 100 ans. Des vérifications avec des événements plus rares que les débits de conception devraient être complétées.
Débits de pointe Contrôle pour cours d'eau récepteur	Les contrôles pour minimiser les inondations dans les cours d'eau récepteurs devraient être fixés en fonction des conditions de pré-développement, idéalement en s'assurant que les débits après développement pour les périodes de retour 1 dans 2 ans, 1 dans 10 ans et 1 dans 100 ans sont les mêmes que ceux prévalant avant le développement. Ces critères devraient idéalement être établis en analysant l'ensemble du bassin versant, de façon à pouvoir tenir compte des possibles effets néfastes d'addition des différents hydrogrammes. Dans le cas où une zone inondable existe déjà, affectant des personnes, propriétés ou infrastructures, on devra démontrer qu'au minimum la conception n'aggrave pas la situation existante.

d'enlèvement est fonction de la qualité de l'affluent : il est évidemment plus difficile d'enlever 90 % des MES d'une eau chargée à 50 mg/L qu'une eau chargée à 250 mg/L. Il est plutôt suggéré (Geosyntec, 2007) d'utiliser une approche qui tienne compte des points suivants :

- La capacité de la PGO à réduire les volumes de ruissellement;
- La proportion du ruissellement qui est traitée;
- La performance de la PGO;
- Quelle distribution de l'effluent est atteinte;
- La capacité de la PGO à réduire les débits de pointe, en particulier pour les événements pluvieux fréquents.

La prise en compte de ces questions de base, combinée avec un objectif basé sur un pourcentage d'enlèvement générique, devrait favoriser un cadre d'analyse et de suivi à la fois simple et efficace.

Les stratégies de contrôle retenues par différentes municipalités pourront comprendre un seul des critères donnés au tableau 11.8 ou une combinaison de critères. Essentiellement, on peut distinguer **5 niveaux de contrôle** (Clar *et al.*, 2004) :

1. Contrôle exclusivement quantitatif;
2. Contrôle quantitatif avec un contrôle qualitatif pour un polluant (typiquement les MES);
3. Contrôle quantitatif avec un contrôle qualitatif global pour une gamme de polluants;
4. Contrôle avec paramètres multiples;
5. Gestion globale avec une approche écologique.

Le niveau 3 comprend pour le contrôle qualitatif un volume pour traiter typiquement 90 % des événements et vise à traiter l'ensemble des polluants associés à l'urbanisation par différentes techniques. Contrairement aux niveaux précédents où l'accent est mis exclusivement sur le contrôle des débits de pointe, on met ici l'emphase sur la réduction des volumes de ruissellement sur une base annuelle (90 % des événements traités). Soulignons que des bassins de rétention existants peuvent être réhabilités pour pouvoir atteindre ce niveau, en modifiant les mécanismes de contrôle à la sortie.

Le niveau 4 peut inclure en plus des éléments du niveau 3 un contrôle pour le bilan hydrique ou un contrôle pour limiter l'érosion au cours d'eau récepteur. Ce niveau nécessite de considérer une gamme de PGO et de prendre

Tableau 11.8

Objectifs de contrôle et niveaux d'intervention

(adapté de Clar *et al.*, 2004).

Objectifs de contrôle	Niveaux d'intervention				
	Contrôle quantitatif	Enlèvement d'un polluant spécifique (MES)	Contrôle qualitatif	Paramètres multiples	Approche écologique
Contrôle des inondations	•	•	•	•	
Contrôle des débits de pointe	•	•	•	•	
Enlèvement des MES		•	•	•	
Contrôle du volume		•	•	•	
Gestion de la qualité			•	•	
Bilan hydrique / recharge de nappe				•	
Érosion				•	
Impacts thermiques				•	
Prévention de la pollution				•	
Contrôles multi-fonctionnels et distribués (développement à faible impact)					•

en compte une approche de filière de mécanismes, du contrôle à la source jusqu'au bassin de rétention près du rejet au cours d'eau (figures 11.1 et 11.2).

Finalement, le niveau 5 vise à adapter les critères de contrôle de façon à fournir une approche écologiquement durable, incluant les aspects biologiques, chimiques et physiques pour définir les critères de performance. Une combinaison de critères pour la qualité de l'eau, les biohabitats et la géomorphologie est utilisée pour évaluer si un cours d'eau atteint un objectif donné (par exemple : baignade ou pêche).

Le tableau 11.8 donne un résumé des critères et des différents niveaux de contrôle, selon les niveaux de performance recherchés.

En ce qui concerne le contrôle qualitatif, le tableau 8.17 donné au chapitre 8 fournit les pourcentages d'enlèvement médians auxquels on peut s'attendre pour différentes PGO, en tenant compte des différents critères de conception qui sont détaillés au présent chapitre.

11.3.2 Présentation générale des pratiques

Les sections qui suivent examinent de façon plus détaillée les diverses PGO, en discutant tout d'abord celles spécifiques au contrôle à la source (non structural), celles qui s'appliquent au contrôle à la source sur les lots, celles adaptées au réseau de transport et, enfin, celles qui sont mis en place à l'exutoire des réseaux (suivant ainsi le concept illustré aux figures 11.1 et 11.2). Il va sans dire que la **prévention de la pollution**, qui constitue le premier élément de la chaîne d'approches montrée à la figure 11.1, est le premier principe qu'on doit viser à respecter; cette prévention pourra se traduire par l'utilisation d'un certain nombre de mécanismes de contrôle non structuraux. Ces techniques de contrôle non structurales sont celles qui n'impliquent pas la construction d'ouvrages spécifiques pour la gestion des eaux pluviales mais qui s'appuient plutôt sur l'application de différents types d'interventions et approches. De façon générale, **ces mécanismes de contrôle non structuraux devraient être inclus à tout plan de gestion des eaux pluviales à l'échelle des municipalités puisqu'ils permettent d'obtenir des résultats tangibles, souvent à de très faibles coûts**.

Par ailleurs, on peut souligner que les différentes techniques applicables ont généralement un rapport bénéfices/coûts plus intéressant si on se trouve le plus près possible de la source, selon l'approche de filière déjà décrite pour les mécanismes de contrôle (figures 11.1 et 11.2). Selon les niveaux de performance recherchés, on

aura donc avantage à utiliser une combinaison approprié de techniques, en privilégiant autant que possible les techniques de contrôle à la source et aux lots.

D'un autre côté, il faut reconnaître comme le montrait le schéma de la figure 11.1 que la modification ou l'adaptation des principes d'aménagement du territoire constitue également une approche très intéressante à analyser pour une planification générale de contrôle pour les eaux pluviales. Le chapitre 4 traite de cet aspect de façon plus approfondie.

La description aux sections qui suivent des différentes pratiques, avec les critères de conception qui sont recommandés, se fera en suivant la filière illustrée aux figures 11.1 et 11.2. Il va sans dire que certaines techniques, par exemple un bassin de rétention sec, pourraient être classées comme une technique de contrôle à la source ou une technique de contrôle à la sortie des réseaux. L'ordre suivi ici pour la présentation tient toutefois compte des applications classiques des différentes techniques (pour les catégories de contrôle à la source, contrôle en réseau et contrôle à la sortie de l'émissaire). Le tableau 11.9 regroupe les différentes techniques d'après cette catégorisation, selon les différents endroits dans le réseau où on les retrouve le plus fréquemment.

Tableau 11.9

Exemples de techniques applicables à différents endroits dans le réseau de drainage (adapté de Stahre et Geldof, 2003; MOE, 2003).

Catégorie	Exemples de techniques applicables
Contrôle à la source (terrain **privé**)	Toits verts Collecte et réutilisation de l'eau de pluie Jardin de pluie (bio-rétention) Pavage poreux Aménagement absorbant Puits d'infiltration
Contrôle à la source (terrain **public**)	Petit bassin sec Petit bassin avec retenue permanente Infiltration sur la pelouse Tranchée/Bassin d'infiltration Bande filtrante Bio-rétention Fossés engazonnés/aménagés Pavage poreux
Contrôle en réseau (terrain **public**)	Fossés engazonnés/aménagés Fossés avec systèmes d'infiltration Systèmes avec exfiltration
Contrôle à la sortie de l'émissaire (terrain **public**)	Bassin sec Bassin avec retenue permanente Marais artificiel

11.4 CONTRÔLE À LA SOURCE (NON STRUCTURAL)

Un contrôle à la source avec des approches non structurales est le moyen le plus rentable qu'on puisse utiliser pour réduire les impacts des eaux de ruissellement urbaines. La plupart des pratiques peuvent aider à aborder les quatre critères, soient le volume, la qualité, l'érosion du cours d'eau et le cycle hydrologique, mais elles sont plus souvent associées au contrôle de la qualité et du volume. Globalement, les approches de contrôle à la source comprennent 3 composantes (ASCE/WEF, 1998) :

- Prise en compte du souci de minimisation des impacts négatifs lors de la planification, la conception et la construction des sites;
- Bon entretien des surfaces imperméables et perméables pour minimiser l'exposition et la relâche de polluants;
- Éducation et formation pour promouvoir une prise de conscience des problèmes potentiels associés au ruissellement urbain et des PGO disponibles pour aider à résoudre ou minimiser ces problèmes.

Ces méthodes sont généralement non structurales et comprennent les pratiques générales suivantes (ASCE/WEF, 1998; Camp, 1993; GVSDD, 1999; Marsalek et coll., 2001; TRCA et MEO, 2001; Urbonas et Roesner, 1993; EPA, 2004) :

Éducation, sensibilisation et participation du public

Il s'agit essentiellement d'une pratique institutionnelle visant à changer la façon dont le public gère un grand nombre d'éléments susceptibles d'avoir une incidence sur la pollution. On peut élaborer un programme efficace en exécutant les étapes énumérées ci-dessous :

- Définir et analyser le problème (les sources de pollution, leurs causes);
- Déterminer les intervenants (commerces, industrie, propriétaires fonciers et résidents, écoles ou groupes jeunesses, employés municipaux);
- Connaître le groupe cible. Dresser un profil complet, mettre au point les meilleurs modes de communication possibles;
- Fixer des objectifs : messages informatifs, messages faisant appel aux sentiments, messages de responsabilité, messages stimulants, messages d'action (langage simple et clair, affirmations techniquement fiables, division du concept en phrases simples).

- Concevoir les méthodes en choisissant les techniques qui conviennent au groupe ciblé;
- Élaborer des plans d'action et des calendriers d'activités. Préciser les coûts, les sources de financement et adapter le projet aux ressources disponibles;
- Contrôler et évaluer. Collecter des données et des enregistrements, et les consigner en vue de déterminer l'efficacité de la méthode, tout en reconnaissant que le public peut être lent à réagir.

Aménagement du territoire et gestion des zones en voie d'aménagement

Il est important d'inclure les PGO dès la planification de l'aménagement du terrain d'un nouveau lotissement ou d'une zone existante à réhabiliter (voir chapitre 4). Elles peuvent avoir une incidence considérable sur le contrôle du volume et de la qualité. Il faut généralement une réglementation qui permette de mettre en œuvre et de faire respecter les plans d'utilisation des terrains, notamment un règlement régissant la qualité des eaux pluviales de ruissellement. Un des paramètres de base qu'il convient de minimiser est l'étendue des zones imperméables raccordées directement. Le site Web du *Center for Watershed Protection* (www.cwp.org) contient des renseignements techniques détaillés sur la manière d'élaborer des règlements et de les mettre en application.

L'aménagement à faible impact est un concept relativement récent. Il s'agit d'une stratégie de conception qui vise à préserver ou à reproduire le régime hydrologique antérieur à l'aménagement en créant un paysage hydrologique aux fonctions équivalentes. Les principes de l'aménagement à faible impact reposent sur le contrôle à la source des eaux pluviales au moyen de microcontrôles répartis sur l'ensemble du site. Cette pratique se distingue des approches traditionnelles, qui consistent ordinairement à gérer les eaux de ruissellement après les avoir acheminées vers de grandes installations situées à la limite inférieure des bassins de drainage. L'appellation LID (*Low Impact Development* – Aménagement à faible impact) a été suggéré à la fin des années 1990 au Maryland (Prince George's, 1999 a,b) pour englober différentes approches incluant une remise en question des pratiques de développement du territoire et l'utilisation de mécanismes de microcontrôle répartis sur le territoire. Il a été démontré qu'il est possible de contrôler efficacement les eaux de ruissellement à un coût relativement faible en planifiant et en concevant le site d'une manière adéquate et réfléchie. Il faut néanmoins prendre en considération les frais d'entretien ultérieurs.

Planification intégrée de la gestion des eaux pluviales

Un certain nombre de municipalités intègrent la gestion des eaux pluviales dans l'aménagement du territoire. En Colombie-Britannique, une pratique de plus en plus utilisée consiste à intégrer des méthodes de planification fondées sur les bassins versants, telles que les plans de bassins versants, les plans de sous-bassins, les plans directeurs de drainage et les plans de gestion des eaux pluviales. L'intégration de ces méthodes permet d'aborder les répercussions de la gestion des eaux pluviales sur les valeurs que la collectivité juge pertinentes. Ces valeurs peuvent être les loisirs, l'agriculture, les pêches, les couloirs de verdure, le patrimoine, l'archéologie, la sécurité, le transport, l'économie, la valeur des immeubles, la protection contre les inondations, la capacité financière, l'environnement et les questions connexes. Selon cette approche, **les eaux pluviales sont une ressource qu'il faut protéger** et les autres valeurs sont perçues comme des objectifs complémentaires.

Utilisation modifiée, rejets et élimination des produits chimiques qui pénètrent dans les eaux pluviales

Ces mesures prévoient le recours à la planification ainsi qu'aux règlements environnementaux et de construction dans le but de réduire les rejets de produits chimiques toxiques dans les eaux pluviales. On y parvient généralement en modifiant certaines activités, l'utilisation de certains produits ainsi que les pratiques de manutention et d'élimination connexes. Les sels de voirie, les pesticides et les déchets domestiques dangereux sont des exemples de produits chimiques qu'il est possible de contrôler et de gérer par le truchement de règlements et de programmes (Shaver et al., 2007; Maksimovic, 2000; Marsalek et al., 2001, TRCA et MOE, 2001).

Élaboration et application de règlements sur les égouts

Les types d'activités dont il est question ici comprennent la lutte contre les déversements illicites, l'élimination des sédiments contaminés présents dans les égouts, la prévention, la détection et l'élimination des raccordements illicites, et le contrôle des fuites des égouts sanitaires.

Tableau 11.10

Efficacité prévue et points à examiner pour les contrôles à la source (InfraGuide, 2003).

Type de contrôle à la source	Efficacité et considérations institutionnelles
Programme d'éducation du public	Difficile d'en évaluer l'efficacité globale, mais il devrait faire partie de tout programme de contrôle à la source, de manière à promouvoir le recensement précis et la compréhension des problèmes et des solutions. Les coûts estimatifs sont précisés dans le GVSDD (1999a).
Planification de l'aménagement du territoire	Il faut des règlements pour appliquer et faire respecter les plans d'utilisation des sols. Il importe aussi d'examiner les plans d'implantation des projets pour s'assurer de leur conformité. On pourrait avoir besoin d'un personnel plus important. La coopération entre les services est cruciale, de même que la prise de décisions concertée. Il pourrait être politiquement non réalisable d'imposer des restrictions à certaines utilisations des sols pour limiter la pollution des eaux pluviales.
Règlements relatifs aux égouts	Ils doivent être un élément important de tout plan de gestion des eaux pluviales et prendre en considération tous les éléments susceptibles d'avoir une incidence négative sur les plans ou les cours d'eau récepteurs (p. ex., réduire les déversements sauvages, éliminer les sédiments contaminés des égouts, empêcher les raccordements illicites).
Pratiques de maintenance	Outre les règlements relatifs aux égouts, il faut mettre en œuvre un programme visant à favoriser les pratiques ménagères efficaces et sécuritaires en rapport avec l'entreposage, l'utilisation, le nettoyage et l'élimination des produits potentiellement dangereux, tels que les engrais, les pesticides, les produits de nettoyage, les produits de peinture et les produits pour automobiles. C'est par l'éducation que l'on inculque ces pratiques au grand public.
Contrôle des chantiers de construction	Comme le démontrent bon nombre d'études, les chantiers peuvent avoir une incidence considérable (et non contrôlée) sur l'accroissement de la pollution des cours d'eau causée par les eaux de ruissellement.
Nettoyage des rues	Les programmes de nettoyage de rues visant l'amélioration de la qualité de l'eau requièrent un budget de matériel et des fonds de fonctionnement et entretien importants. Il existe indubitablement une relation coûts-avantages entre l'augmentation de la fréquence des balayages et l'élimination des polluants. Les balayeuses ne peuvent éliminer l'huile et la graisse, ni les sédiments fins (auxquels sont associés les métaux). Si l'on veut réduire de manière significative les charges polluantes, on doit nettoyer les rues souvent (à tous les jours), ce qui n'est habituellement pas possible d'un point de vue économique. Selon des études menées par le ministère de l'Environnement et de l'Énergie de l'Ontario, les programmes prévoyant le nettoyage des rues une à deux fois par mois suppriment moins de 5 % des charges polluantes. Toutefois, un des avantages du nettoyage des rues tient au fait qu'il limite le nombre des solides grossiers (et les polluants connexes). Il améliore également l'aspect visuel de l'écoulement des eaux pluviales. Voir l'EPA (1999) pour plus de renseignements sur l'efficacité.
Nettoyage des puisards	Les puisards, avec ou sans fosse, peuvent recueillir les débris et les sédiments. L'enlèvement des sédiments accumulés dans les puisards peut réduire la quantité de polluants déversés dans les plans et les cours d'eau récepteurs.

Pratiques d'entretien et de maintenance

Il est possible de réduire la quantité de substances toxiques qui pénètrent dans les eaux pluviales, à condition que le public, les employés municipaux, les entreprises et les autres intervenants adoptent de bonnes pratiques d'entretien et d'utilisation. Ces mesures sont axées sur l'introduction et le respect de procédures efficaces pour le stockage, la manutention et le transport des matières susceptibles de s'infiltrer dans les eaux pluviales. La réussite des mesures mises en œuvre repose sur l'éducation et la formation (ASCE/WEF, 1998; Marsalek *et al.*, 2001; NVPDC, 1996; EPA, 1999; WDE, 2001).

Surveillance des activités de construction

Bon nombre de municipalités, de provinces et d'États ont rédigé divers documents décrivant des activités précises de planification et de gestion visant à réduire l'incidence de la construction sur la qualité des eaux pluviales. Ces techniques présentent généralement de nombreuses similitudes avec d'autres techniques structurales, sauf qu'elles sont souvent essentiellement temporaires. Les mesures prises dans le cadre de ces contrôles sont notamment la limitation de l'érosion, la collecte de sédiments, le contrôle de l'eau du site, l'entreposage et l'entretien du matériel, l'entreposage des matériaux et la lutte contre le déversement sauvage de déchets.

Activités d'entretien

Le nettoyage des rues, l'entretien des parcs, la collecte efficace des ordures ménagères, le nettoyage des puisards et l'entretien général de la voirie, des collecteurs d'eaux pluviales et des ruisseaux sont généralement inclus dans ce type de contrôles à la source.

Le tableau 11.10 résume globalement les éléments à considérer pour les contrôles à la source qui sont non structuraux.

11.5 PRATIQUES OPTIMALES AU NIVEAU DU TERRAIN (CONTRÔLE À LA SOURCE)

Les techniques de contrôle sur le terrain sont des pratiques qui permettent de réduire le volume des eaux de ruissellement et de traiter les eaux pluviales avant qu'elles n'atteignent le réseau municipal. Elles sont mises en place sur un lot déterminé ou sur plusieurs lots qui drainent une petite superficie.

Le tableau 11.11 fournit une liste non exhaustive des types de contrôle qui peuvent être mis en place au niveau du lot. Les sections qui suivent discutent de façon plus approfondie certaines de ces approches. Les aménagements en fossé peuvent être utilisés pour du contrôle sur un site (commercial ou industriel) mais ce type d'ouvrage sera plutôt traité à la section décrivant les techniques en réseau. Le tableau 11.12 présente quant à lui une discussion générale des points à examiner pour les contrôles sur le terrain; les sections qui suivent décrivent de façon plus détaillée les différentes PGO.

La figure 11.9 illustre schématiquement comment plusieurs de ces techniques peuvent être intégrées dans l'aménagement à l'échelle d'un lot résidentiel. L'intégration des différentes techniques est également relativement facile pour des lots commerciaux ou industriels.

11.5.1 Nivellement contrôlé des terrains / Réduction de la pente du terrain

Description générale

Cette mesure consiste à réduire la pente minimale habituelle du terrain, qui est de 2 p. 100. Pour garantir l'efficacité du drainage des fondations, on recommande de

Tableau 11.11

Exemples de contrôle à la source sur les lots (adapté de Toronto, 2006).

Occupation du sol	Options pour contrôle à la source
Résidentiel unifamilial	• Débranchement de gouttière • Baril de pluie pour réutilisation • Réaménagement du terrain pour débranchement de gouttière • Réaménagement du terrain pour ralentir l'écoulement et maximiser l'infiltration • Jardins de pluie et plantations • Réduction de l'usage des fertilisants • Débranchement du drain de fondation • Entrée d'auto perméable • Puits/tranchée d'infiltration pour eau de toit • Aménagement paysager plus absorbant
Multilogements, institutionnel et commercial	• Débranchement de gouttière vers zones perméables, petit bassin en surface ou souterrain • Rétention sur le toit • Rétention dans les aires de stationnement (avec restricteurs) • Rétention avec conduite ou bassin souterrain • Ré-utilisation de l'eau • Toit vert • Réaménagement du terrain pour ralentir l'écoulement et maximiser l'infiltration • Zones de biorétention avec plantations dans les aires de stationnement • Pavage poreux • Tranchée d'infiltration • Bande filtrante • Aménagement paysager plus absorbant • Séparateurs d'huiles et sédiments • Fossés aménagés • Technologies perméables (système de conduites avec exfiltration, puisards perméables)
Espaces verts /parcs	• Diriger le ruissellement des aires de stationnement vers les zones gazonnées ou aménagées avec des plantations • Ajouter des arbres/plantations • Réduction de l'usage des fertilisants • Fossés aménagés • Technologies perméables (système de conduites avec exfiltration, puisards perméables)
Autoroutes/boulevards/Rues	• Ajouter des arbres/plantations • Réduction de l'usage des fertilisants • Fossés aménagés • Technologies perméables (système de conduites avec exfiltration, puisards perméables)

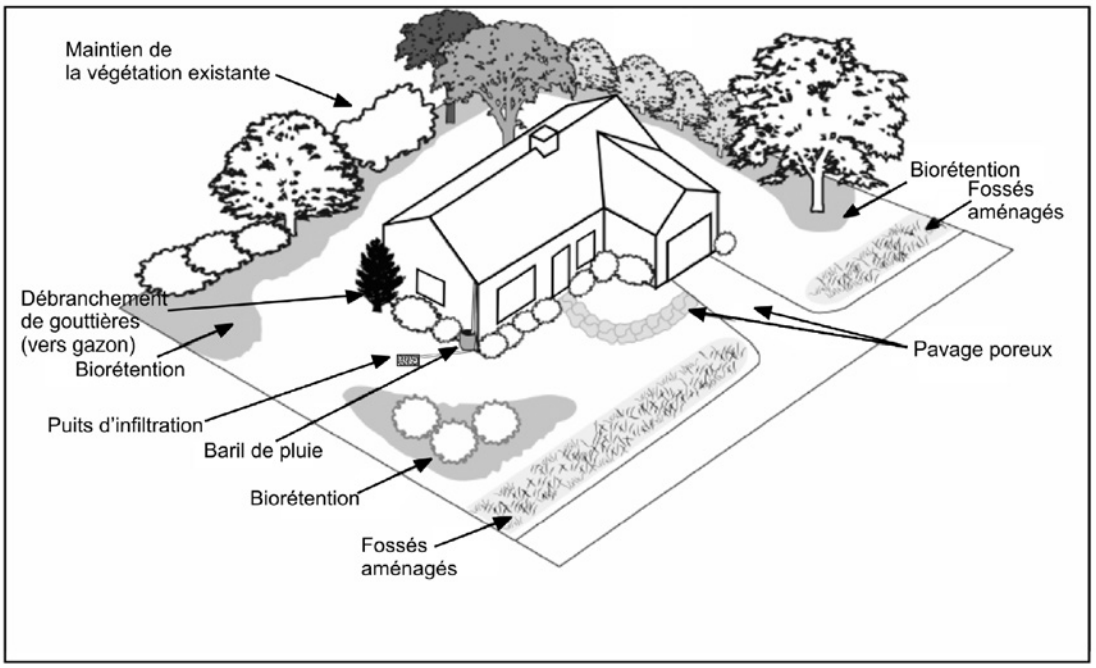


Figure 11.9 Exemples d'intégration des techniques pour le contrôle à l'échelle d'un lot résidentiel (adapté de DNR, Ohio, 2006).

maintenir une pente d'au moins 2 p. 100 à une distance comprise entre deux et quatre mètres du bâtiment (il convient de consulter les normes municipales locales pour garantir la conformité à l'exigence). Au-delà de cette distance, la pente peut être nivelée à 0,5 p. 100, de manière à favoriser la rétention de l'eau dans les dépressions du sol et l'infiltration naturelle. Il faut également tenir compte du type de sol et de son comportement à long terme, étant donné que le tassement peut, à la longue, réduire considérablement la pente.

Applicabilité

On peut entreprendre de réduire la pente du terrain si le type de sol présente un taux d'infiltration minimal supérieur ou égal à 15 mm/h (MOE, 2003). C'est généralement le cas des sols plus grossiers que le limon; les sols argileux ne conviennent habituellement pas. Les valeurs de taux de percolation fournies au tableau 11.13 peuvent être utilisées préliminairement pour établir si les conditions de sol sont favorables; des tests in situ devraient toutefois être complétés pour déterminer les taux d'infiltration.

Avantages/Limitations

En principe, les besoins en rétention plus en aval dans les réseaux pourront être réduits en réduisant les pentes lors de l'aménagement des terrains. Les pertes initiales sur le gazon peuvent donc être augmentées de 1,5 mm pour un changement de pente de 2 % à 0,5 % (MOE, 2003).

La principale limitation pour ce type d'aménagement est que l'usage du terrain peut être restreint si l'eau reste en surface durant une période prolongée.

11.5.2 Stockage sur le toit, en surface ou souterrain

Description générale et applicabilité

La rétention sur les toits, en surface (aires de stationnement ou des parcs) ou dans des chambres ou conduites souterraines est un moyen efficace et économique d'effectuer un contrôle quantitatif. Ces pratiques ne peuvent pas en général avoir d'impact très significatif sur la qualité, mais, couplées par exemple avec d'autres pratiques (unité de prétraitement, séparateur hydrodynamique, fossé aménagé), l'ensemble peut constituer un système flexible permettant d'atteindre plusieurs objectifs (quantitatif et qualitatif). Ces pratiques sont d'utilisation courante pour effectuer un contrôle à la source dans le cas de lots commerciaux/industriels ou encore des secteurs à haute densité d'habitation.

Critères et principes de conception

L'emmagasinement sur le toit s'applique généralement aux grands toits plats des bâtiments industriels ou commerciaux, les toits résidentiels étant habituellement en pente et offrant peu de possibilités d'emmagasinement. Il

Tableau 11.12

Efficacité prévue et points à examiner pour les contrôles sur le terrain.

Contrôle sur le terrain	Aspects pertinents à la mise en application
Nivellement contrôlé des terrains	C'est sur l'utilisation que le ou la propriétaire fait du terrain que la méthode a le plus de répercussions. L'évacuation des nappes d'eau en surface prend de 24 à 48 heures, ce qui peut limiter l'utilisation du terrain. C'est au printemps que les répercussions sont les plus fortes; elles sont par contre négligeables en été.
Rétention d'eau en surface (stationnement, toiture ou arrière-cour)	L'emmagasinement sur le lot est très efficace pour ce qui est de réduire le débit de pointe en aval; le volume des eaux pluviales qui se déversent dans le réseau d'égout ne diminue toutefois pas, étant donné que le déversement s'étale sur une plus longue période. Les procédures d'entretien ordinaires des aires de stationnement conviennent aux zones d'emmagasinement sur les aires de stationnement.
Systèmes d'infiltration	Les systèmes d'infiltration sur le terrain permettent de réduire le volume des eaux de ruissellement et d'en contrôler la qualité. Le risque de colmatage (problèmes d'entretien) sur les lots résidentiels est moindre en comparaison avec les systèmes d'infiltration à la sortie de l'émissaire, qui sont plus gros, puisque les systèmes résidentiels reçoivent en principe uniquement les eaux qui ruissellent du toit (et qui contiennent moins de solides en suspension que le ruissellement des routes). Les impacts de ces systèmes sur la charge de polluants des eaux souterraines (dans le cas où la source d'approvisionnement est un puits) et sur la nappe phréatique doivent être pris en compte.
Pompe d'assèchement de drain de fondation	Même s'il est préférable d'évacuer l'eau des fondations à l'aide d'une pompe d'assèchement, il n'est pas toujours possible de le faire. On ne doit pas utiliser de pompe d'assèchement lorsque le niveau maximal annuel de la nappe phréatique est à 1 m ou moins du drain de fondation du bâtiment. Cette exigence vise à prévenir le fonctionnement excessif de la pompe dans les zones où la nappe phréatique est élevée et à éviter la formation d'un réseau en boucle dans lequel l'eau déversée par la pompe d'assèchement alimente le drain de fondation. Dans ce cas, une conduite distincte (troisième conduite) doit acheminer les eaux de drainage des fondations vers le plan ou le cours d'eau récepteur.
Emmagasinement dans les conduites de grand diamètre	Les conduites de grand diamètre sont très efficaces pour ce qui est de réduire le débit de pointe. Le nettoyage et l'entretien nécessitent une conception particulière.
Fossés de drainage gazonnés	L'efficacité des fossés de drainage gazonnés pour ce qui est du traitement des eaux pluviales (solides en suspension) est à son maximum lorsqu'on maintient la pente à la valeur minimale (p. ex. < 1 %) et une grande largeur au fond (> 0,75 m). L'efficacité diminue lorsque la vitesse augmente. La longueur doit être d'au moins 75 m; de petits barrages submergés peuvent contribuer à augmenter le temps de rétention. Plusieurs concepts différents peuvent être utilisés pour maximiser les bénéfices des fossés aménagés.
Bandes tampons et bandes filtrantes	Leur action est optimale lorsqu'on les utilise conjointement avec d'autres techniques, dans une chaîne de traitement; elles sont alors utilisées comme mécanisme de prétraitement.
Séparateur d'huiles et de sédiments	Ces dernières années, on a fortement amélioré la configuration des séparateurs d'huiles et de sédiments, et de nouveaux produits ont fait leur apparition sur le marché. Plusieurs types de fonctionnement sont disponibles, avec des rendements variables pour le contrôle de la qualité des eaux pluviales. Ces types d'appareil n'ont toutefois peu ou pas d'impact sur les volumes ou les débits de ruissellement et c'est pourquoi ils sont généralement couplés avec d'autres techniques (ils peuvent par exemple être utilisés pour un prétraitement ou avant le rejet au milieu récepteur, à la sortie d'un bassin de rétention).

faut calculer le nombre, l'emplacement et le débit de fuite de chaque sortie. Le débit de fuite des sorties de drainage préfabriquées installées sur le toit est prescrit par le fabricant. Il varie habituellement de 1 à 15 L/s (MOE, 2003). C'est l'utilisateur qui décide du volume à emmagasiner sur les toits plats ou légèrement inclinés. Les grands toits commerciaux peuvent stocker de 50 à 80 mm d'eau de ruissellement (à titre de référence, la quantité moyenne de précipitations en 24 h sur 100 ans pour le sud du Québec est de l'ordre de 100 mm). Le temps de rétention varie de 12 à 24 heures. La supervision des détails de conception des dispositifs d'emmagasinement de toit doit être confiée à des ingénieurs en structure ou en mécanique,

Tableau 11.13

Taux d'infiltration minimum (adapté de MOE, 2003).

Type de sol	Taux d'infiltration (mm/h)
Sable	210
Sable limoneux	60
Limon sablonneux	25
Limon	15

de manière à garantir qu'on ne dépassera pas la capacité portante, compte tenu, le cas échéant, du poids de la neige mouillée et des autres surcharges critiques. Il faut prévoir une profondeur maximale de 10 mm avant que l'eau ne

s'écoule par les sorties prévues. Le soutènement du toit doit pouvoir supporter le poids de l'eau accumulée. Il est également essentiel de prévoir des déversoirs d'urgence, au cas où l'eau ne pourrait s'évacuer convenablement vers les avaloirs. Des inspections périodiques (plusieurs fois par année) devraient aussi être prévues. Une attention particulière doit évidemment être portée à l'étanchéisation du toit.

En général, l'**emmagasinement sur les aires de stationnement** est économique, mais il entraîne des coûts de construction légèrement plus élevés. Il s'applique aux terrains commerciaux ou industriels. On utilise abondamment ce type d'emmagasinement dans le cadre de projets d'aménagement de terrains vacants dans un secteur déjà construit dans le but de réduire au minimum le besoin d'augmenter la taille des égouts pluviaux en aval. Même s'il est souvent difficile de réduire le débit de pointe en aval après l'aménagement de nouveaux sites uniquement grâce à l'emmagasinement sur les aires de stationnement (la profondeur de l'eau et le volume étant trop importants), le volume emmagasiné permet, en combinaison avec d'autres techniques, de réduire efficacement le ruissellement.

L'eau s'accumule lorsque le débit de ruissellement est supérieur à la capacité du dispositif de contrôle d'admission. On peut installer ce genre de dispositif dans les regards utilisés pour l'entretien ou dans les puisards. Les dispositifs de contrôle d'admission préfabriqués peuvent prendre la forme d'un diaphragme ou d'un tampon perforé placé sur le tuyau de sortie des puisards ou des regards utilisés pour l'entretien. On peut installer un dispositif de contrôle d'admission à chaque puisard (ce qui permettra de contrôler individuellement chaque cellule d'emmagasinement aménagée sur l'aire de stationnement) ou à la limite de la propriété (auquel cas le niveau d'eau sera probablement le même dans chaque cellule). La pose du dispositif à la limite de la propriété, dans un regard appartenant à la municipalité, garantit qu'il ne sera ni enlevé ni modifié. Il est préférable d'utiliser des dispositifs de type vortex lorsque le débit de contrôle est inférieur à environ 14 L/s (ces dispositifs risquant moins de s'obstruer).

Les zones de rétention doivent être aussi éloignées que possible des bâtiments et la pente minimale peut être de 0,5 % (MOE, 2003) (bien que l'on recommande une pente de 1 %). En général, la profondeur des accumulations d'eau doit être limitée à 300 mm pour une durée jugée acceptable (normalement quelques heures, même en cas de fortes pluies); des profondeurs inférieures à 300 mm sont toutefois recommandées. Le débit limite acceptable varie d'une région et d'un site à l'autre; idéalement, il est défini dans un plan directeur de gestion des eaux pluviales. À titre d'exemple, pour la région de Montréal, il a été démontré qu'un débit limité de 40 à 50 L/s/ha dans le cas d'un sous-bassin de 0,4 à 0,7 ha (imperméable à 100 p. 100) dont la pente est de 1 % offrait, dans la plupart des cas, une profondeur d'eau et une durée d'inondation acceptables (Rivard et Dupuis, 1999). Dans le cas d'un grand parc de stationnement, cela implique que, pour que les critères soient respectés, la surface totale soit subdivisée en petites parties (cellules) dont la superficie (chacune se drainant en un seul point bas) est inférieure à environ 0,7 ha. Cela illustre le fait que, si le débit préurbanisation à atteindre est par exemple égal ou inférieur à 10 L/s/ha, il faudra prévoir d'autres moyens que le seul emmagasinement en surface, par exemple des aires de stockage en bordure des stationnements. Habituellement, plus le débit limité est bas, plus les cellules d'emmagasinement en surface doivent être petites; il est bien sûr possible de recourir à l'emmagasinement souterrain, mais à des coûts plus élevés.

On peut utiliser des **conduites de grand diamètre** enfouies dans le sol pour emmagasiner l'eau et réduire le débit de pointe (voir exemple d'implantation à la figure 11.10). On utilise alors ordinairement des tuyaux préfabriqués. Il faut dans ce cas contrôler le débit sortant pour s'assurer que le ruissellement est retenu dans la conduite. Cette technique, qui est généralement plus coûteuse que l'emmagasinement en surface, est habituellement utilisée dans les zones où l'espace est restreint. Il est également possible d'envelopper une conduite perforée dans de la pierre concassée pour obtenir le volume requis. On pourra donc dans ce cas avoir un impact sur les volumes de ruissellement (dont une partie pourra être infiltrée). Voici quelques recommandations générales au sujet de la conception de ce genre de système :

- La longueur et le diamètre des conduites seront évidemment fonction du volume nécessaire pour le contrôle des débits de rejet. Le diamètre sera souvent limité par le dégagement vertical entre le radier des conduites d'entrée et celui de la sortie;
- Il faut dimensionner la sortie d'eau de manière à obtenir des débits précis qui ne dépassent pas les limites admissibles. La longueur et le diamètre de la

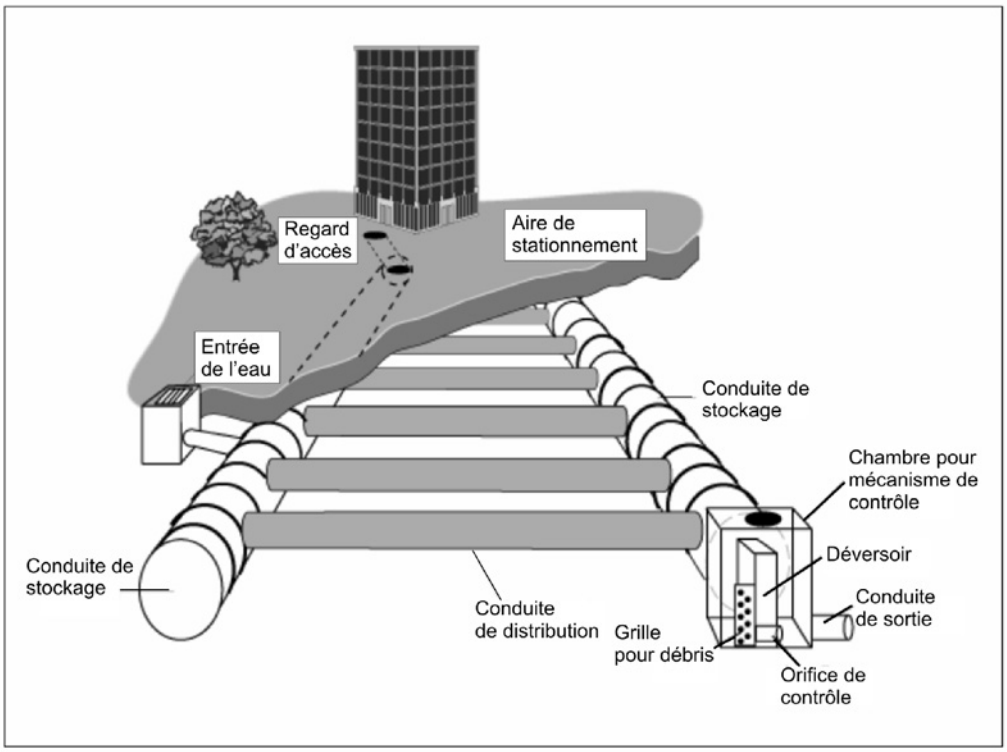


Figure 11.10 Exemple schématique d'une rétention avec conduites de grandes dimensions.

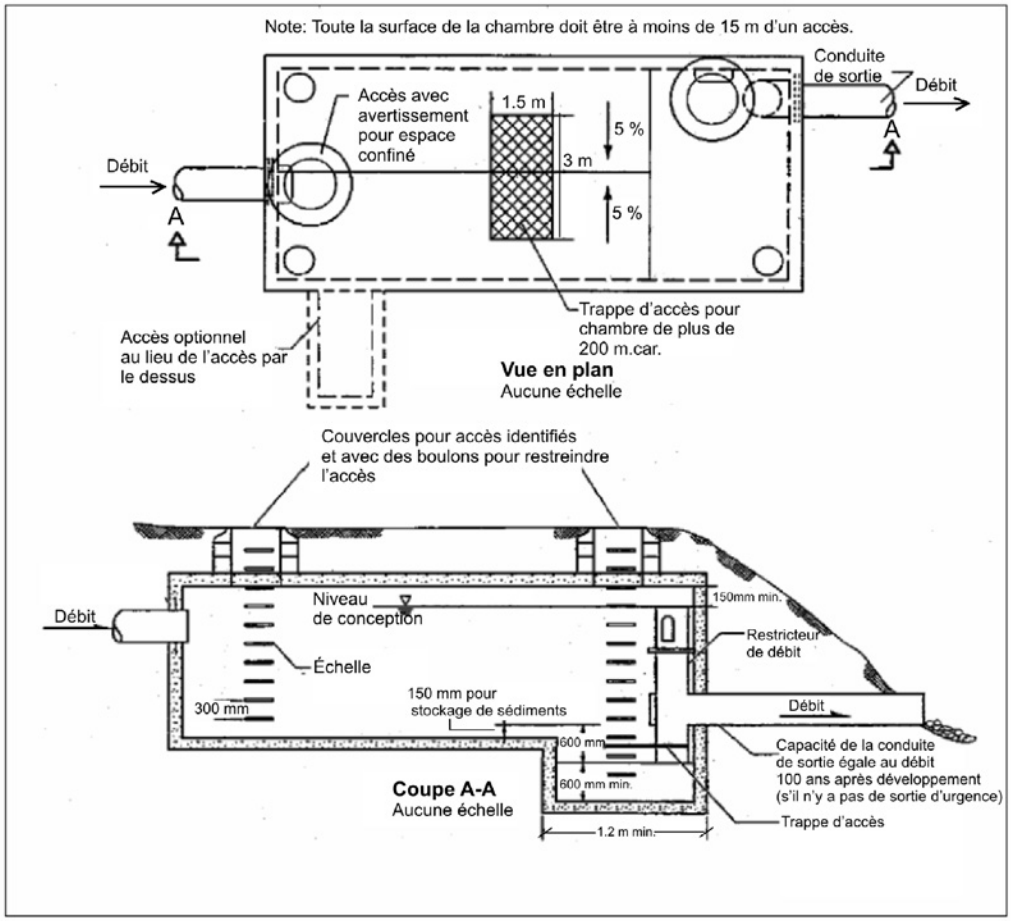
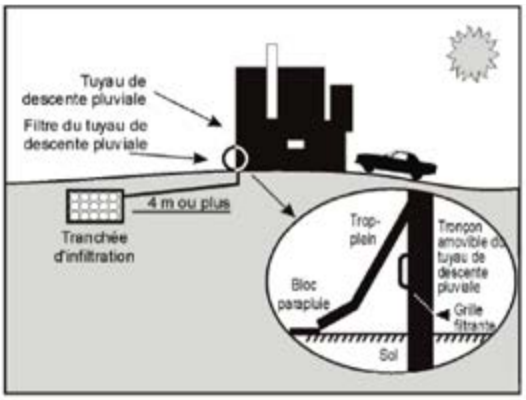
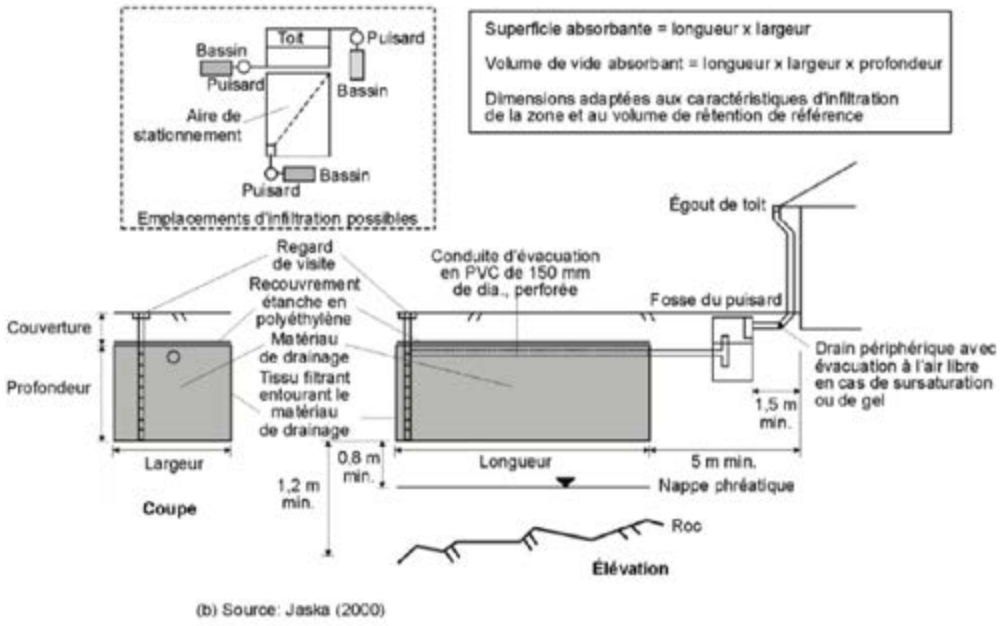


Figure 11.11 Exemple schématique d'une rétention avec chambre souterraine (adapté de Georgia, 2001).





(b) Source: Jaska (2000)

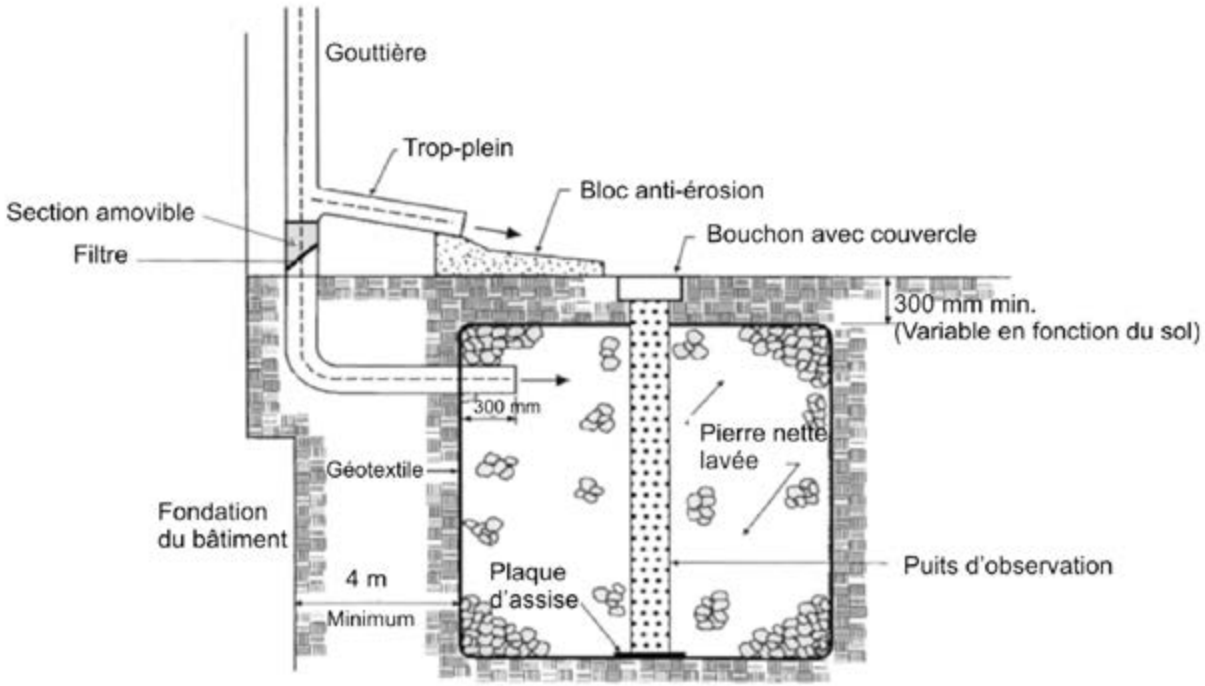


Figure 11.12 Exemples pour rétention avec infiltration sur le terrain (adapté de MOE, 2003, Jaska, 2000; INFRA, 2003; Maryland, 1998).

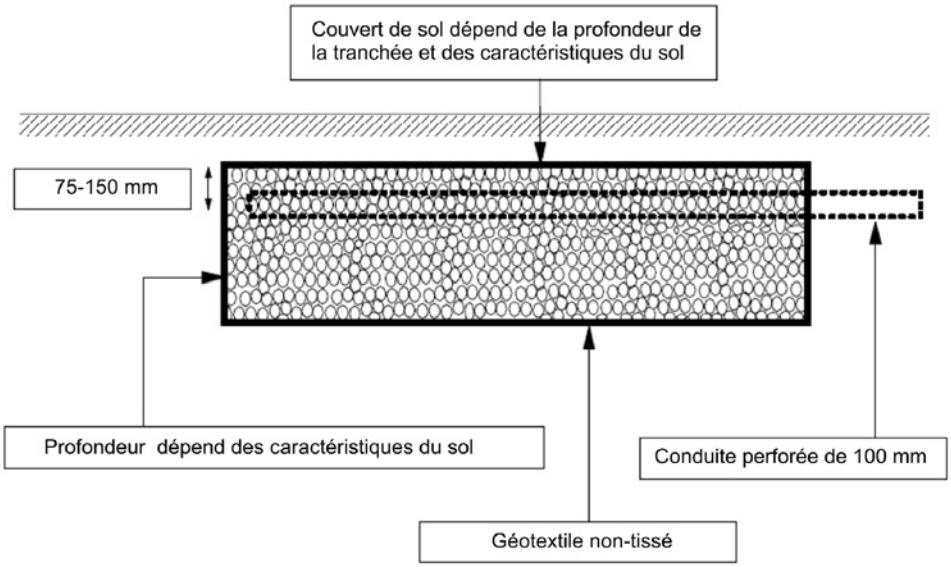


Figure 11.13 Détails pour une tranchée d'infiltration pour une maison unifamiliale (adapté de MOE, 2003).

conduite seront fonction du volume d'emmagasinement requis;

- On recommande de donner à la conduite une pente d'au moins 0,5 % pour en faciliter le drainage. L'inclinaison doit cependant demeurer minimale; les pentes abruptes réduisant le volume d'eau emmagasiné dans la conduite;
- Les conduites doivent être munies de points d'accès pour les besoins du nettoyage;
- La conception doit inclure des mécanismes de débordement en cas d'urgence.

Il faut également prévoir des passages de débordement en surface (parcours d'évacuation d'urgence) au cas où la sortie se boucherait.

Une variante de ce type de rétention (figure 11.11) consiste à utiliser des chambres de rétention préfabriquées (qui peuvent être construites en différents types de matériau).

11.5.3 Puits ou tranchée d'infiltration sur le terrain

Description générale

Ces types de systèmes sont utilisés pour retenir les eaux pluviales s'écoulant de bassins versants relativement petits, comprenant surtout des habitations unifamiliales. Les mécanismes en jeu sont comparables à ceux pour les bassins (11.7.5)et les tranchées d'infiltration (11.7.4), mais se distinguent par une question d'échelle. Ils peuvent contribuer à réduire non seulement les débits de pointe mais également les volumes de ruissellement, avec un impact positif sur la qualité de l'eau.

Il peut s'agir tout simplement d'une fosse munie d'un revêtement filtrant et d'un matériau de drainage, tel que des roches, ou de systèmes plus complexes comprenant des puisards et des regards. Plusieurs exemples de systèmes d'infiltration sur le terrain se trouvent à la figure 11.12; la figure 11.13 illustre les principales composantes d'une tranchée d'infiltration. On trouve des renseignements détaillés relatifs à la conception de ce genre de systèmes dans plusieurs ouvrages de référence (ASCE/WEF, 1998; CWP, 1997; CIRIA, 1996; Jaska, 2000; MDE, 2000; MEO, 2003; Mays, 2001).

Avantages

- Peut réduire le volume de ruissellement provenant d'un site, réduisant ainsi les besoins en rétention et les coûts des ouvrages situés en aval;
- Peut être utilisé dans les secteurs existants où l'espace est limité et où un contrôle supplémentaire des eaux pluviales est nécessaire;
- Peut être utilisé pour des sites où les réseaux d'égout pluvial ne sont pas disponibles (dépendant évidemment des capacités d'infiltration des sols en place);
- Peut contribuer à une recharge de la nappe et au maintien des conditions hydrologiques prévalant avant le développement.

Limitations

- S'applique seulement pour de petits lots (résidentiel unifamilial);
- Lors de fortes pluies et au printemps, l'eau peut rester accumulée en surface de 24 à 48 heures, ce qui peut restreindre l'utilisation du terrain;
- De l'entretien est nécessaire pour s'assurer d'un fonctionnement adéquat;
- Non recommandable pour des lots avec des charges importantes en sédiments ou du ruissellement qui peut être contaminé (limité au ruissellement provenant des toits);
- Si la capacité d'infiltration des sols en place est insuffisante, ces systèmes peuvent ne pas bien fonctionner. Il est recommandé de procéder à des tests de percolation in situ pour bien établir cette capacité d'infiltration;
- Le dessous de ces systèmes doit être à au moins 1 m du niveau de la nappe phréatique.

Critères et principes de conception

Les points dont il faut généralement tenir compte lorsqu'on conçoit un système d'infiltration sur le terrain sont les suivants :

- La distance entre le fond du puits et le niveau le plus élevé de la nappe phréatique doit être suffisamment importante. Elle peut varier de ≥ 0,8 à ≥ 1,2 m, selon les conditions et les contraintes locales. Il faut consulter les autorités locales ou effectuer des forages d'essai pour s'assurer que la distance est adéquate;
- La tranchée doit se situer à au moins quatre mètres des fondations du bâtiment le plus proche;
- La tranchée doit comprendre des pierres propres (bien lavées pour minimiser les risques de colmatage) de 50 mm de diamètre et être revêtue d'un géotextile approprié;
- Le volume de vide total de la tranchée doit être établi en fonction de l'emmagasinement nécessaire à la suite d'une pluie de projet adéquate en se fondant sur la porosité réelle du matériau de la tranchée (que l'on considère généralement comme comprise entre 35 et 40 p. 100). La surface d'infiltration requise (surface du fond) pour drainer le système en l'espace de 48 heures est calculée en fonction du taux de percolation continu en 24 heures;
- La tranchée doit être située à proximité de la surface du sol, mais les paramètres comme la hauteur d'emmagasinement de la tranchée, le risque de soulèvement par le gel et la stratification du sol environnant doivent être pris en compte;
- Il faut prévoir équiper le puits d'infiltration ou le puisard d'un filtre pour limiter l'entrée de solides et de débris dans le système. Il faut poser, si possible, un tuyau de trop-plein;
- En général, il faut éviter de construire des systèmes d'infiltration sur un remblai, sous les aires de stationnement ou sous les aires à usages multiples;
- Dans le cas d'un système d'infiltration qui draine une aire de stationnement, il faut utiliser un ou deux appareils de prétraitement raccordés en série en amont du système, de manière à maximiser la durée de vie utile de ce dernier et éviter qu'il se bouche.

Il est souvent essentiel d'évaluer correctement les conditions de sol locales et le taux de percolation avant d'utiliser des systèmes d'infiltration sur une grande échelle. Ceux-ci permettent de réduire le volume et le débit de pointe des eaux de ruissellement, de limiter la charge de pollution et, dans certains cas, d'utiliser des réseaux d'égout pluvial plus petits. Les inconvénients de ces systèmes sont l'entretien à long terme et le risque de colmatage, mais aussi la possibilité d'une incidence négative sur la nappe phréatique (contamination).

Idéalement, la distance entre le dessous du puits ou de la tranchée et la nappe phréatique (conditions hautes) ou le niveau du roc devrait être de 1 m ou plus.

Les sols en place devraient avoir une capacité d'infiltration minimale de 15 mm/h (MOE, 2003). Le volume de stockage minimum devrait être de 5 mm de pluie sur le toit sans débordement; le volume maximum devrait être de 25 mm de pluie sur le toit.

La configuration d'un puits ou d'une tranchée dépend de la configuration du lot et du taux d'infiltration potentiel. La longueur de la tranchée (dans le sens de l'écoulement) devrait être maximisée par rapport à la largeur pour assurer une distribution uniforme et minimiser la remontée de nappe. Des profondeurs de plus de 1.5 m ne sont généralement pas recommandables; l'équation 11-1 fournit la relation de la profondeur maximale de stockage en fonction du taux d'infiltration (qui idéalement devrait être établi par des tests in situ ou avec les valeurs du tableau 11.13.

$$d = P \times T / 1000 \qquad (11\text{-}1)$$

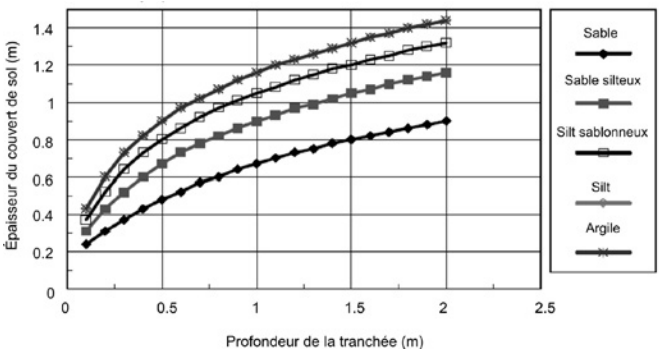


Figure 11.14 Couverture de sol minimale recommandée pour des puits ou des tranchées (adapté de MOE, 2003).

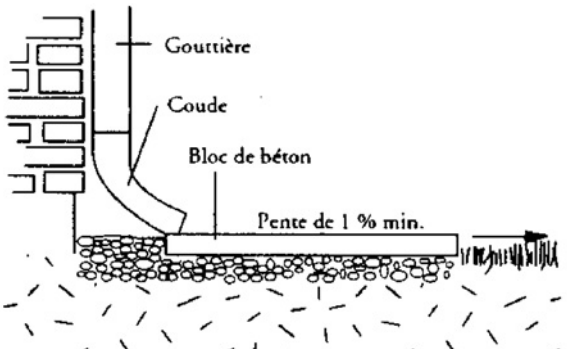


Figure 11.15 Drainage des gouttières vers des zones favorisant l'infiltration.

où d est la profondeur maximale de stockage dans le puits (m), P est le taux d'infiltration (mm/h) et T est le temps de vidange (idéalement de 24 h).

La couverture de sol à prévoir au-dessus du puits devrait être minimale mais elle est fonction de la profondeur du puits, du potentiel de soulèvement par le gel et de la stratification du sol (MOE, 2003). La figure 11.14 donne des recommandations concernant la couverture pour différents types de sols.

La distance minimale du puits ou de la tranchée devrait être d'au moins 4 m des drains de fondation de toute habitation. Des calculs de remontée de nappe pourraient par ailleurs être nécessaires dans certains cas pour s'assurer notamment, dans le cas où le traitement des eaux usées se fait localement avec un champ d'épuration, que l'infiltration des eaux pluviales ne vient pas interférer avec les installations septiques.

11.5.4 Débranchement des gouttières

Le débranchement des gouttières est évidemment une des techniques avec le meilleur ratio bénéfices/coûts, en particulier pour des secteurs déjà bâtis où on veut diminuer les apports vers les réseaux de drainage. Règle générale, on devrait imposer dans les règlements municipaux que les gouttières ne se raccordent pas directement aux réseaux ou vers des surfaces imperméables qui ne favoriseront pas l'infiltration. Ces techniques sont très simples et il suffit souvent d'éloigner l'exutoire des gouttières pour qu'il se draine vers une surface perméable (figure 11.15). Le drain de la gouttière peut être dirigé vers les surfaces perméables ou encore vers un puits d'infiltration (figures 11.12 et 11.13).

11.5.5 Pompe de drain de fondation

Même si les normes de construction actuelles permettent de raccorder les drains de fondations à l'égout pluvial, la possibilité pour des pompes d'assèchement d'évacuer l'eau du drainage de fondations vers la surface du sol ou des puits d'infiltration peut constituer une solution de rechange. Quelle que soit la solution, elle est préférable au raccordement des drains de fondations à l'égout pluvial ou à l'égout sanitaire. Il faut communiquer avec la municipalité avant de recommander ce type de contrôle, puisque certaines municipalités n'autorisent pas cette façon de procéder. On utilise une « troisième conduite », soit un collecteur de drains de fondation (avec raccordement gravitaire), dans les régions où la topographie est très plane et où le risque d'inondation des sous-sols est une source d'inquiétude.

Comme le montre la figure 11.16, le point de déversement doit se situer à au moins 2 m des fondations et la pente doit être suffisante. Ce système permet d'évacuer l'eau de drainage loin du bâtiment. Le point de sortie de la

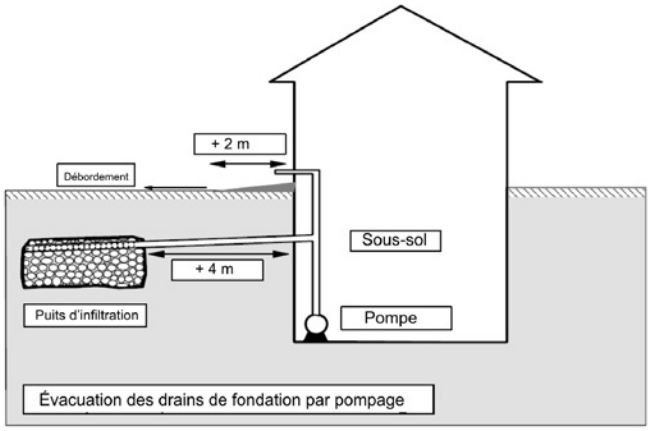


Figure 11.16 Options possibles pour l'évacuation des drains de fondation (adapté de MOE, 2003).

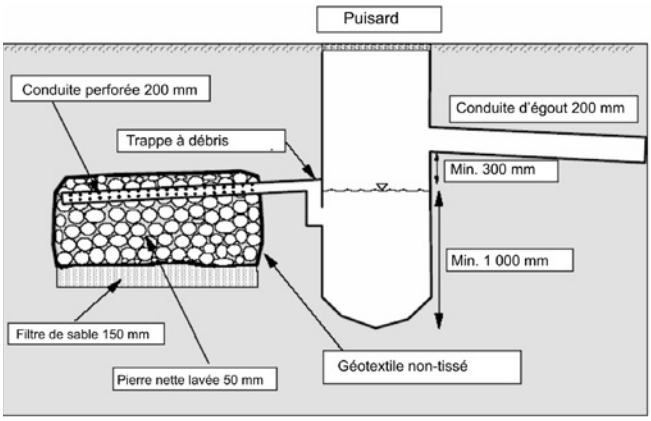


Figure 11.17 Exemple de configuration pour puisard perméable (adapté de MOE, 2003).

pompe doit être à une hauteur suffisante au-dessus du sol pour que la neige et la glace ne puissent l'obstruer durant l'hiver.

11.5.6 Puisard perméable

Description générale

Les puisards perméables sont simplement des puisards avec une fosse plus grande qui est raccordée à un volume de stockage permettant de l'exfiltration. Une variante de ce type de pratique consiste à utiliser un puisard sans fond ou avec des perforations. Cette approche n'est toutefois pas recommandée à cause des problèmes potentiels de colmatage et de compaction à long terme dus au poids de l'eau (MOE, 2003). Un exemple de configuration préférable, avec un volume de stockage hors réseau, est montré à la figure 11.17.

Critères et principes de conception

L'utilisation de ce type de puisard devrait être limitée aux sols avec des taux d'infiltration supérieurs à 15 mm/h. La distance entre le dessous de la pierre nette et la nappe phréatique ou le roc devrait être en tout temps supérieure à 1 m.

Le volume de stockage pourra varier en fonction des besoins et de l'espace disponible mais on devrait viser comme stockage minimal un volume de ruissellement produit par une pluie de 5 mm (durée de 4 heures) et un stockage maximal correspondant au volume de ruissellement produit par une pluie de 15 mm (durée de 4 heures) (MOE, 2003). La configuration dépendra des caractéristiques d'infiltration du sol en place (équation 11-1). Une pierre nette lavée de 50 mm devrait être utilisée (porosité de 0.4), avec un géotextile approprié.

Ce type de techniques est utilisé pour drainer des routes ou des aires de stationnement et il recueillera donc des eaux de ruissellement chargées de sédiments. Il y a donc lieu d'essayer de maximiser le prétraitement avant d'atteindre le bassin de pierre nette afin de minimiser les problèmes de colmatage. Des puisards sur-dimensionnés et avec une fosse importante peuvent contribuer à un certain pourcentage d'enlèvement des MES mais, idéalement, on devrait prévoir en amont de ces équipements d'autres pratiques qui permettront d'effectuer un prétraitement adéquat (par exemple avec une bande filtrante où l'écoulement se fera en nappe avant d'atteindre le puisard ou un fossé aménagé). Également, comme avec toute technique impliquant de l'infiltration, les procédures de construction doivent être établies de façon à ne pas contaminer les installations avec des sédiments et à ne pas compacter les sols en place.

Le manuel de contrôle à la source pour la région de Vancouver (GVSDD, 2005) fournit également d'autres exemples de puisards perméables.

Figure 11.18 Exemple d'installation avec un baril pour la réutilisation de l'eau de ruissellement provenant d'un toit.

11.5.7 Réutilisation de l'eau de pluie

Description générale

L'eau de ruissellement provenant des toits peut être récupérée dans des barils ou des citernes pour être ensuite réutilisée pour différents usages (irrigation et arrosage). Les barils, comme celui montré à la figure 11.18, sont typiquement installés à la sortie du système de gouttières et la méthode la plus simple pour la réutilisation est d'utiliser la gravité (des systèmes plus sophistiqués avec pompage peuvent toutefois être mis en place). Une citerne a une capacité plus grande qu'un baril et est généralement installée sous le sol. Plusieurs compagnies fabriquent et distribuent ces types d'équipement.

Applicabilité

Cette technique peut s'appliquer à des secteurs résidentiel, commercial ou industriel en ajustant évidemment les volumes de stockage. La réutilisation peut se faire pour des usages extérieurs (arrosages, irrigation) et également, quoiqu'encore peu utilisé au Québec, pour des usages intérieurs (approvisionnement en eau non potable pour les toilettes, avec réseau interne séparé). Certains pays comme l'Australie (Wong *et al.*, 2006) ou des régions qui ont à faire face à des épisodes de sécheresse ont davantage examiné les possibilités d'une réutilisation de l'eau de pluie à l'intérieur des bâtiments. De façon générale toutefois, la réutilisation de l'eau de pluie peut s'intégrer très avantageusement dans des projets de type LEED (*Leadership in Energy and Environmental Design*). Cette réutilisation doit toutefois être bien encadrée pour éviter une contamination des réseaux d'eau potable. La France a par exemple émis en août 2008 un arrêté ministériel relatif à la récupération des eaux de pluie et à leur usage à l'intérieur et à l'extérieur des bâtiments (ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement durable et de l'Aménagement du territoire, 2008).

Avantages/Limitations

La réutilisation de l'eau de pluie permet d'avoir un certain effet sur les volumes de ruissellement et les débits de pointe rejetés, en particulier pour les petites pluies. Il est toutefois nécessaire de bien planifier cette réutilisation pour s'assurer que le baril se vide efficacement après chaque pluie. L'ajout de puits ou de tranchée d'infiltration pourra également être envisagé pour réduire les volumes de ruissellement.

Figure 11.19 Composante d'un système avec baril pour le stockage.

Critères de conception

La figure 11.19 montre les principales composantes d'un système avec un baril de stockage. La grille empêche les feuilles et les autres débris de venir colmater l'élément de stockage, en plus de prévenir la prolifération de moustiques. L'élément de stockage peut être soit en surface ou être souterrain. En surface, le matériau est souvent du plastique alors qu'avec une citerne souterraine, on peut avoir des chambres préfabriquées en béton ou en plastique. Il doit également y avoir un mécanisme permettant une relâche graduelle, de façon à s'assurer que le baril de draine complètement entre 2 événements. Un trop plein permettra finalement aux débits plus importants d'être convenablement évacués (et qui peuvent être redirigés vers un puits d'infiltration). Évidemment, avant le début de l'hiver le baril et la tuyauterie devront être complétés vidés pour éviter le gel de l'eau.

Pour le dimensionnement du baril ou de la citerne, on peut évaluer que 25 mm de pluie sur un toit d'environ 100 m^2 générera approximativement 2,3 m^3 de volume de ruissellement.

11.5.8 Bande de végétation filtrante

Description générale

Une bande de végétation filtrante est une zone avec une pente douce et des plantations qui sert à filtrer, ralentir et infiltrer en partie un écoulement qui se fait en nappe. En plus du gazon, les bandes filtrantes peuvent comprendre une variété d'arbres, d'arbustes et de plantations. Un élément important de la conception des bandes filtrantes est que l'écoulement qu'elles reçoivent doit se faire en nappe avec une hauteur d'eau uniforme bien répartie et non pas de façon concentrée. On doit donc dans certains cas avoir recours à des répartiteurs de débit, qui permettront à l'écoulement de se faire en nappe au-dessus de la bande filtrante.

Figure 11.20 Exemples de bande filtrante avant l'accès à un puisard.

Généralement, les bandes filtrantes traitent des bassins de drainage de faible superficie (inférieure à 2 ha).

Il existe essentiellement 2 types de bandes filtrantes (figure 11.21) : en gazon ou avec des plantations ou arbres (boisée).

Applicabilité

Les bandes filtrantes sont utilisées pour le contrôle des eaux provenant des routes et autoroutes, des toits, de petites aires de stationnement; elles sont rarement utilisées seules et se retrouvent souvent comme unité de prétraitement en amont d'autres techniques comme des tranchées d'infiltration ou des aires avec biorétention (figure 11.22). Bien que les bandes filtrantes soient surtout utilisées pour réduire les apports en sédiments, on peut anticiper une faible réduction du volume de ruissellement dépendant du type de sol en place, du couvert végétal utilisé, de la pente et de la longueur de la bande filtrante. La présence d'une surface perméable juste à côté des aires de stationnement devrait inciter le concepteur à recourir à une bande filtrante au lieu d'un drainage traditionnel avec puisard (figure 11.23).

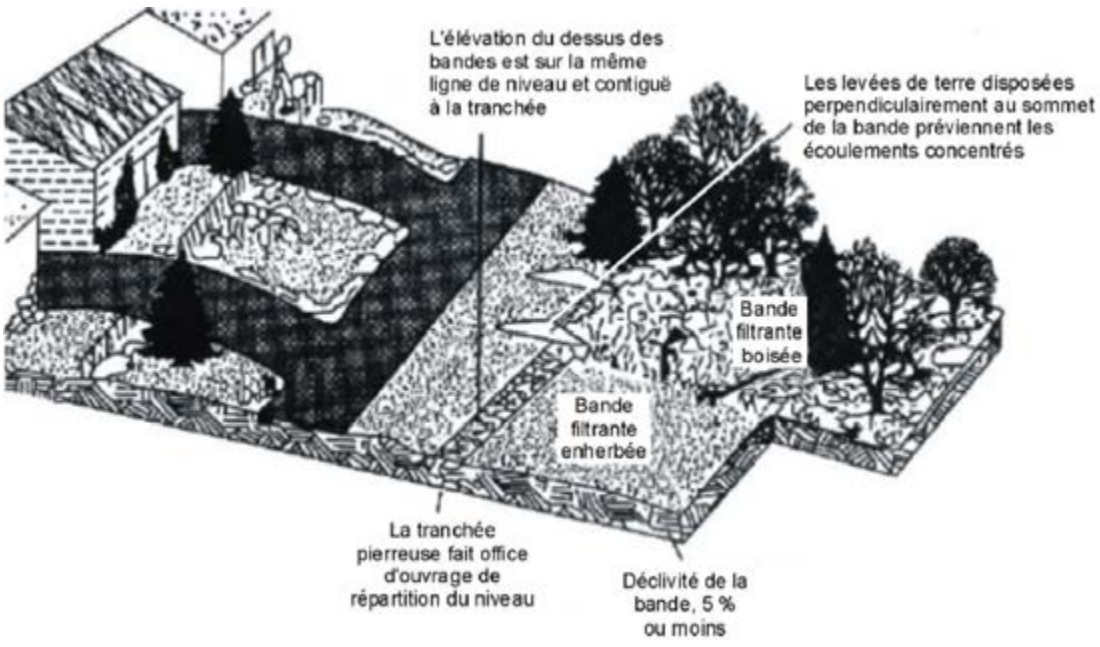


Figure 11.21 Types de bande filtrante (adapté de Schueler, 1987).

Figure 11.22 Utilisation d'une bande filtrante comme prétraitement à d'autres techniques.

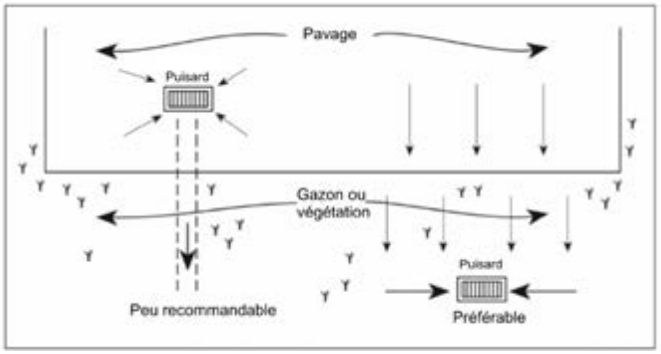


Figure 11.23 Utilisation d'une bande filtrante à privilégier pour drainer les surfaces pavées au lieu d'un drainage traditionnel par puisard.

L'efficacité de la bande filtrante peut être par ailleurs accentuée avec différents mécanismes additionnels favorisant l'infiltration, par exemple une berme en pied de talus (Pennsylvanie, 2006) ou encore différents éléments mis en place sous la bande.

Avantages

- Les bandes filtrantes enlèvent les sédiments et les autres polluants qui y sont associés;
- Elles permettent une infiltration partielle des eaux de ruissellement (réduction du volume et de la pollution);
- Puisqu'il n'y a pas de stockage prolongé des eaux, il n'y a pas d'effet négatif sur la température de l'eau qui est rejetée vers le milieu récepteur;
- Une bande filtrante avec une végétation plus abondante et plus haute peut produire une barrière visuelle pour les routes, industries ou sites récréatifs;
- Elles sont relativement simples et peu coûteuses à mettre en place;
- Elles ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.

Limitations

- Les bandes filtrantes ne sont pas appropriées pour des secteurs avec des pentes fortes ou avec de grandes surfaces pavées qui génèrent des écoulements avec de fortes vitesses;
- Leur utilisation peut être difficile dans les secteurs densément urbanisés où les espaces vacants sont rares ou très dispendieux;
- En général, les bandes filtrantes ne devraient pas accepter de ruissellement provenant de zones sensibles (stations-service, industries) puisque l'infiltration peut engendrer une contamination de la nappe ou des dommages à la végétation. Un prétraitement avec un séparateur hydrodynamique peut toutefois minimiser l'impact de cet aspect;
- Les bandes filtrantes sont habituellement difficilement applicable dans des secteurs existants parce qu'elles nécessitent de grands espaces et ne peuvent pas recevoir les eaux provenant de grandes surfaces;
- Un nivellement inadéquat peut rendre cette pratique inefficace;
- Comme les bandes filtrantes ne peuvent pas fournir assez de volume de stockage ou infiltrer assez d'eau pour réduire de façon significative les débits et les volumes de ruissellement, elles sont généralement utilisées comme un des éléments d'une chaîne de procédés;
- L'efficacité des bandes filtrantes est directement reliée au maintien des conditions d'écoulement en nappe.

Critères et principes de conception

La figure 11.24 montre les différentes composantes d'une bande filtrante. Les principaux éléments de conception sont discutés ci-après.

Surface tributaire

La superficie des surfaces tributaires dont le ruissellement est dirigé vers une bande filtrante devrait être inférieure à 2 ha. Le rapport entre la surface tributaire et celle de la bande filtrante ne devrait pas excéder 6 dans 1 (Pennsylvanie, 2007).

Pente et largeur

Idéalement, la pente de la bande filtrante devrait être inférieure à 5 % (plus la pente est faible, plus ce sera facile de maintenir un écoulement en nappe); la pente minimale devrait être de 1 % ou 2 % pour éviter l'accumulation d'eau en surface. La pente en haut et en bas de talus de-

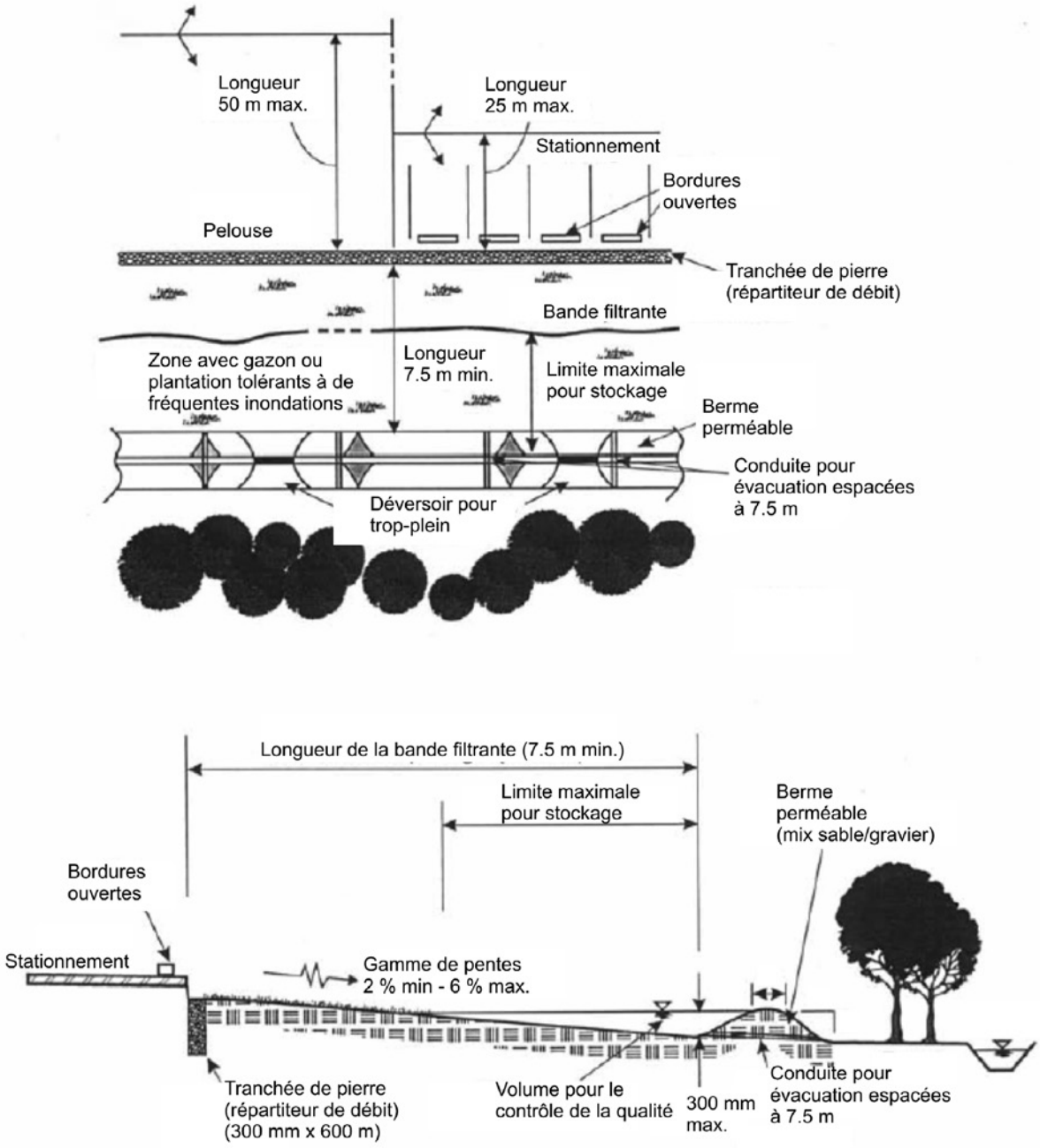


Figure 11.24 Composantes d'une bande filtrante (adapté de Claytor et Schueler, 1996).

vrait être le plus faible possible de façon à prévenir l'érosion et maintenir un écoulement en nappe.

La largeur de la bande filtrante devrait se situer entre 10 et 20 m dans la direction de l'écoulement (MOE, 2003), avec un minimum de 5 m (Barr, 2001). Des largeurs plus petites (10-15 m) peuvent être appropriées pour des pentes plus douces, alors que des largeurs plus grandes (15-20 m) sont requises avec des pentes de l'ordre de 5 %. La longueur de la bande (perpendiculairement à l'écoulement) devrait normalement être la même que la surface tributaire.

La pente latérale d'une bande filtrante devrait être au maximum de 1 % (Pennsylvanie, 2007).

Répartiteur de débit

L'écoulement ne doit pas être concentré en un ou plusieurs endroits et un répartiteur de débit devrait normalement être inclus à la conception. Des exemples d'aménagement sont illustrés à la figure 11.25; une tranchée de pierre peut normalement être utilisée, ou encore une petit rigole avec une berme (en végétation ou en béton) ou des bordures en béton avec ouvertures pour répartir les débits. Dans le cas d'une tranchée en pierre, il est recommandé de prévoir

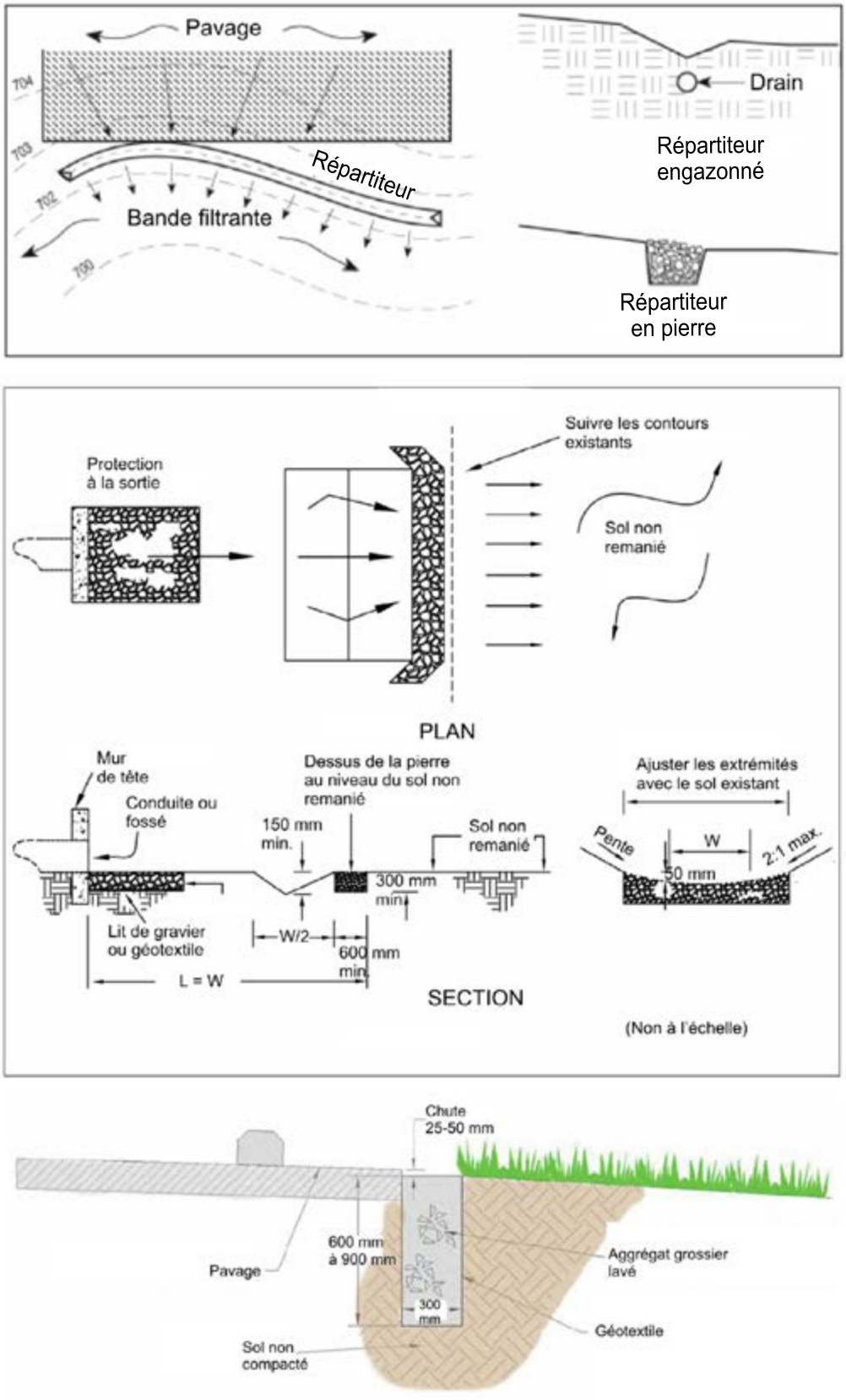
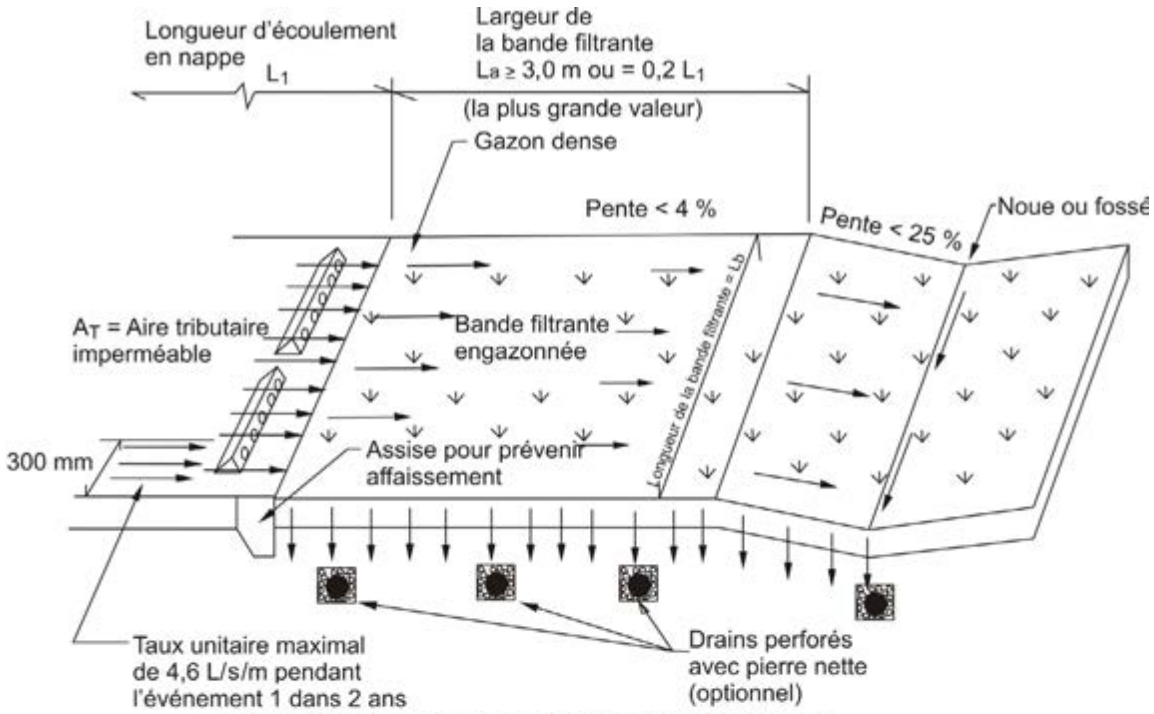
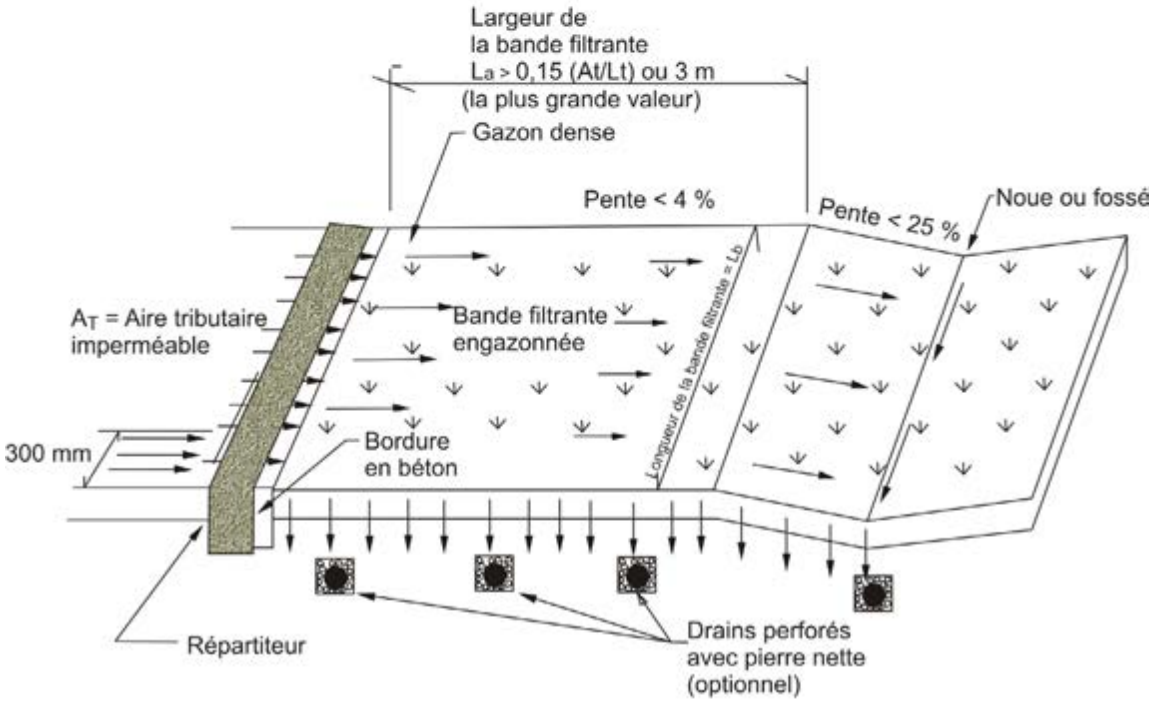


Figure 11.25 Exemples de répartiteur de débit (adapté de Ohio, DNR, 2006 et Pennsylvanie, 2007).



CONTRÔLE POUR ÉCOULEMENT EN NAPPE
(non à l'échelle)



CONTRÔLE POUR ÉCOULEMENT CONCENTRÉ
(non à l'échelle)

Figure 11.26 Variante pour l'aménagement des bandes filtrantes (UDFCD, Denver, 2001).

une petite chute de 25-50 mm à la limite du pavage, afin de prévenir la formation de dépôts qui pourront nuire à l'écoulement. Le répartiteur de débit peut lui-même servir de prétraitement pour la bande filtrante (en particulier la tranchée en pierre, qui est recommandée pour ce faire (Claytor et Schueler, 1996).

Hauteur d'eau

Le répartiteur de débit et la bande filtrante peuvent être dimensionnés de façon à ce qu'une pluie de 10 mm de type Chicago répartie sur 4 heures produise une hauteur d'écoulement entre 50 et 100 mm à travers la végétation (MOE, 2003). Le coefficient de Manning pour l'écoulement en nappe devrait être de 0.15 pour un engazonnement moyennement dense, 0.25 pour un engazonnement dense et 0.35 pour un engazonnement très dense (Georgia, 2001). La profondeur d'eau sur la berme du répartiteur de débit peut s'établir avec l'équation de déversoir, avec un coefficient de 1.4.

Stockage

Le stockage en arrière de la berme en bas de talus dépendra du niveau de contrôle désiré et de la configuration de la bande filtrante. Comme critère minimum, le stockage devrait correspondre au ruissellement avec une pluie de 10 mm de type Chicago répartie sur 4 heures (MOE, 2003). Les volumes excédentaires devront être évacués par –dessus la berme.

Végétation

Le choix de la végétation, en particulier aux abords de routes et autoroutes ou des sels déglaçants sont utilisés, devra être fait judicieusement.

Variantes

Plusieurs variantes ont été développées pour augmenter l'efficacité des bandes filtrantes; la figure 11.26 illustre l'utilisation de drains perforés.

11.5.9 Aménagement absorbant et modification du sol

Description

Reconnaissant que la structure des sols joue un rôle fondamental pour la génération des débits et volumes de ruissellement, cette pratique relativement récente consiste à minimiser le remaniement des sols en place lors du développement et à utiliser des aménagements paysagers maximisant les capacités d'absorption du sol (GVSDD, 2005). Dans les conditions naturelles, avec un couvert végétal contenant beaucoup de matières organiques et des populations de vers et de microbes, la capacité d'absorption est très importante. Lorsqu'on urbanise, en remplaçant la couche de sol en place par une mince couche de terre végétale qu'on nivelle et compacte, on réduit de façon appréciable les taux d'infiltration. Des analyses récentes (Pitt, 1999) ont permis d'établir que cette façon de faire avait un impact important sur les capacités d'infiltration des sols qu'on dit «perméables» après l'urbanisation.

Ce type de techniques impliquent donc l'utilisation d'une structure de sol plus absorbante ou la modification des sols en place selon certaines approches contribuant à relâcher la compaction et à «régénérer» la capacité d'infiltration des sols.

Applicabilité

- *Nouveaux développements (résidentiel, commercial, industriel).* Les nouvelles pelouses peuvent être soutenues par du compost et ne pas être compactée de façon à augmenter la porosité du sol;
- *Réhabilitation de sols existants*. Une scarification des sols qui ont été compactés ou qui sont en place depuis plusieurs années (par exemple dans des parcs ou des bassins de rétention sec) peut contribuer à régénérer le potentiel d'infiltration;
- *Entretien des aménagements paysagers*.

Avantages

- Réduit le coefficient de ruissellement des surfaces perméables;
- Augmente les taux de réduction du ruissellement pour les sols peu perméables;
- Contribue à améliorer la filtration et la rétention des polluants;
- Augmente la stabilité des sols, conduisant à un potentiel d'érosion moindre;
- Réduit la pollution thermique en maintenant le ruissellement dans le sol et plus longtemps près de la source;

Limitations (GVSDD, 2005)

- Les aménagements absorbants doivent être bien planifiés et mis en place de façon à minimiser les conditions qui réduiraient l'infiltration à cause du colmatage ou d'un compactage excessif à cause de la

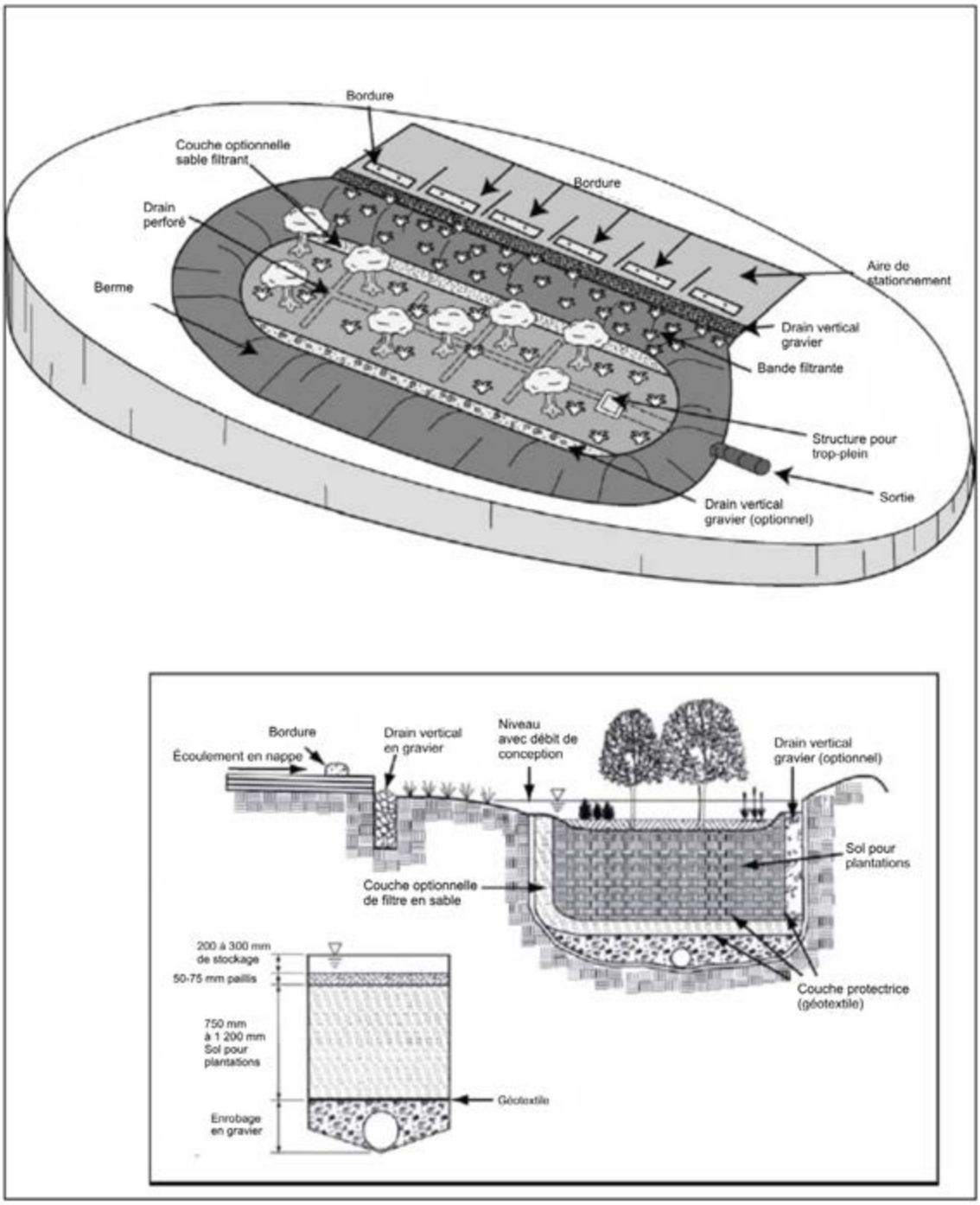


Figure 11.27 Vue schématique d'un système de biorétention avec drain perforé (adapté de Schueler, 2008).

machinerie;

- On ne peut drainer de grandes surfaces imperméables vers de petites surfaces aménagées sans effectuer des calculs de bilan hydrique et prévoir une évacuation des débits excédentaires (idéalement, le ratio entre les surfaces tributaires et celle des sols modifiés devraient se rapprocher de 1;
- Ne devrait pas être utilisé si le niveau de la nappe phréatique se maintient à 0,6 m de la surface du sol ou si les sols existants sont saturés au printemps.

Critères et principes de conception

Le manuel de contrôle à la source de la région de Vancouver (GVSDD, 2005), le guide de la Colombie-Britannique (2005) ainsi que celui de la Pennsylvanie (2006) fournissent des recommandations pour la mise en oeuvre de ces techniques. Pour la réhabilitation d'un sol existant, il existe plusieurs approches pour faire la conversion à

un sol avec une meilleure capacité d'infiltration (C.-B., 2005) :

- Mélange avec un sol contenant de la matière organique (compost); ceci constitue l'approche la plus efficace;
- Scarification de la surface du sol;
- Aération du sol, ce qui requiert de l'équipement spécialisé.

Pour les nouveaux aménagements, certaines lignes directrices peuvent être suivies (GVSDD, 2005) :

- Maximiser les surfaces avec un aménagement absorbant – soit existant ou construit – sur le site;
- Conserver le plus possible la forêt avec les arbres et les sols dans un état non remanié;
- S'assurer de fournir une épaisseur adéquate de sol pour les besoins en gestion des eaux pluviales – généralement un minimum de 150 mm pour les pelouses et 450 mm pour les arbres et arbustes. Un rendement supérieur pour l'infiltration peut être atteint si on utilise plutôt 300 mm pour la pelouse.

11.5.10 Biorétention / Jardin de pluie

Description générale

Le concept de biorétention pour la gestion des eaux pluviales a été développé au début des années 1990 dans le comté de Prince George au Maryland (PGCDEP, 2001). Le terme biorétention a été créé pour décrire une pratique intégrée de gestion qui utilise les propriétés chimiques, biologiques et physiques des plantes et des sols pour effectuer un contrôle quantitatif et qualitatif. Plusieurs designs ont été développés depuis une quinzaine d'années mais les caractéristiques fondamentales pour la conception demeurent les mêmes.

Essentiellement, les aires de biorétention (aussi appelées jardins de pluie) sont (figure 11.27) :

- Des dépressions peu profondes avec un aménagement paysager et un mélange de sols et de plantations adapté aux conditions climatiques pour recevoir les eaux pluviales provenant de petites surfaces tributaires;
- Des ouvrages qui sont conçus pour reproduire le plus fidèlement possible les conditions hydrologiques naturelles en maximisant l'infiltration, le stockage et la relâche lente des eaux de ruissellement;
- Des ouvrages de petite envergure répartis sur le territoire.

Les aires de biorétention peuvent avoir un impact significatif sur la qualité des eaux ruisselées en enlevant les polluants par plusieurs processus incluant notamment l'adsoprtion, la filtration, la volatilisation, l'échange d'ion et la décomposition (PGCDEP, 2001). Le ruissellement filtré pourra être subséquemment soit infiltré dans le sol environnant (fonctionnant ainsi comme un bassin d'infiltration ou un jardin de pluie) ou collecté par un drain perforé avant d'être retourné au réseau de drainage (fonctionnant comme un filtre à sable de surface). Le ruissellement pour les événements pluvieux rares est normalement redirigé par un trop-plein vers le réseau de drainage.

Applicabilité

Comme le montre les aménagements aux figures 11.28 et 11.29, le concept de biorétention peut être appliqué dans une variété de contextes :

- Îlots dans les aires de stationnement;
- Aux limites extérieures des aires de stationnement;
- Dans les terre-pleins centraux de boulevards ou d'autoroutes, les cul-de-sacs;
- Dans l'emprise des zones commerciales ou industrielles;
- Dans les aires communes des complexes d'appartements;
- Dans les cours avant ou arrière des maisons unifamiliales;
- Dans les zones perméables non utilisées d'un site;
- Au fond de bassin de rétention sec;
- Pour la réhabilitation d'un secteur.

Avantages

- Lorsqu'elles sont bien conçues et entretenues adéquatement, les aires de biorétention sont esthétiquement plus intéressantes avec l'aménagement de plantations;
- Contribue à réduire les volumes de ruissellement;
- Peut être très efficace pour l'enlèvement des sédiments fins, des métaux, des nutriments, des bactéries et des matières organiques;
- L'aménagement peut être très flexible et la sélection des espèces de plantes permet d'avoir une variété dans la conception;
- Peut être appliqué à plusieurs climats et conditions de sol, avec des modifications mineures à la conception;
- Parfaitement adapté pour plusieurs secteurs très imperméabilisés, comme les aires de stationnement;
- Contribue à réduire les dimensions et les coûts des ouvrages de contrôle en aval;

Figure 11.28 Applications diverses de la biorétention.

- Réduit les surcharges de réseau en aval et protège l'intégrité des cours d'eau;
- Fournit une recharge de la nappe et des débits de base pour les cours d'eau;
- Peut être utilisé pour la réhabilitation en modifiant les aménagements paysagers existants ou lorsqu'une aire de stationnement est repavée.

Limitations

- Ne peut être utilisé pour traiter de grandes surfaces tributaires, ce qui limite leur usage pour certains sites;
- Susceptible d'être colmaté par l'accumulation de sédiments – **un prétraitement est donc un élément essentiel à considérer lors de la conception**;
- Tend à occuper beaucoup d'espace (habituellement

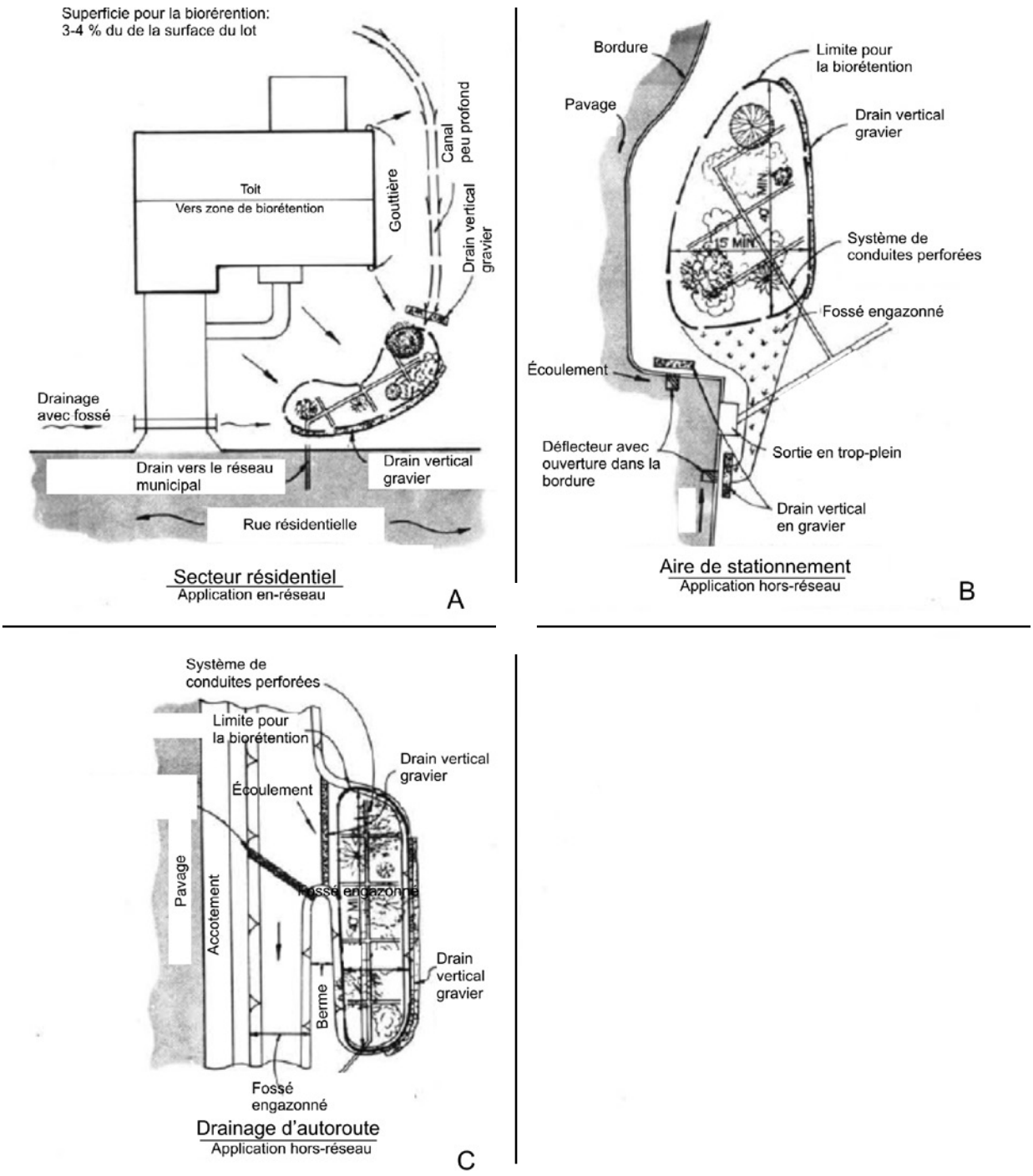


Figure 11.29 Exemples d'application de la biorétention dans divers contextes.

5 % de la surface tributaire qui se draine vers les aires de biorétention);

- Intégrer de la biorétention à des aires de stationnement peut réduire le nombre de cases disponibles;
- Les coûts de construction peuvent être relativement plus élevés que d'autres pratiques de gestion des eaux pluviales.

Critères et principes de conception

Avant de procéder à la conception, il y a lieu d'analyser les conditions spécifiques du site à l'étude pour s'assurer que les aires de biorétention sont bien une pratique appropriée (Barr, 2001):

- **Superficie.** Les aires de biorétention devraient habituellement être utilisées pour des sites de petites dimensions (de 1 ha ou moins comme surface tributaire);

- **Surface pour l'aire de biorétention.** Cette surface devrait être entre 5 % et 10 % de la surface imperméable qui se draine vers l'aire de biorétention;
- **Pente.** La pente devrait être idéalement inférieure à 5 %;
- **Sols.** Les aires de biorétention peuvent être appliquées avec la plupart des types de sol en modifiant les éléments de conception (par exemple en ajoutant un drain souterrain qui collectera les eaux si le sol en place n'est pas assez perméable pour permettre une infiltration). Dans tous les cas, des tests de percolation in situ doivent être complétés afin d'établir les caractéristiques du sol pour les capacités d'infiltration;
- **Nappe souterraine.** Une distance d'au moins 1.2 m entre le dessous du système de biorétention et la nappe phréatique devrait être maintenue en tout temps (particulièrement si le système est conçu en utilisant un principe d'infiltration);
- **Climat froid.** Les aires de biorétention pouvant être dans certains cas un site pour le stockage temporaire de neiges usées, on devra choisir des plantes appropriées qui sont tolérantes aux sels de déglaçage.

Le guide de Prince George's County (2001) est le document de référence le plus complet pour la conception de ce type de système. D'autres références, qui décrivent en particulier l'usage de la biorétention pour des climats froids, incluent MPCA (2005), Hinman (2005), WERF (2008), Muthanna *et al.* (2007), VANR (2002) et Caraco (1997).

Comme l'illustrent les figures 11.30 à 11.33, quatre types de conception ont été développés pour les aires de biofiltration (PGC, 2001) :

- **Infiltration complète** (figure 11.30), qui est recommandé lorsqu'une recharge importante de la nappe est bénéfique. Les sols en place doivent avoir une capacité d'infiltration élevée (25 mm/h et plus);
- **Filtration avec recharge partielle** (figure 11.31). Ce concept inclut un drain qui permet de retourner une partie des eaux filtrées vers le réseau de drainage;
- **Filtration avec recharge partielle et drain surélevé** (figure 11.32). Ce concept inclut également un drain mais il est localisé plus haut de façon à créer une zone fluctuante aérobie/anaérobie sous le drain. Ce concept peut se révéler plus approprié pour des charges de nutriments plus élevées (particulièrement des nitrates);
- **Filtration seulement** (figure 11.33), avec un drain et un géotextile étanche.

Le tableau 11.14 résume les caractéristiques de chaque variante.

Tableau 11.14

Résumé des caractéristiques pour chaque variante conceptuelle pour la biorétention (adapté de MCPA, 2005).

Type de biorétention	Variante	Critère pour le type de sol
Infiltration / recharge	Sans drain perforé	Plus haut potentiel de recharge (vidange dans un temps inférieur à 48 h)
Filtration avec recharge partielle	Drain perforé	Potentiel de recharge réduit (la vidange se fait dans un temps supérieur à 48 h)
Infiltration / filtration/ recharge	Drain perforé surélevé	Pour charges plus élevées de nutriments et/ou contrôle quantitatif
Filtration seulement	Drain performée avec géotextile étanche	Secteur sensible à drainer

En se référant à la figure 11.34, la conception d'une aire de biorétention doit typiquement considérer les principaux éléments suivants (Barr, 2001; Georgia, 2001; PGC, 2001; MPCA, 2005; Hinman, 2005; Caraco, 1997; WEFR, 2008) :

Prétraitement

Comme les unités de biorétention sont susceptibles d'être colmatées par l'apport non contrôlé de sédiments, il est essentiel de prévoir un prétraitement comme une bande filtrante ou un autre élément de traitement. La méthode la plus efficace pour réduire les apports en sédiments est de séparer le ruissellement contaminé de celui qui ne l'est pas. Le ruissellement non contaminé (les toits) peut être infiltré directement alors que celui qui l'est (route, aires de stationnement et entrées d'auto) doit être collecté et traité en utilisant un ou une série de PGO en combinaison. Comme le montre la figure 11.34, une tranchée avec du gravier grossier bien lavé est recommandée en

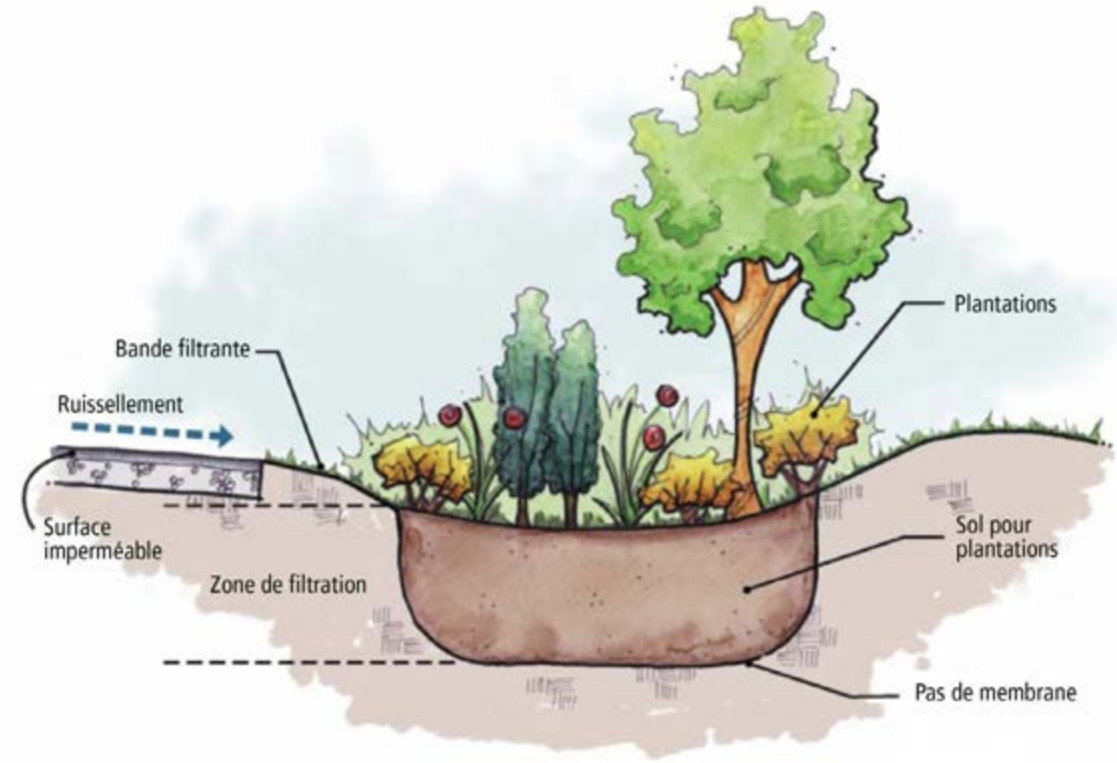


Figure 11.30 Section type sans drain (adapté de Hinman, 2005).

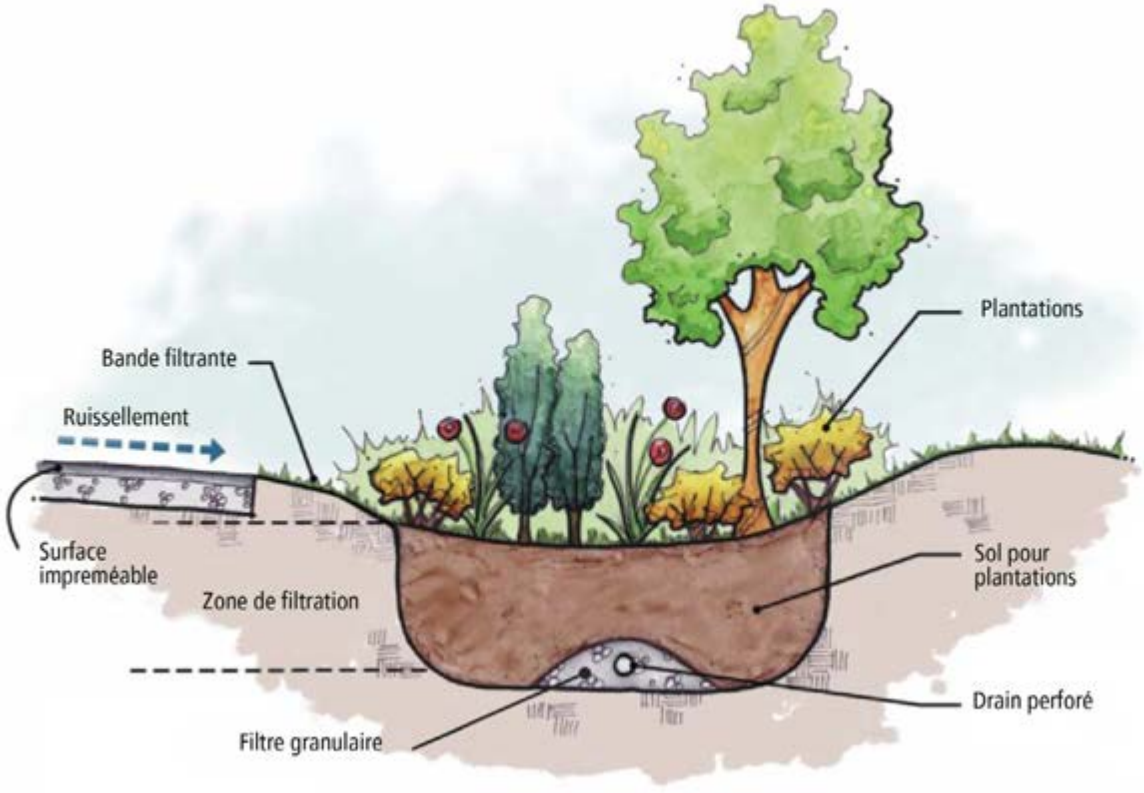


Figure 11.31 Section type avec drain (adapté de Hinman, 2005).

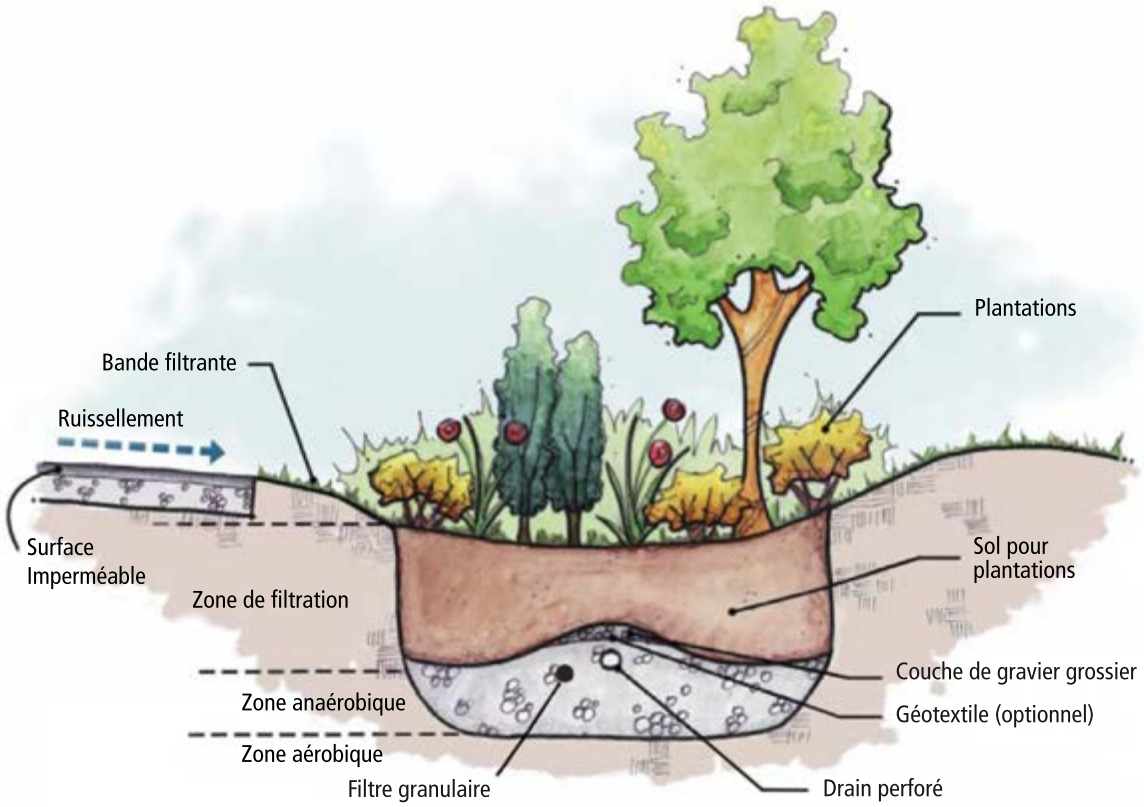


Figure 11.32 Section type avec drain surélevé (adapté de Hinman, 2005).

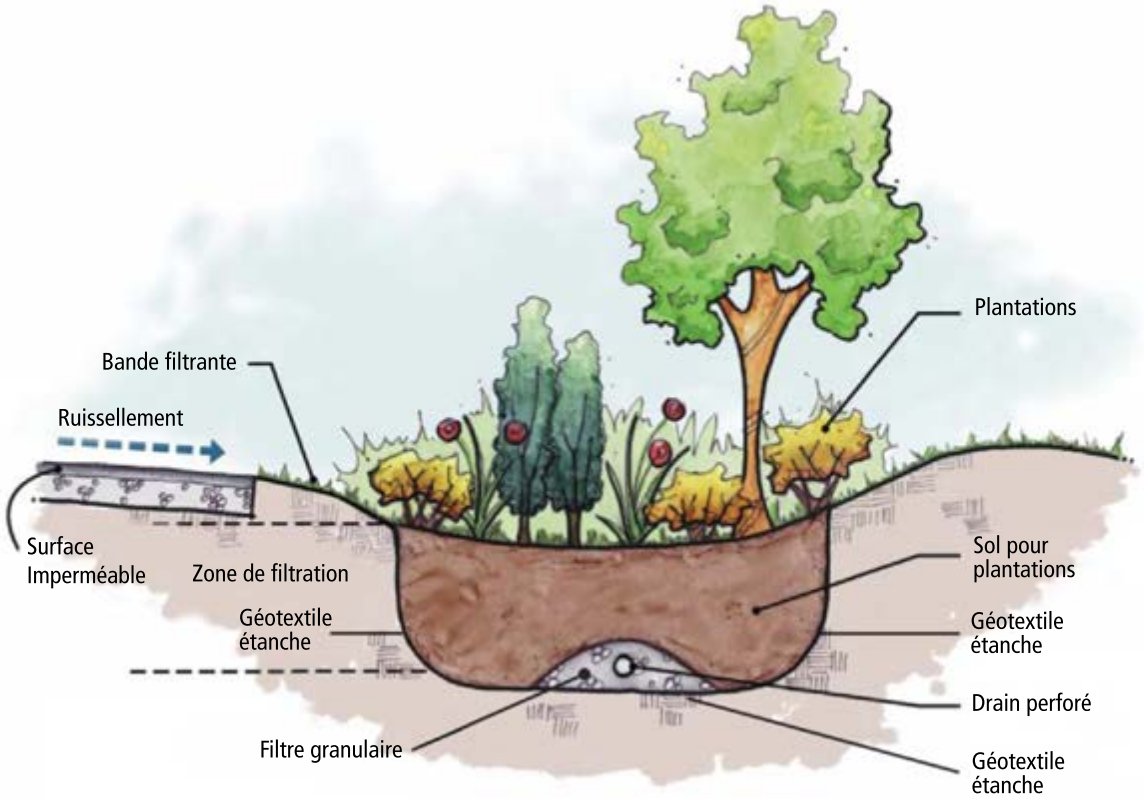


Figure 11.33 Section type pour filtration seulement – protection de la nappe phréatique (adapté de Hinman, 2005).

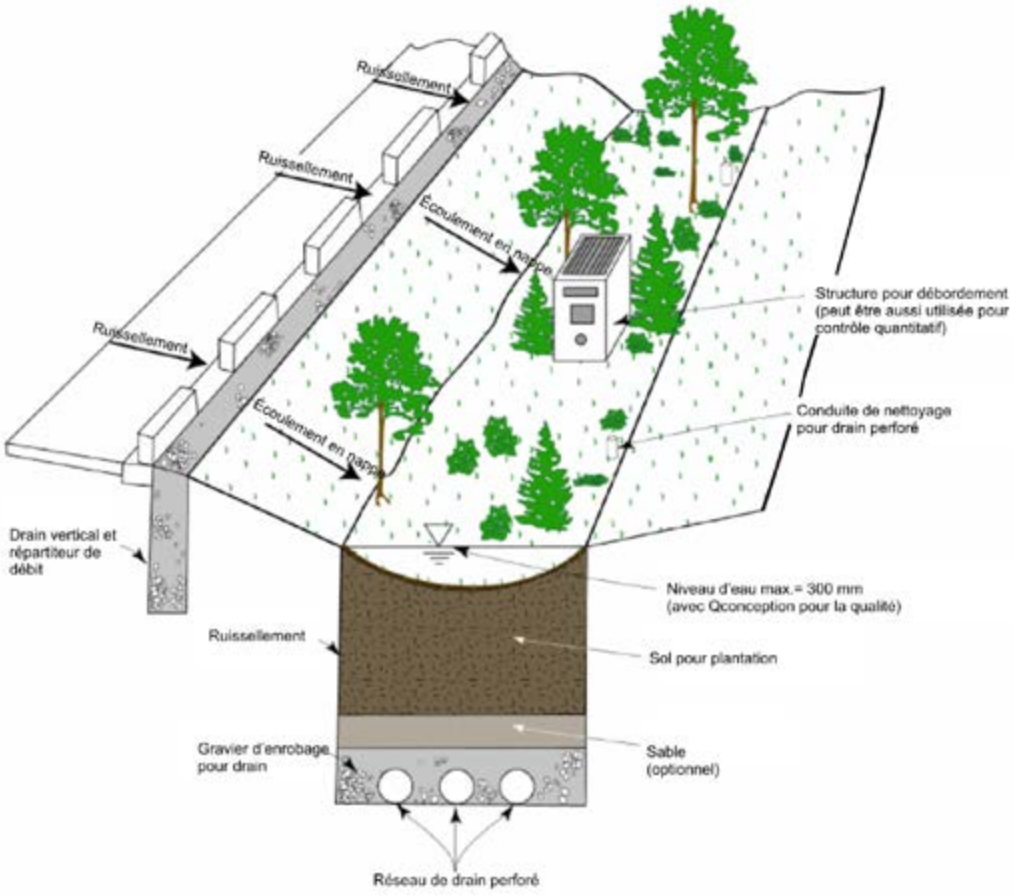


Figure 11.34 Composantes d'un système de biorétention (adapté de New Jersey (2004) et Claytor et Schueler, 1996).

Tableau 11.15

Recommandations pour le dimensionnement des bandes filtrantes comme prétraitement (adapté de MCPA, 2005).

Paramètre	Zones imperméables				Zones gazonnées			
Longueur maximale d'approche (m)	10		25		25		50	
Pente de la bande filtrante	≤ 2%	> 2 %	≤ 2%	> 2 %	≤ 2%	> 2 %	≤ 2%	> 2 %
Longueur minimum de la bande filtrante	3 m	4,5 m	6 m	7,5 m	3 m	3,6 m	4,5 m	5,5 m

amont d'une bande filtrante comme répartiteur de débit. Il est recommandé d'inclure le plus de mécanismes possible pour le prétraitement (bande filtrante, tranchée de pierre, paillis, cellule de prétraitement ou séparateur hydrodynamique) (MPCA, 2005).

Le tableau 11.15 donne des recommandations quant à la longueur de la bande filtrante pour le traitement.

Si un canal engazonné est utilisé comme prétraitement, il est recommandé qu'il soit d'une longueur d'au moins 6 m, de forme parabolique ou trapézoïdale avec une largeur au fond variant de 0,6 m à 2,4 m, de pente latérale inférieure à 3H :1V, avec des vitesses d'écoulement qui soient inférieures à 0,3 m/s avec l'événement de conception (contrôle de la qualité) et une profondeur d'écoulement inférieure à 100 mm (MPCA, 2005).

Surface tributaire

Il est recommandé que le système de biorétention soit équivalent à 5 à 10 % de la surface tributaire imperméable (MPCA, 2005).

Surface pour le stockage

L'aire de stockage en surface fournit un volume d'accumulation pour l'eau avant qu'elle ne s'infiltre à travers le sol, tout en permettant l'évaporation et la déposition des sédiments. Une hauteur maximale d'eau entre 150 et 225 mm devrait être prévue, au-delà de laquelle l'excédent devra être évacué directement vers le réseau de drainage. La surface minimale du système de biorétention devrait être

de l'ordre de 20 m^2 (MPCA, 2005)

Le dimensionnement de la surface, pour une variante **sans drain perforé**, s'effectue avec l'équation 11-2 (MPCA, 2005) :

$$A = (V_Q \times d_f) / ((i \times (h_f + d_f) \times t_f) \quad (11\text{-}2)$$

Où A = surface du lit de biorétention (m^2)
V_Q = volume pour le contrôle de la qualité (m^3)
d_f = profondeur du lit filtrant (m)
i = taux d'infiltration (m/jour)
h_f = hauteur d'eau moyenne au-dessus du lit pour les conditions de design (m)
t_f = temps de vidange maximal (48 h)

Les taux d'infiltration pour la conception devraient être établis avec des tests in situ de percolation.

Pour une variante **avec drain perforé**, le calcul de la surface s'effectue avec l'équation 11-3 (MPCA, 2005) :

$$A = (V_Q \times d_f) / ((k \times (h_f + d_f) \times t_f) \quad (11\text{-}3)$$

Où A = surface du lit de biorétention (m^2)
V_Q = volume pour le contrôle de la qualité (m^3)
d_f = profondeur du lit filtrant (m)
k = coefficient de perméabilité du média filtrant (pris à 0,15 m/jour (Claytor et Schueler, 1996) pour tenir compte du colmatage).
h_f = hauteur d'eau moyenne au-dessus du lit pour les conditions de design (m)
t_f = temps de vidange maximal (48 h)

Couche de paillis

La couche de paillis a plusieurs fonctions. Elle protège le sol de l'érosion, retient l'humidité, fournit un médium adéquat pour la croissance biologique et la décomposition de la matière organique tout en filtrant en partie les polluants. Plusieurs guides donnent des recommandations sur les caractéristiques du paillis (PGC, 2001; MPCA, 2005; Hinman, 2005; WEFR, 2008).

Couche de sol pour les plantations

Cette couche fournit l'eau et les nutriments nécessaires pour supporter les plantations dans l'unité de biorétention. L'eau de ruissellement s'infiltre à travers le sol où les polluants seront enlevés par des mécanismes de filtration, adsorption, évapotranspiration par les plantes et dégradation biologique. Plusieurs mélanges de sols sont recommandés dans la littérature et il convient de consulter les guides qui ont des recommandations spécifiques pour les conditions froides (Philadelphie, 2006; MPCA, 2005; WERF, 2008).

Drain (si on ne maximise pas l'infiltration)

Un drain (conduite perforée dans un lit de gravier) peut être installé pour collecter et acheminer vers le réseau de drainage les eaux après filtration dans le sol. Dépendant des objectifs de traitement et des contraintes spécifiques du site (par exemple la possibilité de contamination de la nappe phréatique), le système de biorétention peut inclure ou non un tel drain.

Système de trop-plein ou de bypass

Le système de biorétention doit inclure un mécanisme permettant d'évacuer les eaux de ruissellement lors d'événements pluvieux plus importants que le débit de conception (qui ne seront pas traitées par l'unité de biorétention). Normalement, le débit de conception correspond au débit pour le contrôle de la qualité et on inclura au système un trop-plein (figure 11.35), qui rejettera les eaux vers le réseau (voir figure 11.36 pour une configuration possible). Une autre option consiste à prévoir en amont de la biorétention un système de bypass qui fera en sorte de n'acheminer que les débits de conception vers le traitement, les débits plus importants étant détournés en amont vers le réseau de drainage. Claytor et Schueler (1996) donnent plusieurs approches pour effectuer ce détournement en amont.

Figure 11.35 Trop-plein mis en place dans un système de biorétention (GVRD, 2005).

Plantations et aménagement paysager

Les plantations jouent évidemment un rôle fondamen-

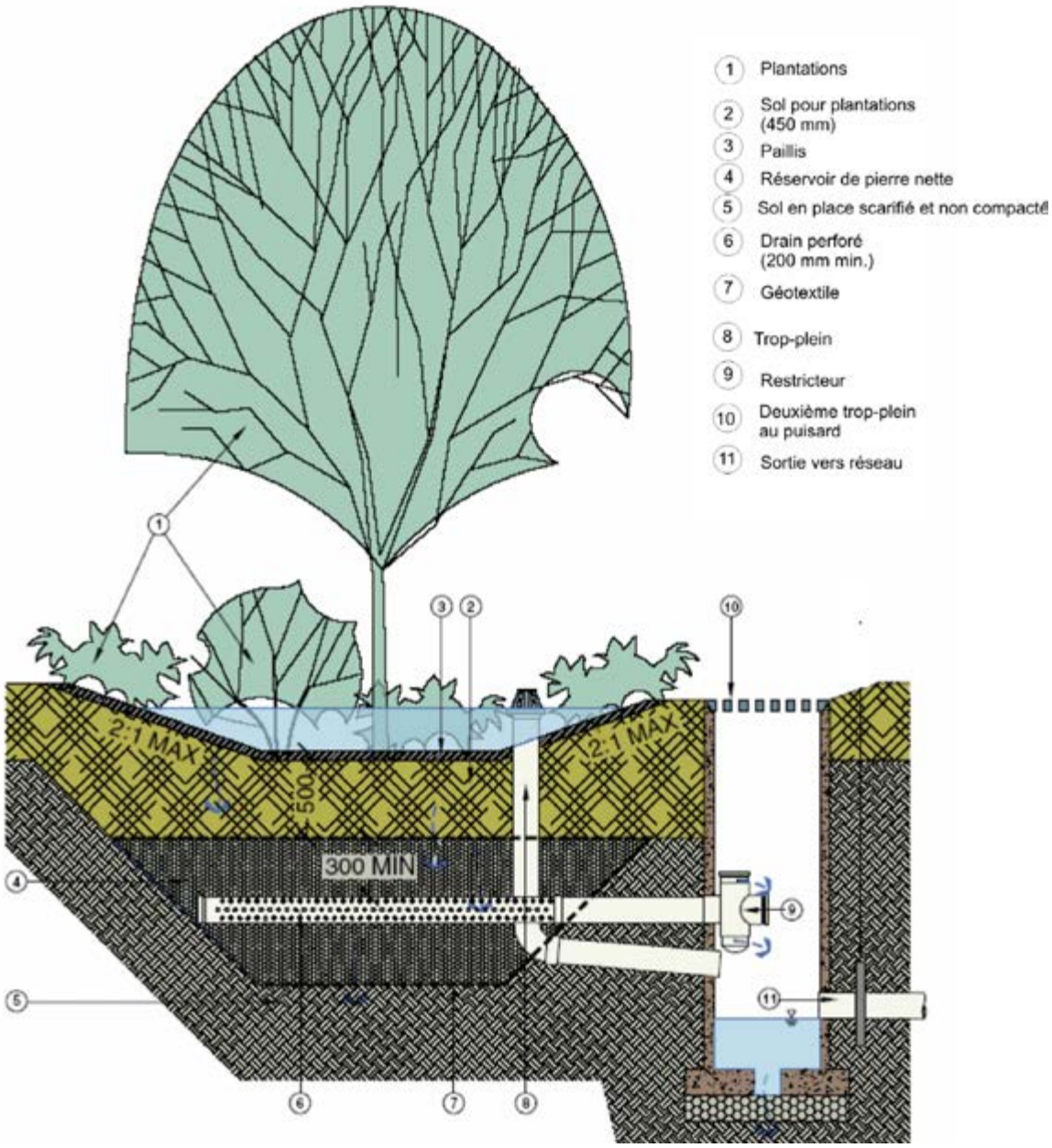


Figure 11.36 Section-type illustrant le raccordement d'un trop-plein avec restricteur mis en place dans un système de biorétention (adapté de GVRD, 2005).

tal dans la conception d'un système de biorétention. Les espèces de plantes et d'arbustes doivent être sélectionnées pour reproduire des conditions d'un écosystème naturel tout en étant assez résistantes pour survivre à des périodes d'inondation alternant avec des périodes de sècheresse et à l'apport d'eau de ruissellement chargée avec des sels de déglaçage. On pourra consulter certaines références quant à l'utilisation des plantes (Philadelphie, 2006; Barr, 2001; Hinman, 2005; MPCA, 2005; New Jersey, 2004; GVRD, 2005; Shaw et Schmidt, 2003) mais le recours à des spécialistes en aménagement paysager est recommandé.

Remontée de la nappe

Un calcul de remontée de la nappe devrait être complété lorsque la variante avec infiltration est utilisée pour vérifier si cet élément n'est pas un facteur critique. Une distance minimale de 1,0 m devrait être maintenue entre le dessous de l'unité de biorétention et le niveau de la remontée. ***Adaptations pour climat froid***

Plusieurs études et guides récents (WERF, 2008; Muthanna *et al.* (2007); MPCA, 2005; Schueler, 2008; TRC, 2007) ont permis d'établir que les systèmes de biorétention pouvaient bien fonctionner dans les climats froids, mais

qu'il fallait adapter la conception. Les recommandations incluent notamment :

- Un système qui est relativement sec lorsque l'hiver commence réagira plus rapidement et traitera le ruissellement dû à la fonte des neiges plus efficacement lorsque la fonte commencera (MPCA, 2005). Par conséquent, il est recommandé d'utiliser en tout temps un drain, qui peut être toutefois fermé avec une vanne (si on veut maximiser l'infiltration – voir figure 11.36) et qui pourra être ouvert à la fin de l'automne pour sortir l'eau. Un diamètre de 200 mm (plutôt que 150 mm) est recommandé pour minimiser la possibilité de gel (MPCA, 2005);
- Les systèmes avec biorétention devraient idéalement fonctionner pour n'accueillir que les débits de conception (contrôle de la qualité) avec un trop-plein pour les débits plus importants. Bien qu'une profondeur de stockage en surface entre 150 mm et 300 mm puisse être utilisée pour une certaine rétention, le contrôle quantitatif nécessitera dans la plupart des cas un autre ouvrage de rétention (soit en amont ou en aval). Le volume nécessaire pour le contrôle de la qualité devrait être stocké avec une hauteur d'eau de moins de 300 mm;
- Des matériaux grossiers plus perméables et se drainant bien (sans silt ou argile) contribuent à diminuer la durée pendant laquelle le sol est saturé, avec une régénération plus rapide de la capacité d'absorption entre 2 événements (WERF, 2008; MPCA, 2005). Un type de matériau filtrant se comportant bien avec des conditions hivernales est le suivant (MPCA, 2005) :

  Mélange bien intégré et homogène de sable de construction 20-70 % avec 30-50 % de compost de feuille. Le sable devrait être un sable propre de construction (AASHTO M-6 ou ASTM C-33 avec des dimensions de grain entre 0,5 mm et 1 mm.
- Il est très important de veiller durant la construction à protéger la capacité d'infiltration de sols en place en évitant la compaction et l'apport de sédiments pouvant colmater le milieu filtrant ou le sol;
- Il est recommandé d'installer un drain perforé avec un bouchon ou une vanne à la sortie pour offrir la possibilité d'opérer soit en mode infiltration (vanne fermée) ou en mode filtration (vanne ouverte). L'ouverture de la vanne à la fin de l'automne permet d'assécher le filtre avant les conditions hivernales;
- Un entretien régulier doit être effectué.

11.5.11 Toits verts

Description générale

Un toit vert est un espace vert qu'on crée en installant plusieurs couches de substrat de croissance et des plantes sur une couverture traditionnelle (figure 11.38). Il ne faut pas confondre cette technologie avec les jardins installés à des endroits accessibles d'un toit-terrasse ou d'une terrasse par l'ajout de pots à fleurs et de jardinières déplaçables.

Les toitures vertes et les jardins verticaux constituent des pratiques bien établies dans de nombreux pays européens, là où les décideurs ont mis en oeuvre

Figure 11.37 Fonctionnement d'un système de biorétention pendant l'hiver (TRC, 2007).

Figure 11.38 Exemple d'aménagement pour un toit vert (Ville de Portland).

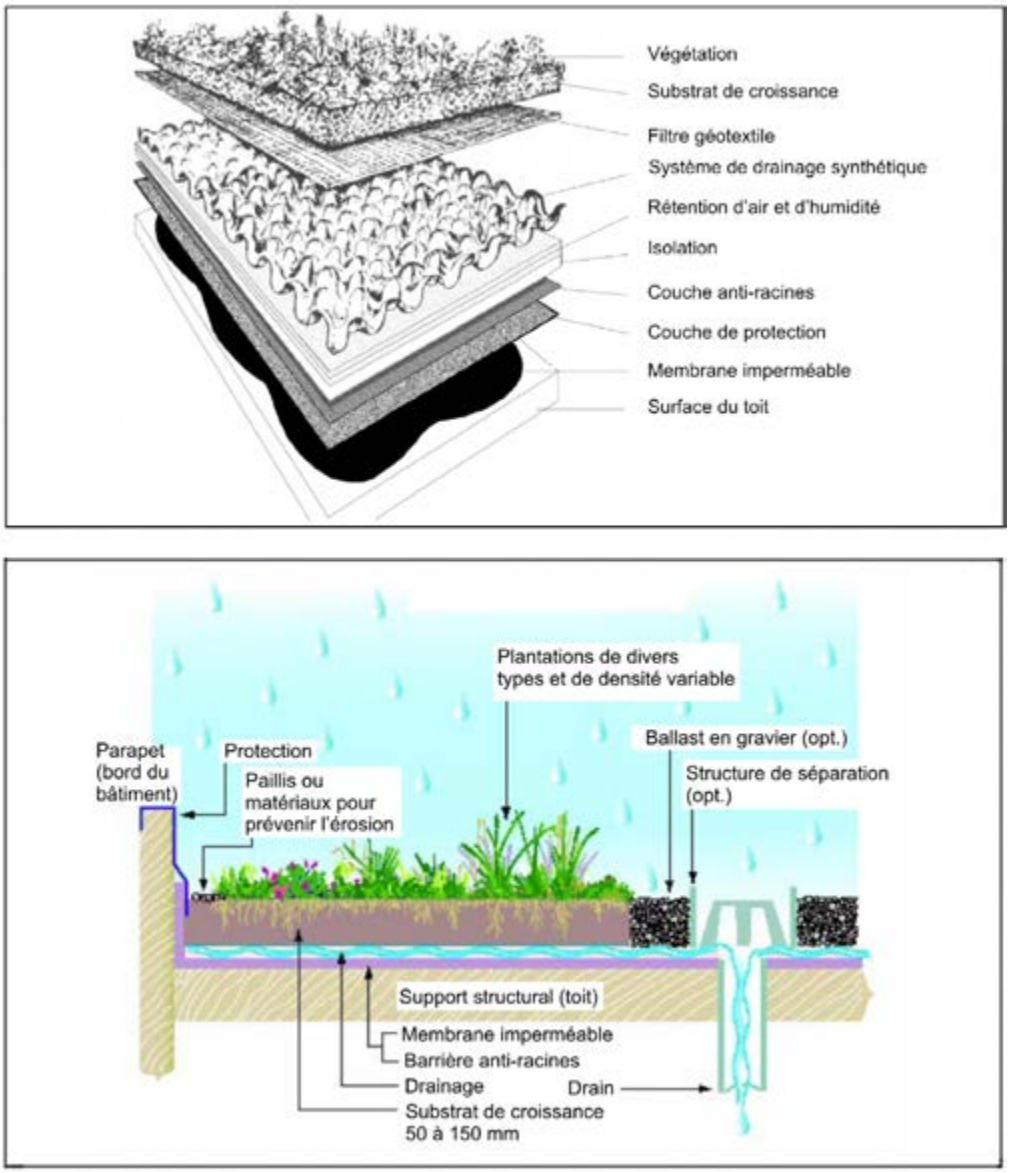


Figure 11.39 Principales composantes d'un toit vert (adapté de Barr, 2001; Philadelphie, 2006).

différentes mesures de soutien (CIRIA, 2007). Bien que ces technologies ne soient pas entièrement inconnues au Canada, on n'y a très peu recours actuellement. Des recherches récentes se sont toutefois penchées sur ces approches et leur applicabilité au Canada, puisqu'elles offrent de nombreux avantages pas seulement reliés à la gestion des eaux pluviales (Peck *et al.*, 1999; GVRD, 2005; Banting *et al.*, 2005; TRCA, 2006). La Société canadienne d'hypothèques et de logement (SCHL) a notamment financé des travaux de recherche qui visaient à mieux comprendre les avantages découlant des technologies propres aux toitures vertes et aux jardins verticaux ainsi que les obstacles à leur application plus étendue au Canada. Des documents sont disponibles sur le site internet de la SCHL.

Les installations de toitures vertes diffèrent des bacs à plantation en ce sens qu'elles forment un tout avec la couverture. Les toitures vertes comportent généralement les composants suivants (voir figure 11.39) :

- une charpente de toit et probablement de l'isolant;
- une membrane imperméable à laquelle on intègre souvent un écran antiracines ;
- un système de drainage, jumelé à l'occasion à des réservoirs de stockage intégrés;
- une membrane géotextile destinée à contenir le sol et les racines ;
- un milieu de croissance spécialisé des végétaux;

Tableau 11.16

Comparaison des systèmes de toit vert intensif et extensif

(Peck et Kuhn, 2001).

Toit vert extensif	Toit vert intensif
Substrat mince; peu ou pas d'irrigation; conditions difficiles pour les plantes; faible diversité dans le choix de plantes.	Sol profond; système d'irrigation; conditions faciles pour les plantes; grande diversité de plantes; souvent accessible.
Avantages : • Léger; renforcement de la structure du toit rarement nécessaire; • Idéal pour les grandes surfaces; • Convient aux toits de 0 à 30 degrés de pente; • Faible entretien et longue durée; • Systèmes d'irrigation et de drainage spécialisé rarement nécessaires; • Expertise technique moins cruciale; • S'intègre bien à des travaux de rénovation; permet une végétation spontanée; • Peu onéreux; • Apparence plus naturelle; • Le service municipal d'urbanisme peut plus facilement l'exiger comme condition à l'autorisation de construire. **Inconvénients** : • Efficacité énergétique et rétention des eaux pluviales moindres; • Choix de plantes plus restreint; • Rarement accessible pour des loisirs ou d'autres fonctions; • Repoussant pour certains, surtout l'hiver.	**Avantages** : • Plus grande diversité de plantes et habitats; • Bonnes propriétés isolantes; • Peut simuler un jardin naturel au sol; • Peut être très beau; • Souvent accessible et permet des fonctions variées : loisirs, espace vert, potager, etc.; • Efficacité énergétique et rétention des eaux pluviales supérieures; • Durée supérieure de la membrane. **Inconvénients** : • charge sur le toit supérieure; • nécessité de systèmes d'irrigation et de drainage, d'où consommation d'énergie, d'eau et de matériaux; • coûts d'immobilisation et d'entretien supérieurs; • systèmes et expertise plus complexes.

- des plantations judicieusement sélectionnées.

La barrière entre les végétaux et les ouvertures, les murs en surélévation ou les solins du toit constituent un élément primordial pour empêcher la pénétration des racines et permettre à l'eau de s'évacuer.

Il existe deux principaux types de toitures vertes : extensives et intensives. La toiture verte **extensive** se caractérise par son faible poids, son coût d'immobilisation abordable, la faible diversité de la végétation et le fait qu'elle exige peu d'entretien (Peck et Kuhn, 2001). La toiture verte **intensive**, qui est souvent accessible, est dotée quant à elle d'une plus forte épaisseur de terre et d'une plus grande quantité et diversité de végétaux qui demandent davantage d'entretien. D'autres différences entre les deux types de toitures vertes sont présentées au tableau 11.16.

Applicabilité

L'utilisation de toits verts peut s'adapter à plusieurs situations, mais elle est particulièrement intéressante dans des milieux densément urbanisés pour des bâtiments industriels, commerciaux, institutionnels et multi-résidentiels. La technique est applicable à des toits plats et, avec une conception appropriée, à des toits avec des pentes de 20 ° ou plus (Peck et Kuhn, 2001). Le guide allemand FFL (1995), qui est le seul standard international pour la conception des toits verts, décrit les différents cas où la mise en place de toits verts n'est pas appropriée.

Avantages

Les technologies liées aux toitures vertes et aux jardins verticaux présentent une gamme étendue d'avantages publics et privés, environnementaux, économiques et sociaux (Peck et Kuhn, 2001; Peck *et al.*, 1999; Banting *et al.*, 2005; TRCA, 2006; CIRIA, 2007). Un résumé est donné ci-après et on constate que la gestion des eaux pluviales n'est qu'un des avantages que peuvent procurer les toits verts (adapté de Barr, 2001) :

- Réduction et retardement dans le temps du ruissellement; amélioration de la qualité de l'eau;
- Contribution à améliorer la qualité de l'air en réduisant les niveaux de CO_2;
- Isolation des bâtiments, réduisant ainsi les coûts de chauffage et de climatisation;
- Propriétés de l'isolation et de l'insonorisation peuvent

contribuer à rendre les bâtiments et leurs environs moins bruyants;
- Augmentation de la durée de vie utile du toit à cause de la protection des rayons ultraviolets et de l'impact mécanique de la pluie;
- Réduit les effets d'îlot de chaleur en refroidissant et humidifiant l'air environnant;
- Augmente et améliore les habitats pour les oiseaux et papillons, compensant partiellement pour le développement des bâtiments;
- Fournit des vues agréables à partir des autres bâtiments aux environs.

Concernant les avantages reliés à la gestion des eaux pluviales, plusieurs études (TRCA, 2006) ont permis d'établir que le taux de rétention moyen était de 60 % (avec une gamme variant de 39 à 72 %). Cette réduction du volume de ruissellement a également un impact sur la qualité des eaux rejetées. L'épaisseur du substrat a évidemment une influence marquée sur la rétention, mais cet impact diminue pour des épaisseurs plus grandes que 50 mm (TRCA, 2006). Un toit vert diminue aussi le temps de réponse hydrologique lors d'une pluie, en décalant les pointes de débit de 20 à 40 minutes (Liu et Minor, 2005).

Limitations

- Comme on encourage l'eau à rester plus longtemps sur le toit, une étanchéité déficiente peut être dommageable pour le bâtiment (des systèmes de détection électronique de fuites sont disponibles);
- Peuvent être coûteux à concevoir et à construire, particulièrement lorsqu'appliqué à des bâtiments existants;
- Les plantations sur un toit avec pente requièrent des mesures spéciales pour la protection contre l'érosion;
- L'entretien d'un toit vert implique généralement des coûts plus élevés que pour un toit conventionnel;
- Des conditions d'ensoleillement et de vent extrême présentent un défi pour la survie des plantations;
- Le poids de la neige peut limiter l'application à des toits ayant des capacités portantes suffisantes (ce qui peut engendrer des coûts importants pour modifier une structure existante dont la capacité doit être renforcée).

Critères de conception

Le seul document fournissant actuellement des procédures standardisées au niveau international pour la conception des toits est le guide allemand FFL (1995). D'autres documents techniques produits par le gouvernement fédéral (Oberlander *et al.*, 2002; Peck et Kuhn, 2001; Peck et Callagan, 1999) ou d'autres provinces (GVRD, 2005) donnent également de l'information pertinente. Plusieurs manufacturiers nord-américains qui produisent et distribuent différents types de membranes et d'équipements spéciaux rendent disponible de la documentation technique pour la conception des toits verts.

La conception et la mise en place d'un toit vert sont assez simples, pourvu qu'on tienne compte d'un certain nombre de points essentiels (Peck et Kuhn, 2001). Il faut souligner que chaque toit vert est unique, tout comme chaque emplacement, chaque immeuble, chaque propriétaire d'immeuble et chaque utilisateur. La figure 11.40 illustre les composantes dont il faut déterminer les caractéristiques, en tenant compte notamment des fonctions recherchées pour le toit vert, de son emplacement, de la structure (en particulier pour des bâtiments existants qui devront faire l'objet d'analyses pour établir leurs capacités portantes), du processus d'autorisation réglementaire, des entrées et sorties, de la couverture et des plantes (Peck et Kuhn, 2001; GVRD, 2005). La conception d'un toit vert nécessite normalement la formation d'une équipe pluri-disciplinaire incluant l'architecte, les ingénieurs en structure et en mécanique du bâtiment ainsi évidemment qu'un spécialiste en aménagement paysager. La conception doit se faire en gardant à l'esprit les activités d'entretien, qui deviendront à long terme un point essentiel pour assurer la pérennité de l'ouvrage.

11.5.12 Blocs ou revêtements perméables

Description générale

Ce type de pratique réduit la quantité de ruissellement en permettant à l'eau de passer à travers des surfaces qui seraient normalement imperméables, avec un taux de ruissellement de surface plus élevé. L'eau peut soit s'infiltrer dans le sol si la perméabilité le permet ou être interceptée par un réseau de drains perforés et être acheminée vers un réseau de drainage.

Ce type d'installation a été peu utilisée au Québec jusqu'à maintenant, probablement à cause des problèmes potentiels d'opération en conditions hivernales et du phénomène de colmatage, qui peut venir réduire l'efficacité à long terme. Les méthodes de conception et les caractéris-

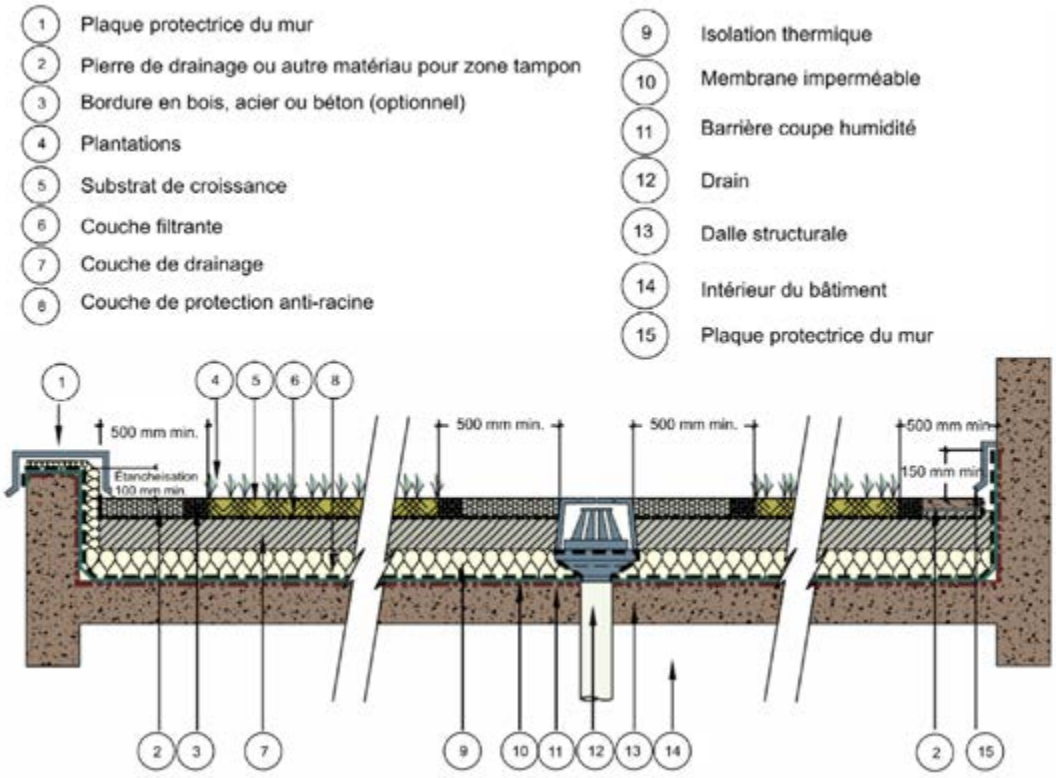


Figure 11.40 Éléments de conception pour un toit vert (adapté de GVRD, 2005).

tiques des matériaux ont toutefois beaucoup évolué ces dernière années et, considérant les résultats de plusieurs études qui démontrent une réduction appréciable des débits et volumes de ruissellement (TRCA, 2008; James, 2002 et 2004; Bean *et al.*, 2007; Booth et Leavitt, 1999; Ferguson, 2005), ces techniques auraient avantage à être considérées pour certaines applications.

L'utilisation de revêtements poreux pose certains défis au concepteur puisque, contrairement à des revêtements conventionnels qui sont relativement imperméables, les revêtements poreux permettent à l'eau de s'infiltrer vers les couches de fondation, ce qui peut affecter l'intégrité structurale avec de lourdes charges ou en conditions de gel-dégel. La conception des matériaux et de la fondation doit tenir compte à la fois de deux objectifs, qui peuvent être contradictoires : assurer une capacité structurale adéquate avec une perméabilité acceptable.

On peut distinguer plusieurs catégories quant aux caractéristiques des revêtements (Hinman, 2005) :

- Béton poreux ou mélange d'asphalte poreux, qui sont obtenus en éliminant ou réduisant les matériaux plus fins (sable et plus fin) et avec des ajouts spécifiques dans certains cas pour modifier davantage les caractéristiques;
- Blocs, en différents matériaux, préfabriqués ou coulés en place (figure 11.41);
- Systèmes en plastique (réseau de mailles) qui sont fabriqués en rouleau et sont recouverts de sol (avec gazon ou gravier) (figure 11.42).

Certaines études ont permis d'établir que les systèmes de blocs poreux peuvent être utilisés avec succès dans un climat froid et qu'ils étaient moins exposés au colmatage que les alternatives avec du béton ou de l'asphalte poreux

Figure 11.41 Blocs de béton poreux comme revêtement de surface.

(James, 200; GVSD, 2005). Par ailleurs, l'utilisation de sable comme matériau de sous-fondation est moins recommandable car elle diminue les capacités d'infiltration (TRCA, 2008). L'épandage de sable en hiver n'est pas non plus approprié puisqu'il peut accélérer le processus de colmatage du revêtement.

Applicabilité

Les sites les plus appropriés sont les zones avec une faible circulation qui ne sont pas exposées à des véhicules lourds (entrée d'auto, aires de stationnement, cour d'entreposage, pistes cyclables, sentier piétonnier (figure 11.43) et aire de jeux (figure 11.44).

Avantages

- Enlèvement de polluants potentiellement élevé;
- Réduction appréciable du volume de ruissellement;
- Réponse hydrologique décalée dans le temps à cause des processus d'infiltration;
- Amélioration esthétique des aménagements.

Limitations

- Les coûts de certains revêtements poreux sont plus élevés que les matériaux traditionnels;
- L'utilisation dépend des taux d'infiltration des matériaux en place;
- Les coûts d'entretien peuvent être plus élevés;
- Non recommandable pour des zones avec une circulation importante et lourde.

Critères de conception

La figure 11.45 montre des coupes typiques de systèmes avec blocs poreux ou de revêtement.

Le guide de la région de Vancouver (GVSD, 2005), ceux de Pennsylvanie (2006), de Philadelphie (2006) et de Portland (2003) ainsi que le rapport concernant le monitoring dans la région de Toronto (TRCA, 2008) donnent certaines recommandations quant à la conception des systèmes avec revêtement poreux. Spécifiquement pour des blocs poreux, trois types de systèmes sont envisageables (GVSD, 2005) :

- Infiltration complète;
- Infiltration partielle (avec drains perforés) (voir figure 11.46);
- Infiltration partielle (drains perforés) avec restricteur de débit (ce qui crée essentiellement un réservoir souterrain – à utiliser lorsque les capacités du sol sont trop faibles ou avec une nappe phréatique trop haute.

Figure 11.42 Système de pelouse renforcée (GVSD, 2005).

Figure 11.43 Aménagement de piste cyclable avec de l'asphalte poreuse.

Figure 11.44 Aménagement d'une cour d'école avec un revêtement poreux.

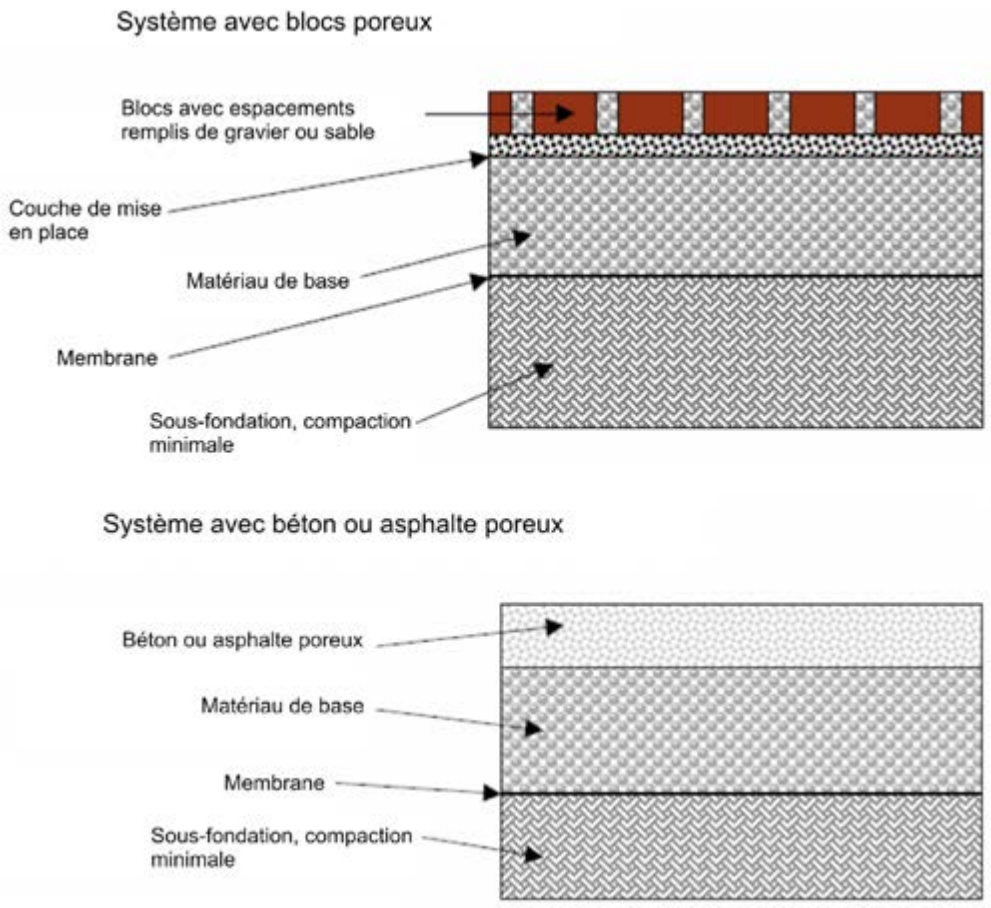


Figure 11.45 Coupes typiques de systèmes avec blocs poreux ou de revêtement (adapté de Portland, 2005).

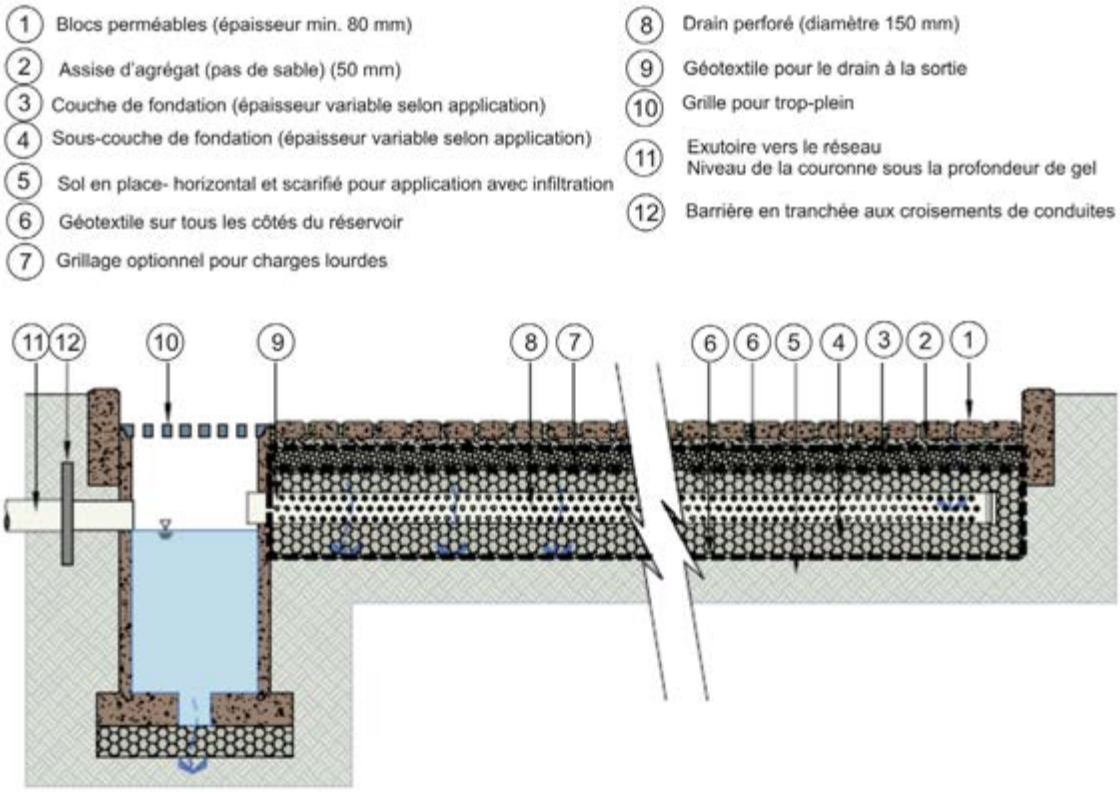


Figure 11.46 Système de blocs poreux avec infiltration partielle (adapté de GVRD, 2005).

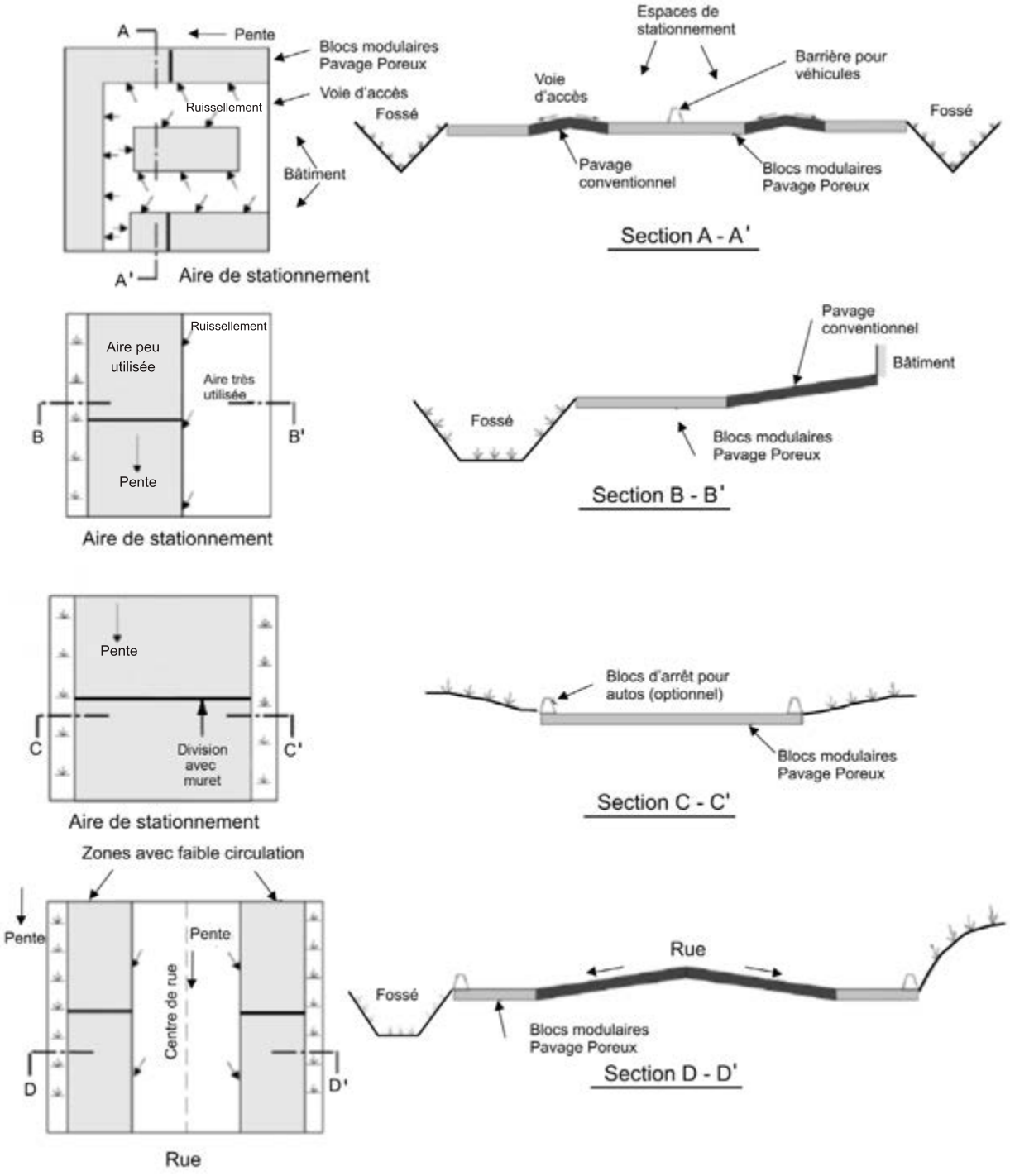


Figure 11.47 Concepts d'aménagements avec revêtements poreux (adapté de Denver, 2005).

Le taux d'infiltration minimum pour un système avec infiltration complète est de 12,5 mm/h (GVSD, 2005). L'agencement des surfaces avec revêtement poreux et avec revêtement conventionnel peut se faire selon différentes configurations (figure 11.47).

11.5.13 Séparateurs d'huiles et de sédiments

Description générale

Le terme séparateur d'huiles et de sédiments réfère à un groupe de technologies qui traitent les eaux pluviales essentiellement en utilisant la gravité pour enlever les particules décantables et la séparation de phase pour enlever les huiles et graisses de l'eau. Les différentes unités qui sont commercialisées sous différentes appellations n'atténuent généralement pas les débits de pointe puisqu'elles ont des volumes de stockage minimaux.

Les séparateurs sont souvent utilisés pour contrôler des déversements, comme unité de prétraitement pour d'autres PGO ou comme mécanisme de contrôle avant le rejet au milieu récepteur (MOE, 2003). Ils sont typiquement utilisés pour des sites de petites dimensions (inférieures à 2 ha) mais leur conception et dimensionnement sont dépendants de la fonction qu'ils doivent remplir.

Il existe plusieurs types de séparateurs qui peuvent être utilisés pour la gestion de la qualité des eaux pluviales et la terminologie peut rendre difficile la comparaison de différentes technologies (Minton, 2007 et 2005; SWAMP, 2004). Minton (2009) propose de distinguer au moins deux grandes classes : les séparateurs d'huiles et eau et les séparateurs d'huiles et sédiments. Les séparateurs d'huiles et eau sont habituellement conçus selon les normes de l'API (American Petroleum Institute, 1990) et ces séparateurs sont dimensionnés pour obtenir de hauts niveaux d'enlèvement d'huiles, de graisses et d'hydrocarbures. Ce type de séparateur est moins utilisé de façon générale pour la gestion des eaux pluviales (Washington, 2005).

Les séparateurs d'huiles et sédiments peuvent quant à eux être globalement classifiés de la façon suivante (SWAMP, 2004) :

- **Puisards avec fosse à sédiments**. Les puisards sont généralement conçus pour pouvoir accumuler une certaine quantité de sédiments dans une fosse. Si on ajoute en plus une sortie avec un T, on pourra capturer également une certaine quantité d'huiles;
- **Séparateurs d'huiles et graisses**. Aussi connu sous le nom de trappe à graisse ou intercepteur de graisse. Ces unités se retrouvent dans les branchements de service pour les restaurants et d'autres types d'industries produisant des graisses;
- **Intercepteurs d'huiles**. Les intercepteurs acceptent généralement des débits plus grands que les intercepteurs de graisse; ces deux types de technologies ne sont pas habituellement conçus pour la gestion des eaux pluviales;
- **Séparateur d'huiles et sédiments**, qui est généralement le type de technologie utilisé pour la gestion des eaux pluviales.

Historiquement, puisque les séparateurs d'huiles et eau existaient avant dans l'industrie pétrolière, les premières applications pour la gestion des eaux pluviales utilisaient le séparateur de l'API (avec 3 chambres – voir SWAMP, 2004). Considérant que les chambres étaient de dimensions imposantes et qu'il y avait des problèmes de remise en suspension des particules lors de fortes pluies, plusieurs compagnies ont depuis une quinzaine d'années développé différents concepts pour réduire les dimensions des chambres, minimiser la remise en suspension et améliorer la séparation (SWAMP, 2004). Les différentes technologies peuvent être classées selon qu'elles utilisent un by-pass (ne traitant qu'une partie des débits annuels), un effet tourbillonnaire (*swirl action*), un tamisage (screening action), des mécanismes pour accentuer la coalescence et, enfin, une combinaison de plusieurs mécanismes.

Applicabilité

Les applications typiques pour les séparateurs d'huiles et sédiments sont (MOE, 2003; SWAMP, 2004) :

- Zones de stationnement ou pour des stations-services
- Aéroports;
- Zones commerciale ou industrielle;
- Prétraitement pour d'autres PGO;
- Traitement final avant le rejet au milieu récepteur;
- Réhabilitation de secteurs existants;
- Zones susceptibles d'être affectées par des déversements de matériaux plus légers que l'eau (garage pour autobus ou camions);
- Structures d'inspection pour des sites commercial ou industriel qui se drainent vers le réseau municipal.

Probablement un des usages les plus communs pour les séparateurs d'huiles et sédiments est comme unité de prétraitement. Les bénéfices sont nombreux (Barr, 2001), incluant l'extension de la durée de vie des ouvrages pouvant être affectés par les sédiments, l'extension de l'intervalle pour lequel de l'entretien sera requis pour les bassins de rétention et l'amélioration de l'aspect esthétique des bassins en minimisant l'apport d'huiles et de sédiments.

Avantages

Les avantages qu'on peut rattacher à l'utilisation des séparateurs d'huiles et de sédiments sont nombreux (Barr, 2001) :

- Ils peuvent être utilisés pour réhabiliter de petits sites urbains où la mise en place de PGO de plus grandes dimensions ou à la surface du sol ne constitue pas une option viable;
- Ils effectuent un prétraitement des eaux de ruissellement avant d'autres PGO;
- L'accès pour la maintenance est relativement facile;
- La durée de vie est longue avec un entretien adéquat;
- Une conception standardisée permet une installation relativement facile;
- Ils sont compatibles avec les systèmes de drainage urbain.

Limitations

- Capacité d'enlèvement limité;
- Pas de contrôle sur le volume de ruissellement ou la réduction de débit;
- Des activités d'entretien fréquentes sont nécessaires;
- On doit disposer des sédiments et de l'huile de façon appropriée;
- Peuvent être coûteux à installer et à maintenir comparativement à d'autres PGO (ce qui explique qu'ils sont davantage appropriés lorsque les coûts de terrain sont élevés ou lorsque les ressources sont sensibles ou d'une grande valeur);
- Ne peuvent pas être utilisés pour l'enlèvement des huiles dissoutes ou émulsifiées;
- Les surfaces tributaires doivent être de petites dimensions.

Critères de conception

Les séparateurs d'huiles et sédiments sont de dimensions et de conception très variées et il peut devenir difficile de comparer la performance effective de différentes technologies puisque les conditions lors des tests rapportés par différents manufacturiers ou des organismes d'accréditation peuvent être très variables. Plusieurs facteurs peuvent affecter la performance de ces PGO (SWMAP, 2004; MOE, 2003; Minton, 2005) :

- **Caractéristiques du site à l'étude**. Les différents paramètres à considérer ici sont le type d'occupation du sol, la distribution des particules, les concentrations à l'entrée de l'unité, le fait qu'il y ait ou non un volume de stockage en amont, les charges en sel de déglaçage ou le fait que le système soit installé en réseau ou hors réseau (ce qui peut être important pour la remise en suspension);
- **Facteurs climatiques.** La quantité de pluie et son intensité ont une influence directe sur les débits ainsi que sur les dimensions de particules qui seront lessivées lors d'un événement intense. Les variations de précipitation durant l'année, avec des types d'événements pluvieux ayant des caractéristiques différentes selon les saisons, pourront également avoir un impact non négligeable sur la performance des séparateurs;
- **La conception de l'étude et l'approche utilisée pour les relevés.** Certains éléments spécifiques pourront avoir un impact sur le niveau de performance rapporté. Le type de calculs pour évaluer le pourcentage d'enlèvement, la prise en compte ou non des débits qui ne sont pas traités (by-pass) ainsi que les techniques d'échantillonnage utilisées sont tous des paramètres pouvant affecter significativement l'interprétation des résultats.

L'appréciation des niveaux de performance qui peuvent être atteints avec différentes technologies doit donc se faire en tenant compte de ces différents facteurs. Rappelons que les objectifs de contrôle pour la qualité sont de 80 % d'enlèvement des MES et de 40 % pour le phosphore avec au moins 90 % du volume annuel de ruissellement. Les résultats publiés par des organismes indépendants (TARP, 2003; ETV, 2005; Washington, 2006), suggèrent qu'il peut être difficile d'atteindre ces objectifs en utilisant uniquement des séparateurs et il pourra être nécessaire dans ces cas de les utiliser en combinaison avec d'autres techniques. Différents documents (SWAMP, 2004; New Hampshire DES, 2002; Toronto, 2006) ainsi que les sites internet suivants peuvent être consultés pour des analyses

comparatives et des protocoles pour les mesures et le suivi :

- EPA (*Environmental Protection Agency*), avec le programme *Environmental Technology Verification* (ETV) (http://www.epa.gov/etv/vt-wqp.html#SWSATD).
- EPA (*New England*), qui donne une liste des différentes technologies avec des informations pertinentes. (http://www.epa.gov/region1/assistance/ceitts/stormwater/techs.html).
- *Washington State Department of Ecology*, qui détermine des niveaux de développement pour chaque technologie examinée. (http://www.ecy.wa.gov/programs/wq/stormwater/newtech/technologies.html)
- *New Jersey Department of Environmental Protection Conditional Interim Certification*, qui fait la revue et émet des certificats pour les technologies qui rencontrent les protocoles. http://www.state.nj.us/dep/dsr/bscit/CertifiedMain.htm
- Univeristé d'Amherst (Massachusetts), programme *Stormwater Evaluation project* (https://ag.umass.edu/cafe/nifa-planned-extension-initiatives/massachusetts-stormwater-technology-evaluation-project).
- Université du New Hampshire (*Stormwater Center*) http://www.unh.edu/erg/cstev/

11.6 PRATIQUES DE GESTION OPTIMALES POUR LE TRANSPORT DES EAUX PLUVIALES

Certaines pratiques sont applicables lors du transport des eaux pluviales, en recourant à des approches permettant d'effectuer un contrôle tant quantitatif que qualitatif. Historiquement, en milieu urbain, on a privilégié comme concept de base une évacuation rapide et efficace des eaux pluviales par l'entremise de conduites souterraines avec des systèmes de bordures et de puisards. D'autres avenues sont pourtant envisageables et plusieurs études et guides récents remettent en question ce concept, en mettant de l'avant plusieurs autres types d'aménagements et de systèmes qui peuvent être intéressants à considérer pour un plan de gestion des eaux optimal (Li *et al.*, 1998; InfraGuide, 2005; MOE, 2003; Claytor et Schueler, 1996; Azzout *et al.*, 1994)

Essentiellement, comme variantes au système bordure/puisard/conduites souterraines sans aucun mécanisme de contrôle, on peut définir les concepts suivants :

1. Fossé ou noue engazonnés secs (*dry swale*);
2. Noue avec retenue permanente (*wet swale*);
3. Noue ou aménagement avec biorétention;
4. Tranchée d'infiltration;
5. Système de conduite perforée;
6. Système de stockage en surface des rues et en conduites.

Il est important de souligner ici que les concepts impliquant des fossés ou des noues sont différents d'un fossé de drainage traditionnel de route où les critères de conception ne sont pas établis pour un contrôle plus étendu des eaux pluviales, mais exclusivement pour leur transport (Claytor et Schueler, 1996). La figure 11.48 montre des sections en travers typiques pour différents types de fossés ou noues; l'appellation fossé est attribuée au fossé de drainage traditionnel et on utilisera plutôt l'appellation noue (comme traduction de l'anglais *swale*) pour bien mettre

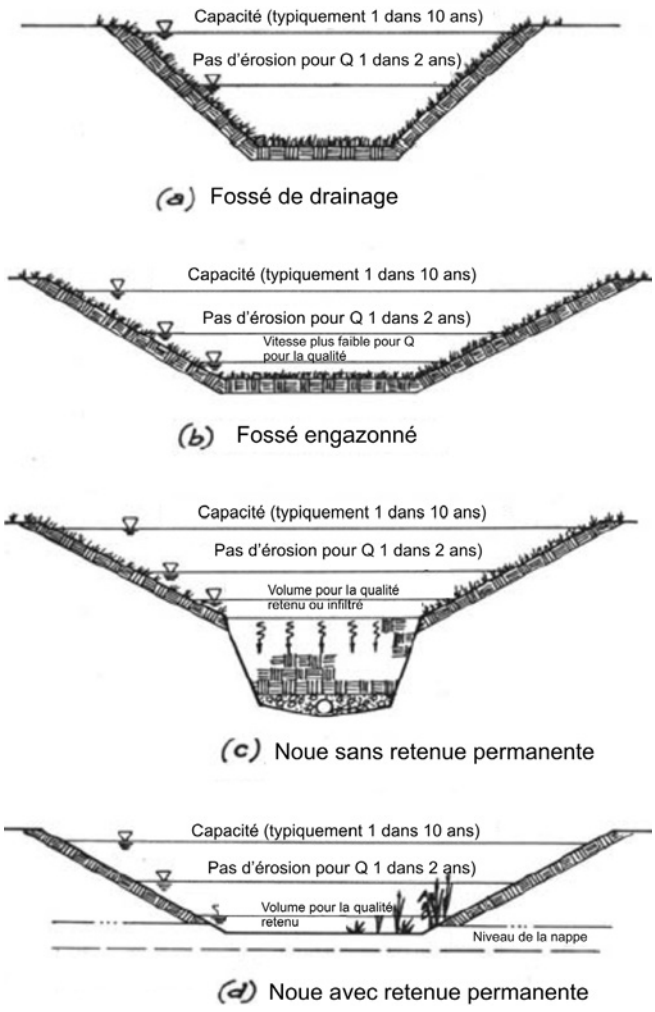


Figure 11.48 Typologie des fossés et noues pour le transport des eaux pluviales (adapté de Claytor et Schueler, 1996).

en évidence le fait que ces variantes remplissent des fonctions plus diversifiées que les simples fossés de drainage (qui ne seront pas discutés en détail ici). Un fossé engazonné se distingue d'un fossé de drainage de base par une plus grande largeur à la base, des pentes plus faibles et une végétation plus dense, ce qui offre un meilleur potentiel pour l'enlèvement des polluants.

Les fossés engazonnées servent à l'emmagasinement, à l'infiltration et à l'acheminement des eaux pluviales qui ruissellent sur les routes et les terrains. Le gazon ou la végétation émergée dans la rigole réduit la vitesse d'écoulement, empêche l'érosion et filtre les polluants charriés par les eaux pluviales. Quand ils sont bien conçus, les fossés engazonnés constituent des PGO efficaces pour ce qui est du volume et de la qualité de l'eau. L'amélioration de la qualité de l'eau dépend de la zone de contact entre l'eau et le fossé, mais aussi de la pente longitudinale. Les canaux profonds et étroits sont moins efficaces que les fossés larges et peu profonds lorsqu'il s'agit d'éliminer les polluants. Il faut tenir compte des problèmes de sécurité liés à la profondeur de l'eau et à la vitesse d'écoulement. On peut également recourir à des fossés plus profonds, dont la capacité d'emmagasinement est plus élevée, sur le pourtour des aires de stationnement, de manière à retenir un volume d'eau plus important.

Il faut par ailleurs reconnaître que les caractéristiques des noues aménagées sont différentes à plusieurs égards lorsqu'on les compare avec des fossés de drainage et il est important de garder cette distinction à l'esprit lorsqu'on planifie, conçoit et construit ce type de PGO. La principale différence (Claytor et Schueler, 1996) est que les fossés de drainage sont typiquement conçus uniquement avec des critères quantitatifs (transport des débits pour une période de retour donnée et vérification pour l'érosion) alors que les autres types d'aménagement avec des noues peuvent permettre d'atteindre en plus d'autres objectifs (contrôle de la qualité, réduction du volume de ruissellement). Comme le souligne Minton (2005), un paramètre important pour la conception des différents types de canaux ou fossés est le coefficient n de Manning, qui doit donc être établi judicieusement.

D'autres PGO pour le transport des eaux pluviales comprennent les noues aménagées avec biorétention, les tranchées d'infiltration, les systèmes de conduites perforées ainsi que les systèmes de stockage en conduite. Toutes ces différentes pratiques sont décrites de façon plus détaillée aux sections qui suivent.

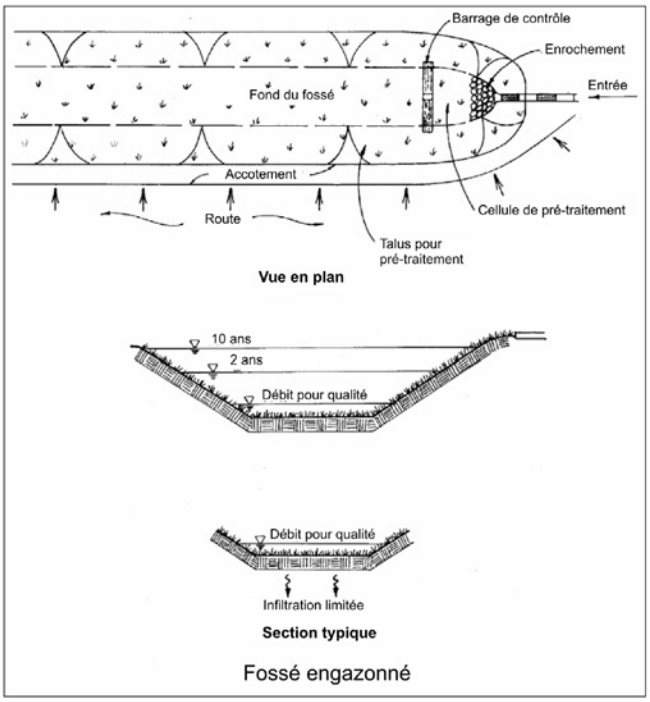


Figure 11.49 Fossé engazonné sans retenue permanente (adapté de Claytor et Schueler, 1996).

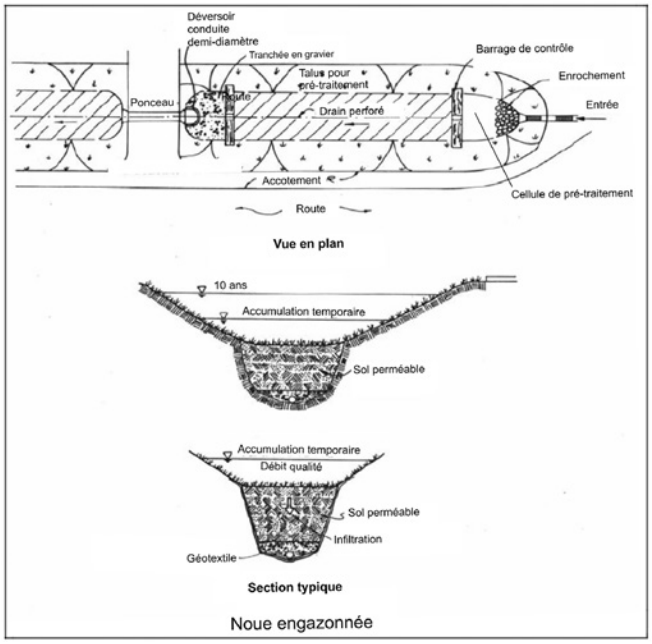


Figure 11.50 Noue engazonnée sans retenue permanente (adapté de Claytor et Schueler, 1996).

11.6.1 Fossé et noue engazonnés (sec)

Description générale

Le fossé et la noue engazonnés sans retenue sont des fossés conçus pour non seulement véhiculer les débits de conception, mais également pour effectuer un traitement des eaux pluviales. Les figures 11.49 et 11.50 montrent

Figure 11.51 Exemples d'aménagement pour noue ou fossé sans retenue permanente.

deux types d'aménagement typique pour chacune de ces PGO. Contrairement au fossé engazonné, qui ne se distingue d'un fossé de drainage que par sa plus grande largeur et ses pentes longitudinales plus douces, la noue engazonnée (*dry swale*) comprend un lit filtrant avec drain perforé. La noue est conçue pour se drainer relativement rapidement et produire une rétention pour le débit associé au contrôle de la qualité. Dans les deux cas, comme on le voit aux figures 11.49 et 11.50, un prétraitement est effectué à l'entrée avec une cellule délimitée par un barrage de faible hauteur qui peut être construit avec différents types de matériaux (berme perméable, poutrelle de bois ou enrochement).

Les noues engazonnées sont particulièrement bien adaptées à des secteurs résidentiels à faible densité, la noue devenant une extension de la pelouse ou des terrains privés dont l'entretien peut être assuré par chaque propriétaire. La figure 11.51 illustre différents aménagements possibles.

Applicabilité

Typiquement, les fossés et noues peuvent être utilisés dans une variété de contextes :

- Drainage des aires de stationnement;
- Routes et autoroutes;
- Développements résidentiels (de chaque côté des rues ou dans un terre-plein central);
- Prétraitement pour d'autres PGO.

Avantages

- Permet de retenir un certain pourcentage de sédiments et d'autres polluants;
- Permet un certain contrôle des débits de pointe en réduisant les vitesses d'écoulement et en favorisant l'infiltration;
- Peut contribuer à la recharge de la nappe lorsque les conditions de sol et la conception sont adéquates;
- Bonne option de remplacement du système bordure/puisard/conduites, en particulier pour des secteurs

résidentiels à faible densité et des zones institutionnelles;
- Peut être utilisé avantageusement dans la conception des aires de stationnement pour diminuer les surfaces imperméables directement raccordées aux réseaux;
- La nature linéaire des fossés est parfaitement adaptée pour le ruissellement des routes et autoroutes;
- Se drainent rapidement et les pentes douces et la faible profondeur facilitent l'entretien;
- Comme la rétention d'eau dans les noues engazonnées dure peu longtemps, les températures de l'eau n'augmentent pas de façon significative, ce qui en fait une PGO appropriée pour les bassins versants avec des cours d'eau supportant les diverses espèces de truites;
- Ces pratiques sont généralement moins coûteuses à construire que les systèmes bordure/puisard/conduites.

Limitations
- Avec une mauvaise conception ou un mode de construction non approprié (par exemple si les pentes sont inadéquates ou si la végétation n'est pas suffisamment dense), les noues ne seront pas efficaces pour l'enlèvement des sédiments et polluants;
- Les noues et fossés ne peuvent traiter qu'une petite surface tributaire;
- Peuvent ne pas être applicables à certains sites avec plusieurs entrées d'auto (multiples ponceaux) ou des systèmes de trottoirs;
- N'apparaissent pas efficaces pour réduire les niveaux de bactéries dans les eaux pluviales et semblent avoir une efficacité modeste pour le phosphore;
- Les systèmes requièrent davantage de maintenance que les systèmes bordure/puisard/conduites;
- Peuvent ne pas être applicables dans des secteurs avec des sols sensibles à l'érosion ou lorsqu'il est difficile de maintenir une végétation dense;
- L'infiltration dans le sol peut ne pas être désirable à cause du potentiel de contamination;
- Les noues et fossés en bordure de routes peuvent être endommagés par les autos ou les activités d'enlèvement de la neige.

Principes et critères de conception

On peut utiliser des fossés dont la pente peut atteindre quatre pour cent pour contrôler la qualité de l'eau, mais l'efficacité diminue considérablement lorsque la vitesse augmente. On doit maintenir la hauteur du gazon à plus de 75 mm pour obtenir un meilleur filtrage des solides en suspension.

Section en travers

Les fossés ou noues peuvent avoir une section en travers parabolique ou trapézoïdale (figure 11.52). La forme trapézoïdale est plus facile à construire et est plus efficace d'un point de vue hydraulique; les canaux ont toutefois une tendance à devenir parabolique avec le temps et il peut être de bonne pratique de faire une vérification avec cette forme (Claytor et Schueler, 1996). Les fossés profonds et étroits sont moins efficaces que les fossés larges et peu profonds pour ce qui est de l'élimination des polluants. Compte tenu des dimensions habituelles des fossés en milieu urbain (largeur de 0,75 m au fond, pente des parois latérales de 2,5 dans 1 et profondeur de 0,5 m), la superficie drainée est généralement limitée à moins de 2 ha (pour maintenir un débit de moins de 0,15 m^3/s et une vitesse inférieure à 0,5 m/s) (MOE, 2003). Règle générale, le fossé ou la noue devrait avoir les sections les plus larges possible afin de minimiser les vitesses et les hauteurs d'eau avec le débit pour le contrôle de la qualité.

n de Manning

Ce paramètre est important à bien évaluer pour un dimensionnement adéquat de la noue. Plusieurs études ont examiné la relation entre le coefficient n de Manning et la végétation (Minton, 2005; Wong *et al.*, 2006; FHWA, 1988). Comme le montre la figure 11.53, le coefficient n varie en fonction de la hauteur d'eau et également en fonction de la submergence de la végétation. Pour des hauteurs d'eau importantes, la végétation sera complètement submergée et le coefficient n tend vers une valeur de 0,030-0,035. Cette situation correspond à l'évaluation de la capacité d'évacuation du canal, par exemple pour un débit de période de retour 1 dans 10 ans.

Pour de petites hauteurs d'eau, qui devraient correspondre à la situation avec le débit pour le contrôle de la qualité, on devrait idéalement avoir des hauteurs d'eau inférieures au 2/3 de la hauteur de la végétation, de façon à maximiser pour ce débit les performances pour la gestion qualitative. Comme le montre la figure 11.53, les coefficients de Manning pour ces conditions sont beaucoup plus élevés et, en se basant sur les coefficients observés in situ, Minton (2005) recommande une gamme de valeurs de 0,25 à 0,35 pour la conception visant le contrôle de la qualité.

Pente longitudinale

L'efficacité des fossés de drainage gazonnés en ce qui concerne le traitement des eaux pluviales est optimale lorsque la pente du lit est maintenue au minimum et que le fond est large (largeur supérieure à 0,75 m). Une pente minimale de 1 % est recommandée et l'usage d'un drain perforé est également recommandé dans ce cas.

Pentes latérales

Les pentes de talus devraient être aussi faibles que possible pour agir comme prétraitement. Une pente maximale de 3H :1V est recommandée (Claytor et Schueler, 1996) et idéalement de 4H :1V quand l'espace est disponible.

Vitesses d'écoulement

Pour le contrôle qualitatif, les fossés et noues devraient être conçus pour véhiculer le débit pour l'aspect qualitatif avec des vitesses inférieures à 0,5 m/s. Ceci nécessitera donc des canaux larges et avec des pentes les plus faibles possible (minimum de 1 %). Évidemment, des vérifications devront aussi être faites pour la capacité de transport avec le débit de conception (typiquement 1 dans 10 ans, avec une revanche considérée) et également pour l'érosion.

Hauteurs d'eau

La hauteur d'eau maximale pour le débit visant à contrôler la qualité devrait être approximativement la hauteur de la végétation (Claytor et Schueler, 1996), en visant au maximum 100 mm. Pour les autres débits de conception (2 ans pour le contrôle de l'érosion et 1 dans 10 ans pour la capacité totale), cela variera en fonction de la géométrie du canal.

Longueur

Généralement, la longueur sera dictée par les contraintes du site (par exemple pour les entrées). Pour le contrôle de la qualité, un temps de résidence de l'ordre de 10 minutes a été recommandé (Claytor et Schueler, 1996; Shaver *et al.*, 2006). Par conséquent, idéalement la longueur minimale requise pour un traitement efficace serait établie en multipliant la vitesse (en m/s) par 600 secondes. Pour une vitesse de 0,15 m/s, ceci représente 90 m. Comme il peut être difficile d'obtenir cette longueur dans certaines situations, on peut améliorer la performance d'un fossé moins long en utilisant des petits barrages de contrôle.

Opération hivernale

Le fonctionnement des fossés/noues est relativement simple et ils nécessitent peu d'ajustements pour les conditions hivernales. Certaines modifications peuvent toutefois permettre une performance améliorée (MOE, 2003) :

- Les ponceaux devraient avoir un diamètre minimum de 450 mm et une pente de 1 % ou plus;
- Les drains perforés devraient avoir un diamètre minimum de 200 mm et devraient être entourés de pierre.

Barrage de contrôle

De façon à améliorer la performance, de petits barrages de contrôle peuvent être mis en place pour accentuer le temps de résidence et favoriser l'infiltration (figure 11.54).

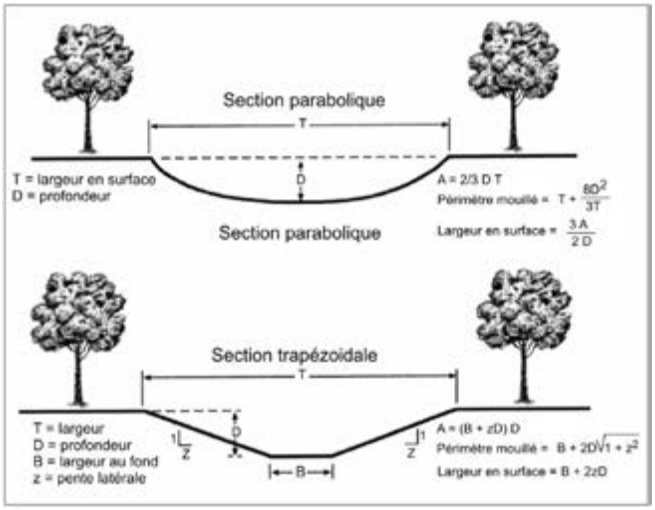


Figure 11.52 Sections en travers typiques pour noue ou fossé sans retenue permanente.

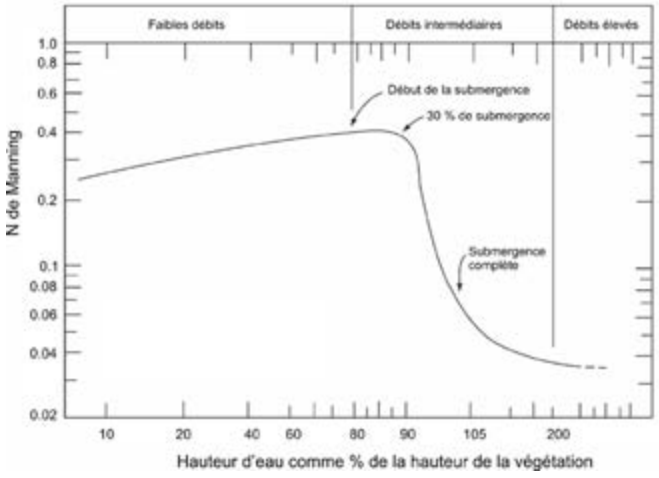


Figure 11.53 Variation du coefficient n de Manning pour des canaux avec végétation (adapté de Wong *et al.*, 2006; Minton, 2005).

Le barrage, en bois ou en enrochement, devrait être de 100 à 300 mm de haut, avec une forme en V pour minimiser l'érosion (MOE, 2003). De l'enrochement devrait aussi être prévu pour contrer l'érosion.

Cellule de prétraitement

Claytor et Schueler (1996) recommande un volume équivalent à 3 mm par ha de surface tributaire imperméable pour dimensionner la cellule de prétraitement.

Débits de conception

La conception des fossés et noues devrait se faire en considérant le débit pour le contrôle de la qualité (avec l'objectif de minimiser pour ces conditions les hauteurs d'eau et les vitesses d'écoulement), les débits pour l'évaluation du potentiel d'érosion et de la capacité de transport (2 ans et 10 ans typiquement), en complétant avec une évaluation du comportement pour des conditions plus sévères (25 ans ou jusqu'à 100 ans).

D'autres références peuvent également être consultées pour la conception des fossés et noues (Azzout *et al.*, 1994; UDFCD, 2003; Geosyntec *et al.*, 2006; Barr, 2001; MPCA, 2005; Georgia, 2001; Connecticut, 2004; Vermont, 2002; Clar *et al.*, 2004; GVSDD, 2005; Claytor et Schueler, 1996; MDE, 2000).

11.6.2 Noue avec retenue permanente

Description générale

Une noue avec retenue permanente combine des éléments d'un système de noue avec un marais aménagé (figures 11.55 et 11.56). Contrairement à un fossé maintenu sec, la noue avec retenue permanente n'a pas de lit filtrant et peut ou non intercepter la nappe phréatique (Barr, 2001). Ce type de noue est typiquement plus large qu'une noue sans retenue (4 à 6 m) et les barrages de contrôle sont utilisés pour créer de petites retenues d'eau (MOE, 2003).

Applicabilité

À cause de leurs dimensions, ces pratiques sont mieux adaptées pour des autoroutes que pour des rues de secteurs résidentiels.

Avantages

- Permet de contrôler les débits de pointe en réduisant les vitesses de ruissellement et en favorisant l'infiltration;

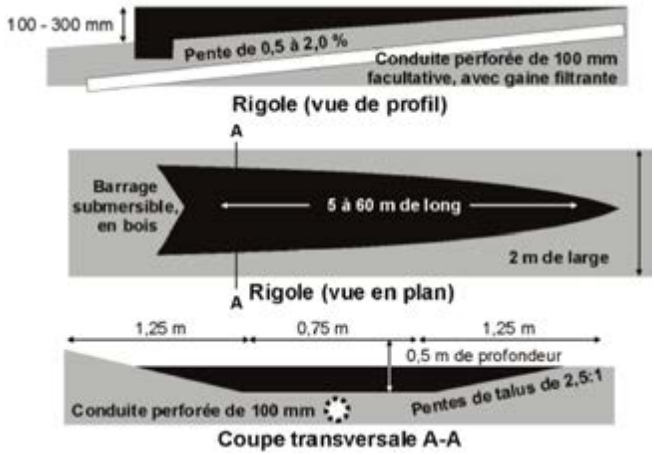


Figure 11.54 Aménagement d'un fossé avec barrage de contrôle (adapté de MOE, 2003).

Figure 11.55 Exemple d'aménagement de noue avec retenue permanente.

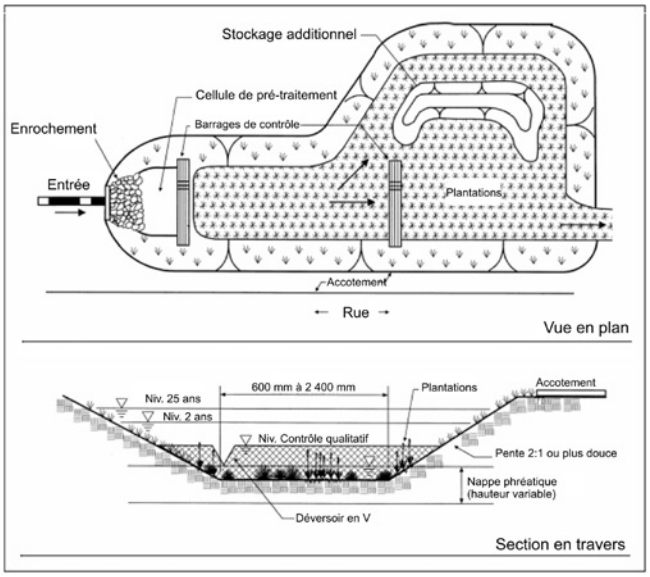


Figure 11.56 Configuration typique d'une noue avec retenue permanente (adapté de MDE, 2000).

Figure 11.57 Exemples de noue pour autoroute, boulevards urbains ou rue de secteur résidentiel avec zone de biorétention.

- Fournit un prétraitement efficace pour des PGO en série en captant, filtrant et infiltrant les polluants;
- Accentue un paysage d'apparence naturelle;
- Coûts plus bas que des systèmes traditionnels de drainage;
- Fournit un traitement de la qualité par la sédimentation et les plantes;
- Améliore la diversité biologique et créé des habitats.

Limitations

- Difficilement applicable dans des secteurs avec pentes très faibles ou très fortes ou avec des sols mal drainés;
- Les surfaces nécessaires peuvent être importantes;
- Moins facilement réalisable avec plusieurs entrées (et ponceaux).

Principes et critères de conception

La plupart des principes et recommandations générales qui sont énoncés à la section sur les noues sans retenue sont applicables. Claytor et Schueler (1998), Barr (2001) ainsi que MDE (2000) donnent de l'information complémentaire pour ce type de pratique.

11.6.3 Noue avec biorétention

Description générale

Une autre variation de la noue consiste à ajouter des éléments avec biorétention (figure 11.57) pour améliorer la performance quant au contrôle qualitatif. Une variante intéressante montrée à la figure 11.57 fait intervenir des aménagements avec plantations, qui peuvent être mis en œuvre dans des secteurs résidentiels. On devra dans ces cas prévoir un système pour l'évacuation des débits plus importants que le débit pour la qualité (par exemple avec des puisards raccordés au réseau de drainage conventionnel). Ce type d'aménagement permet de réduire le volume de ruissellement tout en effectuant un contrôle pour la qualité.

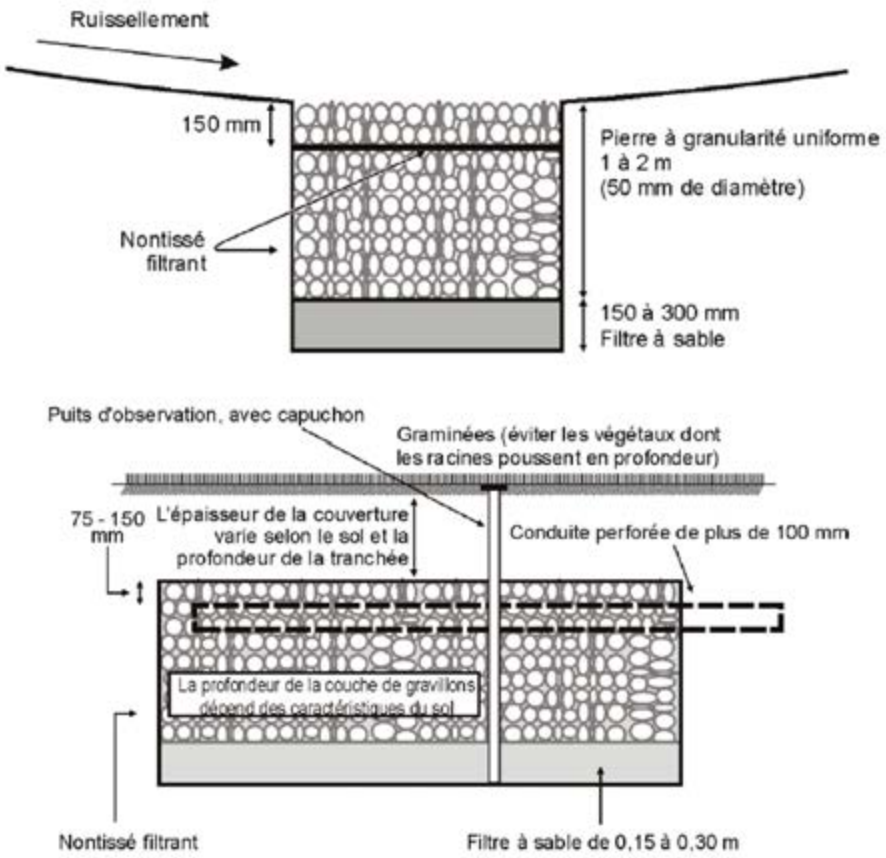


Figure 11.58 Exemples de configuration typique pour tranchées drainantes (adapté de MOE, 2003 et Jaska, 2000).

Applicabilité

Les noues avec biorétention peuvent s'appliquer dans les mêmes contextes que les autres types de noues, avec cependant d'autres possibilités comme les secteurs avec une occupation de type résidentiel de basse densité. Certaines villes de l'ouest des États-Unis (Portland en Orégon et Seattle dans l'état de Washington) ont déjà plusieurs projets de ce type, tout comme la ville de Vancouver (GVRD, 2005).

Principes et critères de conception

La conception de ce type de pratique doit se faire en considérant les éléments discutés aux sections traitant des noues et également des systèmes de biorétention. Claytor et Schueler (1996), Hinman *et al*., 2005, GVRD (2005), Geosyntec *et al*. (2006) ainsi que le guide pour Prince's Georges County (2001) fournissent de l'information détaillée concernant la conception de ces systèmes.

11.6.4 Tranchée d'infiltration

Description générale

Les tranchées d'infiltration sont des excavations peu profondes qui sont remplies de pierre nette bien lavée et enrobée d'un géotextile pour créer des réservoirs souterrains. Les eaux de ruissellement percolent graduellement à travers le fond et les côtés de la tranchée vers le sol environnant. Cette pratique a donc un effet direct sur les volumes de ruissellement. Les apports peuvent se faire soit par la surface ou soit par une conduite (figure 11.58).

Les tranchées, comme toutes les techniques impliquant des processus d'infiltration, sont particulièrement sensibles au problème potentiel de colmatage et on doit obligatoirement prévoir un prétraitement efficace pour l'eau avant qu'elle n'atteigne la tranchée. Les pratiques envisageables pour un prétraitement incluent les séparateurs huile et sédiments, les noues avec des barrages de contrôle, des bandes filtrantes ou des cellules spécifiques.

Applicabilité

Les tranchées d'infiltration peuvent être utilisées lorsque l'espace est restreint et peuvent avoir un impact non négligeable sur les volumes de ruissellement rejetés. Puisque les tranchées ne peuvent accepter que des débits restreints (recharge de la nappe et contrôle qualitatif), elles doivent généralement être utilisées avec d'autres pratiques.

Avantages

- Réduction du volume de ruissellement;
- Peut être très efficace pour l'enlèvement des sédiments fins, les métaux, les nutriments, les bactéries et les substances organiques;
- Contribue à réduire les problèmes de surcharge en aval et à protéger les cours d'eau contre l'érosion;
- Contribue à réduire les dimensions et les coûts des autres ouvrages en aval;
- Contribue à une recharge de la nappe et le maintien des débits d'étiage;
- Approprié pour des sites de petites dimensions (1 ha ou moins);
- Peut être utilisé lorsque l'espace est limité à cause de leurs dimensions étroites.

Limitations

- Peut mal fonctionner à cause d'une conception, d'une mauvaise construction ou d'un entretien déficient, en particulier si un prétraitement approprié n'est pas incorporé à la conception;
- Dépendant des conditions de sols, de l'occupation du sol dans le bassin versant et de la profondeur de la nappe phréatique, un risque de contamination peut exister;
- Non approprié pour des sites industriels ou commerciaux où la relâche de quantités importantes de sédiments ou de polluants est possible;
- Susceptible au colmatage, ce qui implique un suivi plus rigoureux et un entretien fréquent.

Principes et critères de conception

Les systèmes de tranchées drainantes peuvent être une PGO viable et efficace à long terme si des mesures appropriées sont prises lors de la conception (Barraud *et al.*, 2006; Barr, 2001; MPCA, 2005; MOE, 2003). Les éléments principaux à prendre en compte sont :

- L'analyse du site (topographie du site, type de sols, hauteur de la nappe phréatique et du roc, type de bassin tributaire et occupation du sol, proximité de puits d'alimentation en eau, eaux de surface, fondations de bâtiments existants ou futurs) est un élément important à considérer. La superficie du bassin tributaire devrait être inférieure à 2 ha et le taux de percolation minimal de 15 mm/h devrait être établi par des tests in situ pour les sols (MOE, 2003). Soulignons que le taux de percolation correspond à la conductivité hydraulique des sols et non pas au taux d'infiltration du sol (Barr, 2001). La nappe phréatique et le roc devraient être au moins 1 m en tous points sous la surface de la tranchée;
- Les caractéristiques de la tranchée doivent être établies de façon à ce que la vidange se fasse en 24 h. La profondeur maximale de la tranchée s'établit par l'équation suivante :

$$D = P\ T / 1000$$

  Où D est la hauteur d'eau maximale (m), P est le taux de percolation (mm/h) et T est le temps pour évacuer le volume (24 h);
- La porosité de la pierre nette est typiquement prise à 0.4 (MOE, 2003; Urbonas et Stahre, 1990);
- La capacité d'évacuation de l'eau dans la tranchée dépend des hypothèses quant à la surface de sol environnant qui sera en contact avec la tranchée. Le guide ontarien (MOE, 2003) recommande une équation assumant que toute l'infiltration se produit uniquement par la base de la tranchée alors que plusieurs autres pays (Barraud *et al.*, 2006 pour une revue des critères utilisés) préconisent plutôt d'assumer que le fond sera à long terme colmaté et que la percolation se fera seulement par les côtés de la tranchées. Urbonas et Stahre recommande de n'utiliser que la demi-hauteur de la tranchée pour calculer la surface pour l'infiltration (assumant ainsi que le fond est colmaté);
- Le taux de percolation mesuré in situ devrait être minoré par un facteur de 2 à 3 lors de la conception pour tenir compte de la réduction à long terme des capacités d'absorption du sol (Barraud *et al.*, 2006; Urbonas et Stahre, 1990; Washington, 2005);
- Le volume de la tranchée devrait minimalement accepter le volume généré par le débit pour le contrôle de la qualité (il peut évidemment être aussi plus important pour des cas spécifiques);
- Le taux auquel l'eau s'infiltre dans le sol est établi avec l'équation de Darcy, en utilisant un gradient hydraulique de 1 (Urbonas et Stahre, 1990; Washington, 2005);
- Un système de bypass doit être prévu pour tous les systèmes de tranchée drainante pour prendre les débits dépassant celui utilisé pour la conception. Une voie d'évacuation pour ces débits plus rares doit être conçue, avec une protection adéquate pour contrer l'érosion. Des mécanismes de prétraitement, idéalement plusieurs en série, doivent obligatoirement être

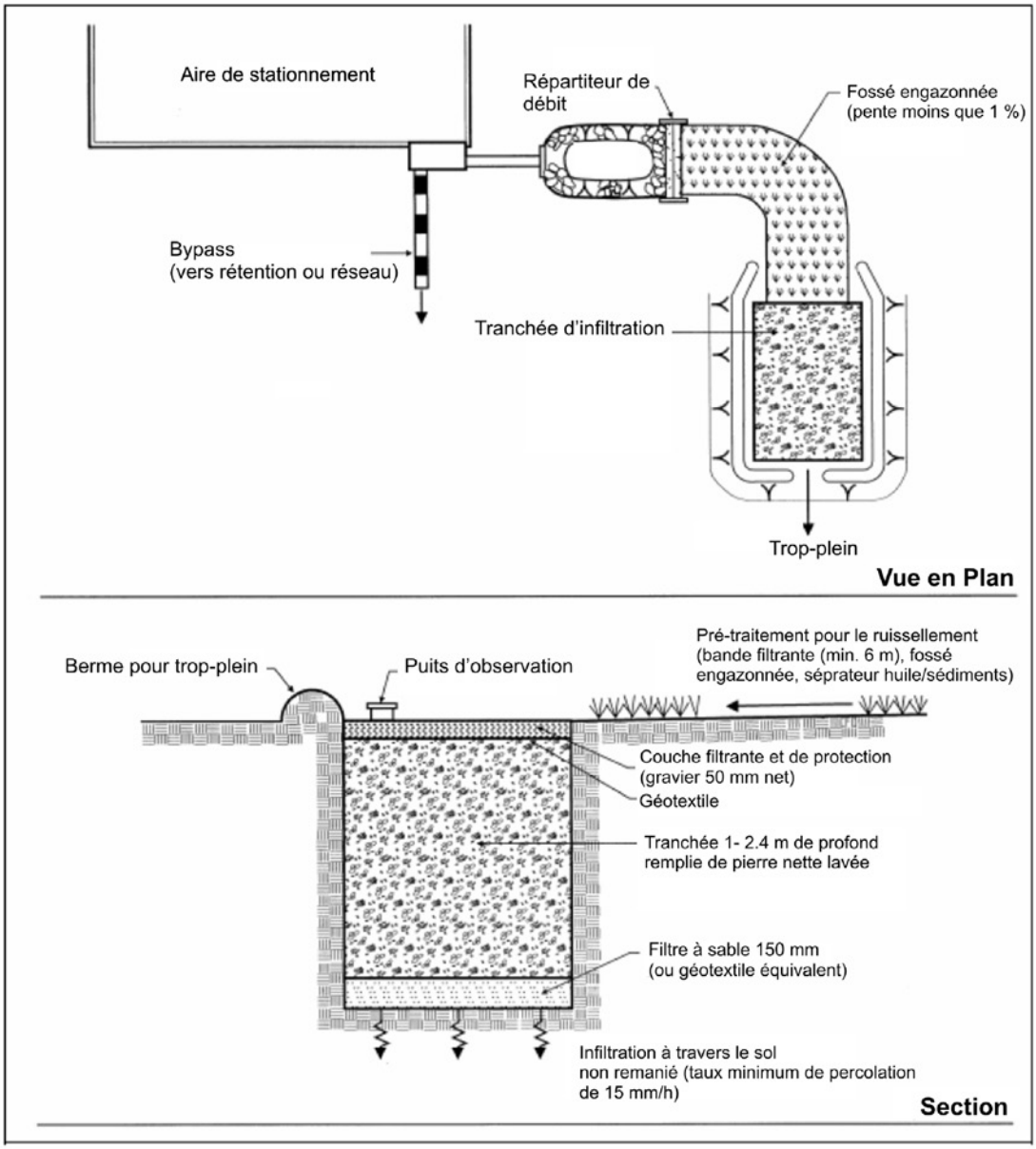


Figure 11.59 Exemple de système de tranchée drainante (adapté de Vermont, 2002).

mis en place. Un exemple d'application est illustré à la figure 11.59;

- Un puits d'observation est recommandé au centre de la tranchée pour suivre l'évolution des niveaux d'eau dans le système;
- Des calculs de remontée de la nappe phréatique peuvent être dans certains cas nécessaires où il y a des problèmes potentiels de stabilité des pentes ou lorsque la nappe phréatique est haute;
- La séquence de construction utilisée constitue un élément important pour le comportement à long terme des tranchées (Barr, 2001). Idéalement, les tranchées devraient être mises en place après que le secteur en amont soit stabilisé et en prenant des précautions pour retenir les sédiments lors des travaux de construction. La machinerie lourde ne devra pas être opérée sur le site où se retrouvera la tranchée.

11.6.5 Système de conduite perforée

Description générale

Cette catégorie regroupe différentes variantes de systèmes de conduites perforées qui ont été développés depuis une vingtaine d'années. Une des variantes est illustrée à la figure 11.60 où on peut voir un système de conduites perforées installé à l'extérieur de la chaussée et qui permet l'exfiltration de l'eau tout en la transportant vers l'aval. Ce type de système devrait en principe n'être utilisé que pour des sols avec un taux de perméabilité supérieur

à 15 mm/h. La figure 11.61 illustre la procédure d'installation. Des mesures de suivi récentes sur des installations de plus de 20 ans (Sabourin et ass., 2008) démontrent que ce type de système peut bien fonctionner sur une longue période si les conditions de sols et la conception sont adéquates, avec des réductions de 35 % à 60 % des volumes qui ont été mesurées

Un autre système plus expérimental a été construit et instrumenté en Ontario (figure 11.62) et les résultats ont indiqué que la plupart des débits étaient exfiltrés en totalité, diminuant ainsi de façon appréciable les volumes de ruissellement.

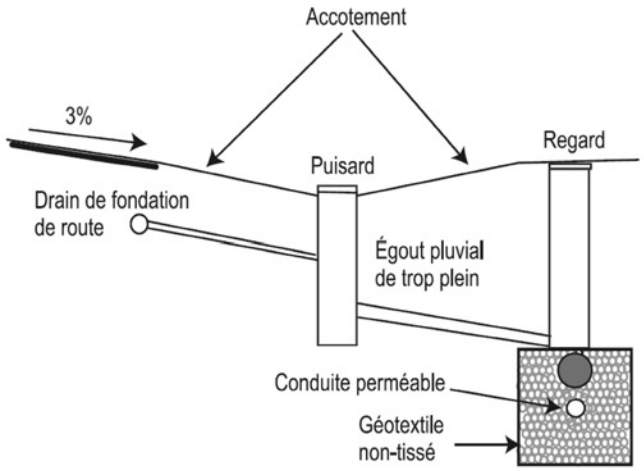


Figure 11.60 Système avec conduites perforées (adapté de MOE, 2003; Sabourin, 2008).

Applicabilité

Les systèmes avec conduites perforées et exfiltration doivent être considérés lorsque les conditions de sols et l'analyse du site sont favorables. Des contraintes similaires aux tranchées drainantes s'appliquent ici et ces systèmes ne devraient s'appliquer que dans les secteurs où les sols ont une perméabilité suffisante (plus grande de 15 mm/h mesurée avec des tests in situ), que la nappe phréatique se maintient en tout temps au moins 1 m sous le système et que le roc soit également en tout point au moins 1 m sous le système.

Avantages

- Permet une réduction des volumes de ruissellement qui peut être appréciable;
- Peut être très efficace pour l'enlèvement des sédiments fins, les métaux, les nutriments, les bactéries et les substances organiques;
- Contribue à réduire les problèmes de surcharge en aval et à protéger les cours d'eau contre l'érosion;
- Contribue à réduire les dimensions et les coûts des autres ouvrages en aval;
- Contribue à une recharge de la nappe et le maintien des débits d'étiage.

Figure 11.61 Installation d'un système avec conduites perforées.

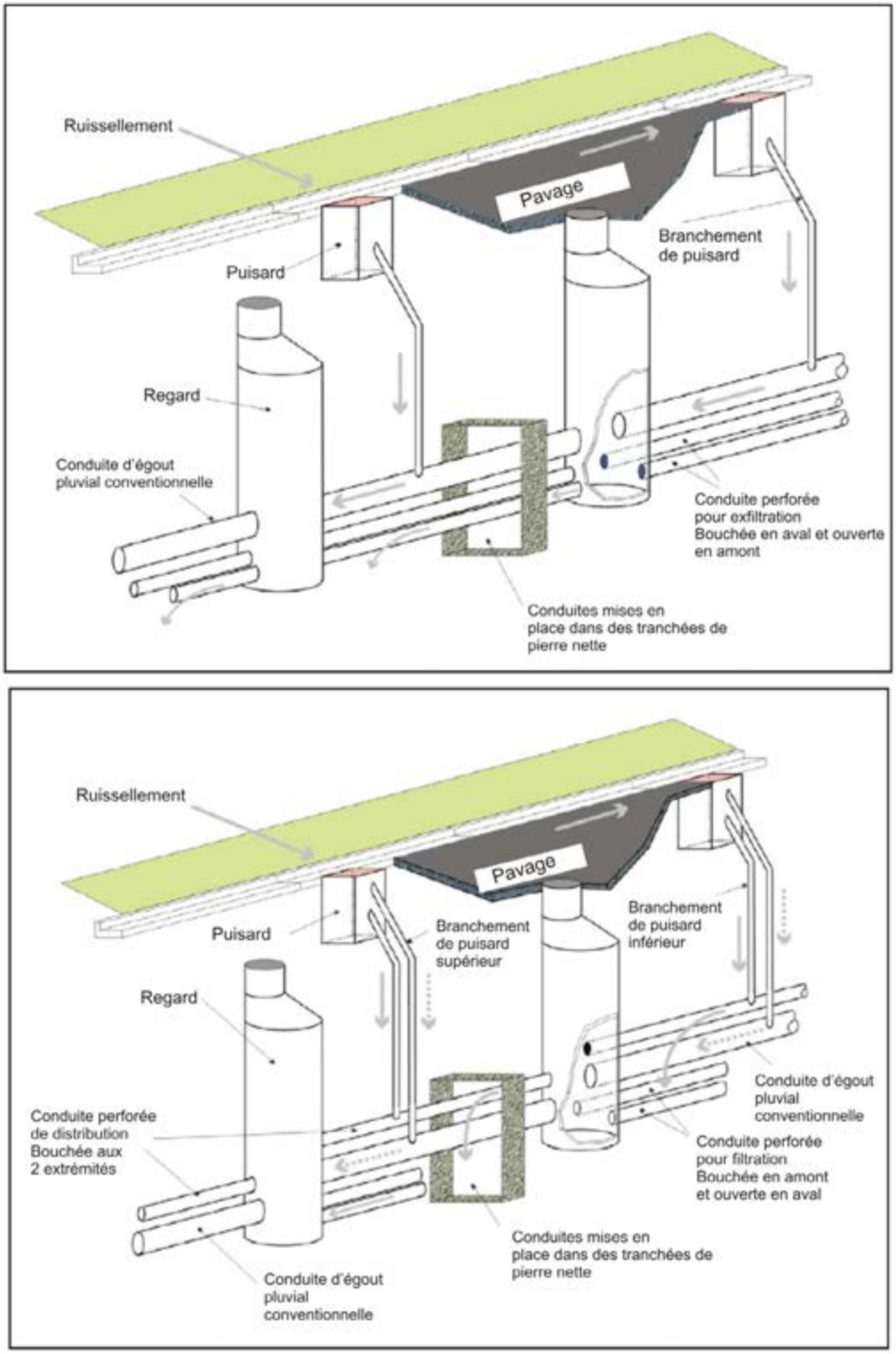


Figure 11.62 Systèmes avec conduites perforées pour le site d'Etobicoke en Ontario; variante avec exfiltration (schéma supérieur) ou filtration (schéma inférieur) (SWAMP, 2004).

Limitations

- Peut mal fonctionner à cause d'une conception, d'une construction ou d'un entretien déficient, en particulier si un prétraitement approprié n'est pas incorporé à la conception;
- Dépendant des conditions de sols, de l'occupation du sol dans le bassin versant et de la profondeur de la nappe phréatique, un risque de contamination peut exister;
- Non approprié pour des sites industriels ou commerciaux où la relâche de quantités importantes de sédiments ou de polluants est possible;
- Susceptible au colmatage, ce qui implique un suivi plus rigoureux et un entretien fréquent.

Principes et critères de conception

La conception de ces systèmes doit prendre en considération un certain nombre d'éléments qui peuvent conduire à un fonctionnement inadéquat (MOE, 2003) :

- Design inadéquat (pierre nette non lavée, pas de membrane, pas de prétraitement);
- Techniques de construction déficientes;
- Stabilisation du bassin tributaire non complétée avant la mise en place du système de conduites perforées;
- Mauvaises conditions de sol (type de sol, nappe phréatique).

Volume de stockage

Le volume de stockage dans le bassin de pierre nette et la conduite perforée pourra varier en fonction des applications. Pour un contrôle de la qualité, le volume devrait permettre de stocker le débit pour cet aspect sans débordement. Le système peut également être conçu de façon à ce que des débits plus importants (période de retour de 1 dans 2 ans ou 1 dans 5 ans) puissent être véhiculés. Une hauteur minimale de 75-150 mm de pierre nette devrait être prévue au-dessus de la conduite perforée, comme le montre la figure 11.63. La profondeur maximale de la tranchée s'établit par l'équation suivante :

$$D = P\ T / 1000$$

Où D est la hauteur d'eau maximale (m), P est le taux de percolation (mm/h) et T est le temps pour évacuer le volume (24 h).

Débit d'exfiltration

Contrairement à une tranchée d'infiltration où le débit de sortie dépend exclusivement du taux de perméabilité des sols en place, les débits de sortie dans le cas d'une conduite perforée sont reliés aux caractéristiques des perforations qui agissent comme des orifices. Le guide ontarien (MOE, 2003) propose d'utiliser l'équation suivante pour établir les débits de sortie :

$$Q_{exfiltration} = (15\ A - 0{,}06\ S + 0{,}33)\ Q$$

Où $Q_{exfiltration}$ est le débit d'exfiltration à travers les perforations (m^3/s). A est la surface des perforations par longueur de conduite (m^2/m), S est la pente de la conduite (%) et Q est le débit dans la conduite perforée (m^3/s). Cette équation a été établie avec des conduites de 300 mm et des perforations de 12,7 mm et 7,9 mm. D'autres approches sont également possibles pour simuler les débits d'exfiltration (Rivard, 2005).

11.6.6 Système de stockage en surface des rues et en conduites

Description générale

La réhabilitation de réseaux de drainage existants où des problèmes de surcharge peut se faire en augmentant le volume de stockage dans le réseau, ce qui contribue à diminuer les risques d'inondations localement sans déplacer le problème ailleurs dans le réseau (ce qu'une augmentation de la capacité de transport des tronçons jugés insuffisants peut dans certains cas produire). Le principe, illustré à la figure 11.64, est de limiter l'entrée au réseau à l'aide de restricteur de débit et de combiner cette limitation à des conduites de stockage qui pourront venir soulager les réseaux lors de pluies importantes. Les volumes de stockage supplémentaires qui sont disponibles à la surface des rues, en particulier pour des secteurs avec des pentes relativement faibles, peuvent également être mis à contribution. Walesh (2000) décrit en détail ce type de systèmes qui a été utilisé pour les premières fois à grande échelle dans des villes en Illinois pour des réseaux unitaires.

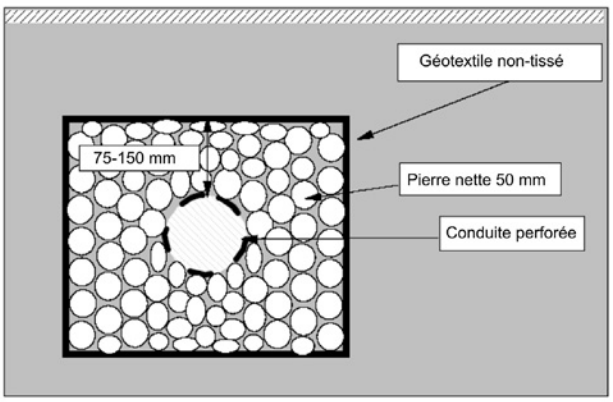


Figure 11.63 Détails pour système avec conduite perforée (adapté de MOE, 2003).

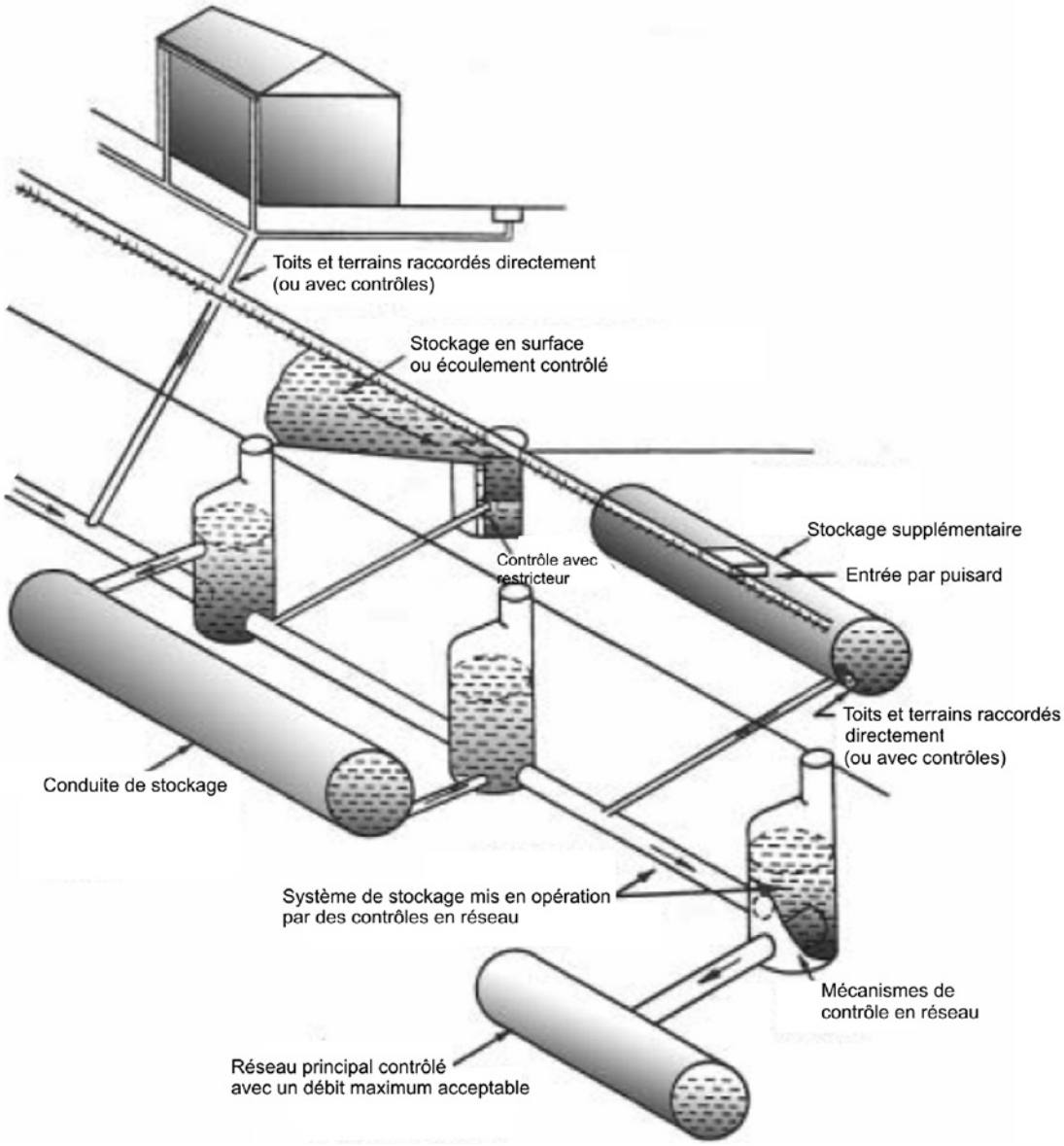


Figure 11.64 Composantes pour un système de soulagement pour des secteurs existants (adapté de WEF, 1999).

Applicabilité

Bien que ces systèmes puissent être mis en place pour de nouveaux réseaux, ils peuvent être dans ce cas plus coûteux que d'autres approches et c'est surtout pour la réhabilitation de réseaux existants où il manque d'espace pour pouvoir utiliser des pratiques plus conventionnelles comme des bassins de rétention.

Avantages

- Pour la réhabilitation de secteurs existants, cette approche, combinée à d'autres pratiques, peut permettre d'offrir une solution optimale quant au rapport coût/bénéfices;
- Peut être utilisé autant dans des secteurs résidentiels à faible densité (stockage en surface des rues avec faible circulation) que dans des secteurs à moyenne ou haute densité (avec l'ajout de stockage souterrain);
- Permet de contrôler les débits de pointe près de la source, sans transférer les apports trop élevés vers l'aval;
- Interventions plus localisées.

Limitations

- Impact seulement sur les débits de pointe et non pas sur les volumes de ruissellement ni sur la qualité des eaux rejetées;

- Peut causer des inconforts ponctuels aux usagers (rétention en surface des rues ne devrait pas par exemple se faire sur des voies à circulation importante);
- La rétention en surface doit être limitée et des relevés doivent établir les conséquences associées à la rétention en surface des rues (par exemple pour les secteurs avec entrée d'auto en dépression);
- Demande une modélisation plus détaillée pour l'analyse des interventions.

Principes et critères de conception

La mise en œuvre de ce type d'interventions nécessite généralement l'utilisation d'un modèle détaillé qui doit permettre l'analyse de réseaux en charge et de l'interaction entre des conduites de stockage et les réseaux de transport (par exemple en utilisant SWMM5 ou ses dérivés).

11.7 PRATIQUES DE GESTION OPTIMALES EN FIN DE RÉSEAU

Les pratiques de gestion optimales (PGO) qui peuvent être mises en œuvre en fin de réseau comprennent :

- Bassin sec (sans retenue permanente), avec ou sans retenue prolongée;
- Bassin avec retenue permanente;
- Bassin d'infiltration;
- Marais;
- Système hybride (bassin avec retenue permanente/marais);
- Filtres.

Les 2 premières PGO sont les plus communes au Québec, où l'on compte beaucoup moins d'applications pour les autres techniques jusqu'à maintenant. Peu de bassins d'infiltration ont été construits et il est vrai que ceux mis en place au cours des années 1980 aux États-Unis n'ont pas offert de très bonnes performances ni une longévité adéquate, principalement dû à un colmatage prématuré ou à des critères de conception déficients. Avec des conditions de sols appropriées, des critères révisés et une attention particulière lors de la construction, ce type de bassin peut toutefois être à considérer (Washington, 2005; Barraud *et al.*, 2006). Des systèmes avec marais peuvent aussi se révéler des approches intéressantes pour des applications spécifiques alors que les systèmes avec filtres sont de nature plus expérimentale, en particulier pour des régions nordiques.

Au Québec jusqu'à maintenant, la plupart des bassins de rétention construits ont été des bassins sans retenue permanente. La notion de retenue prolongée est apparue aux États-Unis et ailleurs au Canada lorsque différentes études ont établi que les bassins secs, en ne retenant l'eau que pendant quelques heures, avaient en comparaison aux bassins avec retenue permanente un effet beaucoup moins prononcé sur la qualité des eaux pluviales rejetées. La prolongation de la durée pendant laquelle se faisait la rétention (typiquement d'au moins 24 h) est donc apparue comme un élément de conception important pour les bassins secs. Plusieurs états américains ne recommandent d'ailleurs plus l'utilisation de bassin sec sans retenue prolongée.

Avant de décrire spécifiquement chaque PGO, certains éléments communs à plusieurs pratiques seront abordés. On traitera donc tout d'abord des éléments qu'on retrouve à l'entrée et à la sortie ainsi que des plantations.

11.7.1 Ouvrages à l'entrée et à la sortie

Ces éléments ont été discutés de façon très générale à la section 11.2.3 et on présentera ici une discussion plus approfondie et qui concerne directement l'aménagement de ces ouvrages pour les PGO à la fin des réseaux. L'ampleur des dimensions des ouvrages de rétention et de contrôle en fin de réseau fait en sorte qu'il devient important d'accorder une attention particulière aux mécanismes retenus à l'entrée et à la sortie. Une bonne conception pourra non seulement contribuer à abaisser les coûts d'entretien mais, permettra également d'assurer le bon fonctionnement des ouvrages à long terme.

Conditions à l'entrée

Dans certains cas, une structure spécifique devra être mise

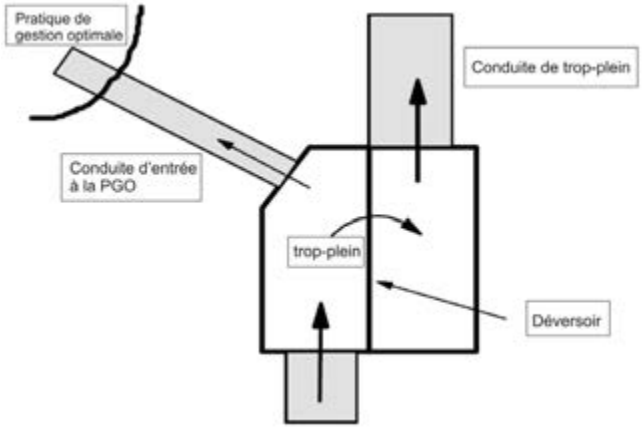


Figure 11.65 Séparateur de débit à l'entrée (adapté de MOE, 2003).

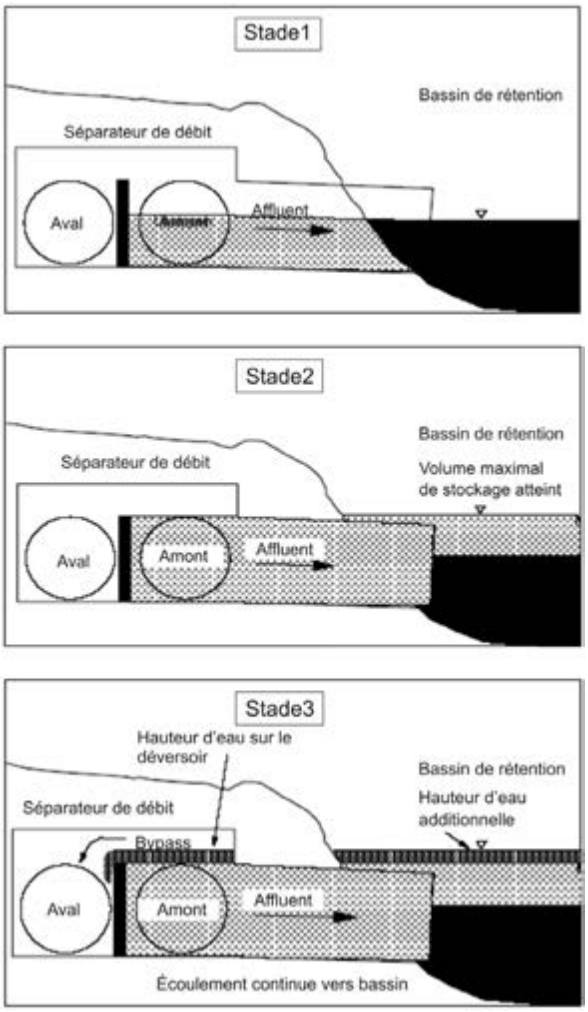


Figure 11.66 Fonctionnement d'un séparateur de débit à l'entrée (adapté de MOE, 2003).

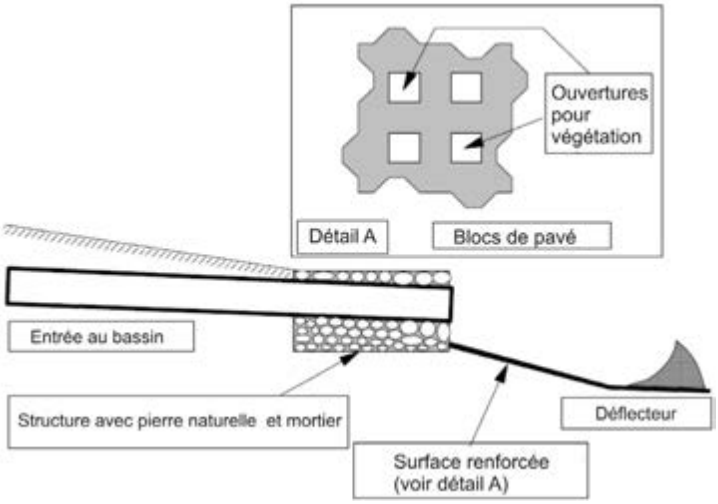


Figure 11.67 Configuration à l'entrée (non submergée – bassin sec) (adapté de MOE, 2003).

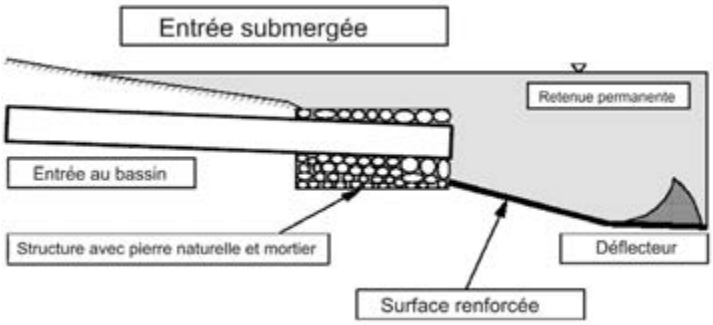


Figure 11.68 Configuration à l'entrée (submergée – bassin avec retenue permanente) (adapté de MOE, 2003).

en place à l'entrée des bassins pour n'y envoyer qu'une partie des débits (figure 11.65), par exemple lorsque les PGO ne sont conçus que pour recevoir les débits pour contrôler la qualité. Ces répartiteurs de débits seront généralement nécessaires pour les cas suivants (MOE, 2003) :

- Bassin sec avec retenue prolongée (sans cellule de prétraitement);
- Marais artificiels (sans une cellule de prétraitement);
- Tranchées/bassins d'infiltration;
- Séparateurs huiles/sédiments;
- Filtres

La figure 11.66 illustre le fonctionnement d'un tel ouvrage.

Une des principales préoccupations sera de minimiser le potentiel d'érosion en limitant avec différents mécanismes les vitesses d'arrivée et d'admission à la PGO et en répartissant au besoin les débits (limiter la possibilité d'un écoulement trop concentré). Une autre préoccupation pour l'entrée et aussi à l'intérieur de l'ouvrage concerne la répartition et le cheminement des débits à l'intérieur de l'ouvrage : on devra en général maximiser la longueur d'écoulement et minimiser la possibilité de court-circuitage pour permettre un traitement optimal (Minton, 2005; MOE, 2003).

De façon générale, on devra viser d'avoir une entrée non submergée (figure 11.67), en prévoyant une protection adéquate. La figure 11.68 illustre le cas avec une entrée submergée.

Conditions à la sortie

La figure 11.69 montre la configuration pour un bassin sec, qui peut également être utilisée pour un bassin avec retenue permanente. On notera que l'eau entre dans une chambre où s'effectuent par la suite les contrôles, avec une plaque (ou un mur) avec différents orifices, auxquels s'ajoutent des déversoirs (non montrés à la figure) qui peuvent contrôler les débits plus importants.

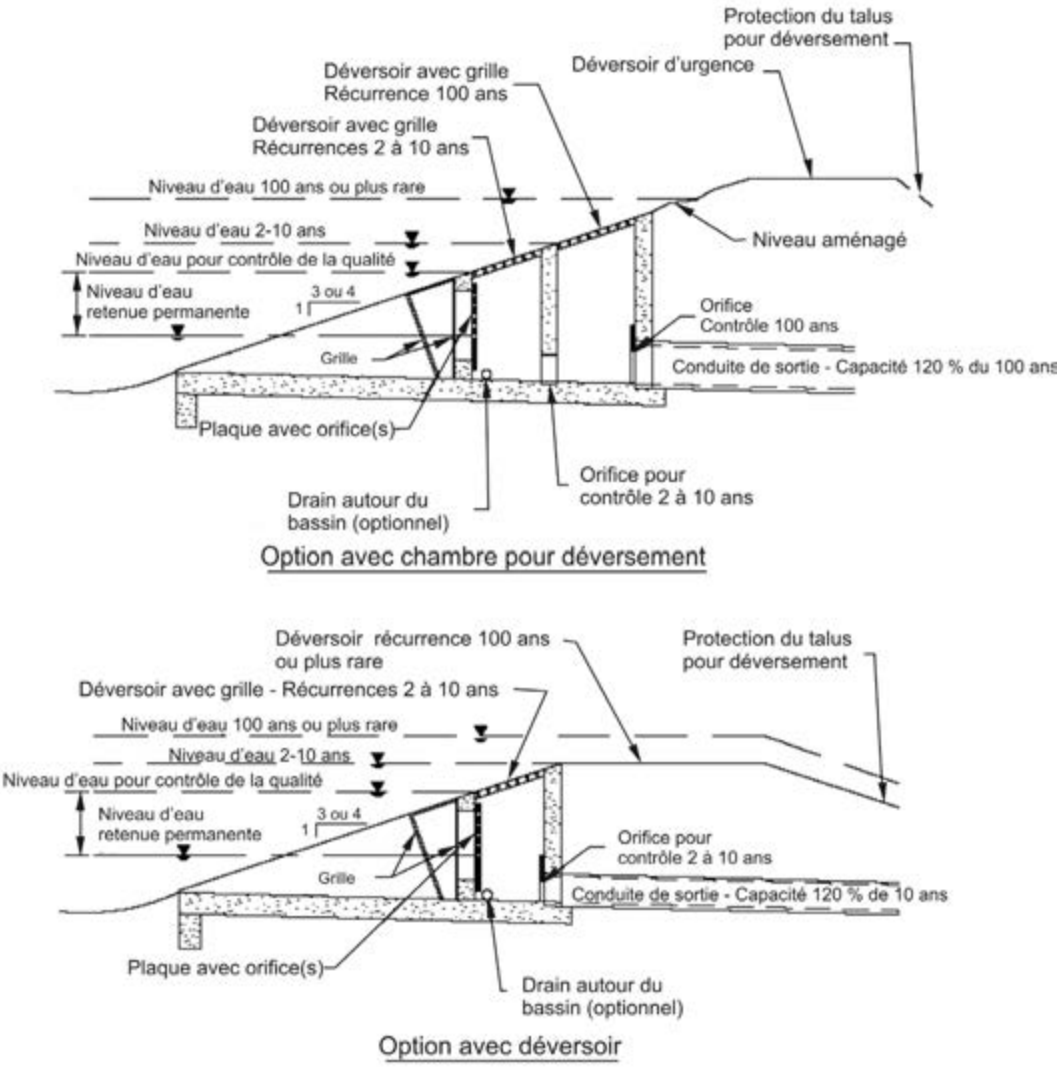


Figure 11.69 Configurations possibles à la sortie (adapté de UDFCD, 2005).

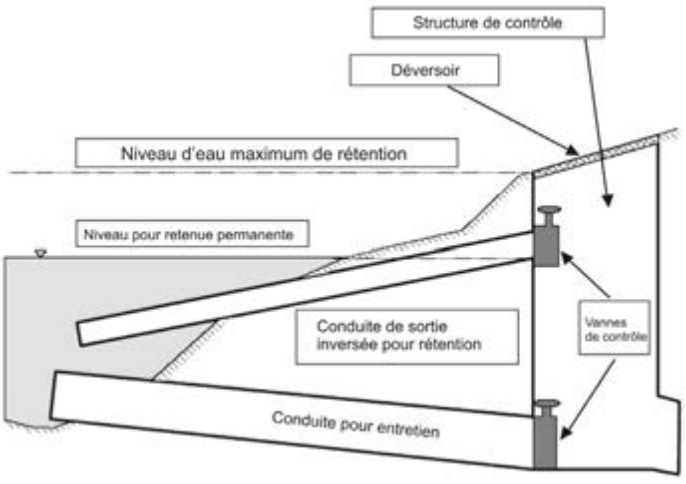


Figure 11.70 Configuration avec conduite à pente inversée (adapté de MOE, 2003).

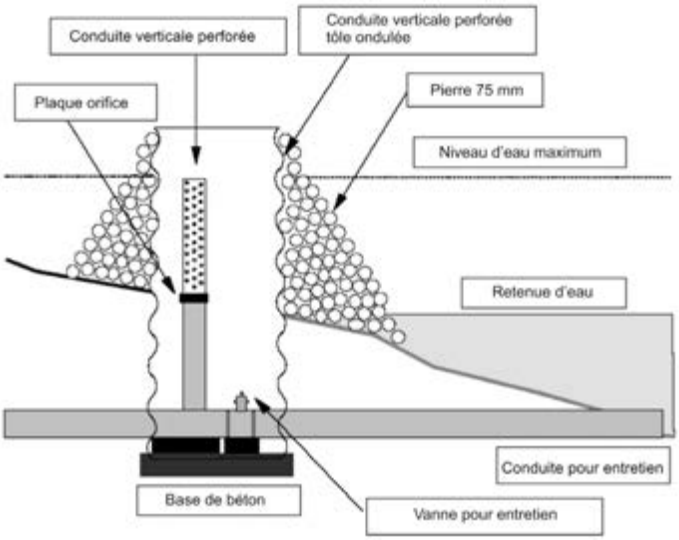


Figure 11.71 Configuration avec conduite verticale avec perforations (adapté de MOE, 2003).

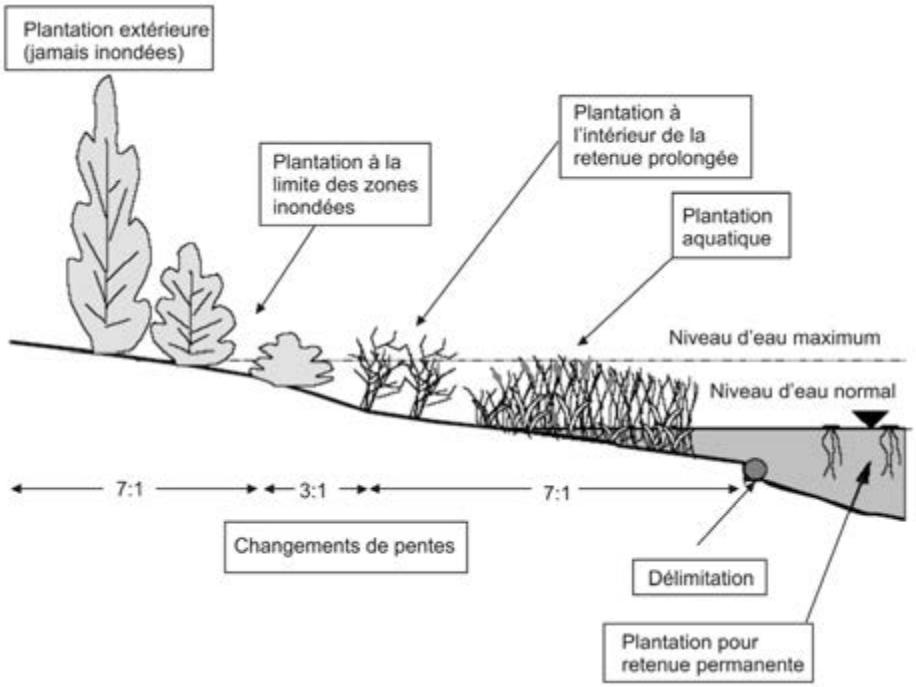


Figure 11.72 Délimitation des différentes zones pour les plantations (adapté de MOE, 2003).

Pour les bassins avec retenue permanente, il faut tenir compte de la présence de glace; deux types de configuration peuvent être utilisés à la sortie pour contrôler les débits (MOE, 2003) :

- Conduite à pente inversée (figure 11.70);
- Conduite verticale avec perforations (figure 11.71).

La configuration avec la conduite à pente inversée est préférable pour les bassins avec des profondeurs d'au moins 1 m (MOE, 2003).

11.7.2 Plantations

Le développement d'une stratégie de plantations est un élément important pour l'aménagement de plusieurs types de PGO. Plusieurs guides décrivent en détail les espèces d'arbres, d'arbustes et de plantes qui sont les plus appropriés pour différentes situations (MOE, 2003, MPCA, 2005; Minnesota, 2003; SWAMP, 2006). Cinq différentes zones peuvent normalement être définies (figure 11.72):

- Zones d'eau profondes;
- Zones d'eau peu profondes;
- Zone en bordure à l'intérieur de la retenue prolongée;
- Zone à la limite des zones inondées (*flood fringe areas*);
- Zones qui ne sont jamais inondées (*upland areas*).

L'annexe A résume les recommandations concernant les types de plantations pour les différentes zones et les techniques de mise en place.

11.7.3 Bassin de rétention sans retenue permanente (sec)

Description générale

Un bassin sans retenue permanente est conçu pour stocker temporairement les eaux pluviales et en les relâchant à des débits contrôlés vers les milieux récepteurs. Ils se vident complètement après le stockage (généralement en moins de 24 h) et contrôlent essentiellement les aspects quantitatifs, avec un impact limité sur l'enlèvement des sédiments et des divers polluants. Si le contrôle de la qualité est un des objectifs de la construction du bassin, un bassin avec retenue permanente ou au moins un bassin sec avec retenue prolongée constituent des pratiques plus appropriées.

Comme règle de base, le sous-bassin tributaire du bassin de rétention devrait avoir une superficie supérieure à environ 5 ha, ce qui permet de ne pas avoir des dimensions trop petites pour les ouvrages de contrôle (les exposant ainsi à un blocage possible). Les débits de contrôle devraient normalement correspondre aux différents objectifs (qualité, érosion et débits plus importants), avec des mécanismes de contrôle pour chaque critère. Une coupe typique d'un bassin sec est montrée à la figure 11.73, alors que la figure 11.74 montre un aménagement de base. Comme la plupart des types de bassins de rétention, un bassin sec peut n'accueillir que les eaux provenant du réseau majeur (il sera alors moins profond – voir figure 11.75) ou les eaux du réseau mineur également (figure 11.76), ce qui produira inévitablement un bassin plus profond.

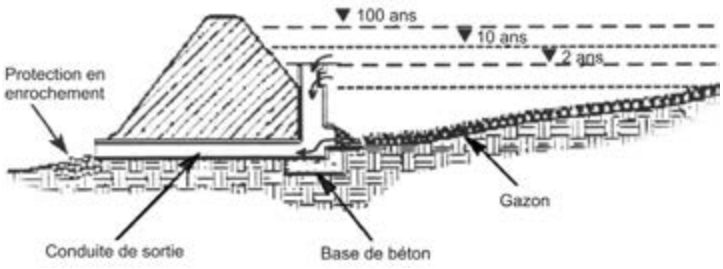


Figure 11.73 Coupe typique d'un bassin de rétention sec (adapté de Barr, 2001).

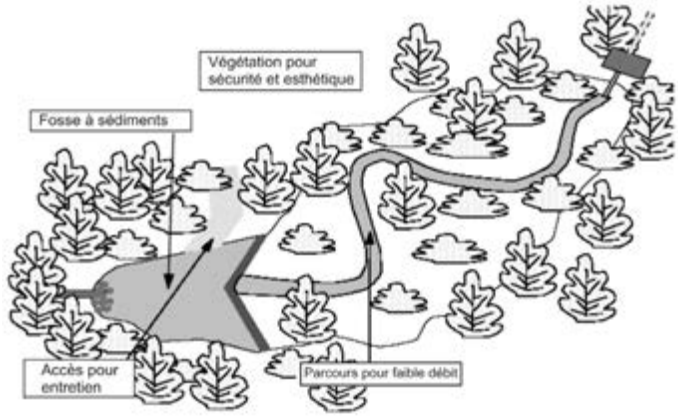


Figure 11.74 Éléments d'un bassin de rétention sec (adapté de MOE, 2003).

Figure 11.75 Exemple de bassin de rétention sec (pour le réseau majeur).

Figure 11.76 Exemple de bassin de rétention sec (pour les réseaux mineur et majeur).

Différents éléments peuvent être ajoutés pour améliorer la performance des bassins secs (Barr, 2001), comme une cellule de prétraitement et de sédimentation à l'entrée, une retenue prolongée (de 24 ou idéalement de 48 h (MOE, 2003)), une cellule de traitement additionnel à la sortie, une forme allongée pour minimiser la possibilité de court-circuitage, des chicanes ou bermes avec des chemins d'écoulement en courbes favorisant une meilleure décantation et un canal pour les petits débits.

Applicabilité

Un bassin sec peut s'utiliser dans plusieurs types de contexte comme des développements résidentiels de densités variables, des secteurs industriels ou commerciaux lorsqu'on veut essentiellement réduire les débits de pointe rejetés et agir également sur le contrôle de l'érosion en cours d'eau. Un bassin sec, en particulier s'il n'y a pas de retenue prolongée, a un effet plus marginal sur le contrôle de la qualité et il doit dans ce cas être conçu comme un des éléments dans une série de mesures.

Avantages

- Se comporte bien en climat froid;
- Peut limiter les débits en aval et l'érosion en cours d'eau;
- Peut être utilisé pour plusieurs fonctions autres que pour la gestion des eaux pluviales (terrain de jeux, parcs).

Limitations

- Généralement pas approprié pour des surfaces tributaires de moins de 5 ha (Barr, 2001);
- Ne produit qu'en effet marginal sur l'enlèvement des polluants;
- Exposé à un blocage des ouvrages de sortie;
- Les sédiments peuvent être remis en suspension s'ils ne sont pas enlevés à intervalles réguliers;
- S'il est mal aménagé, peut être considéré comme une nuisance visuelle par les résidents. Des bassins mal entretenus peuvent également conduire à une accumulation de débris et le développement d'odeurs ou de mauvaises herbes;
- Dépendant de leurs volumes et profondeurs, les bassins peuvent requérir des approbations nécessaires en vertu de la loi sur la sécurité des barrages.

Principes et critères de conception

Les figures 11.77a et 11.77b montrent une configuration

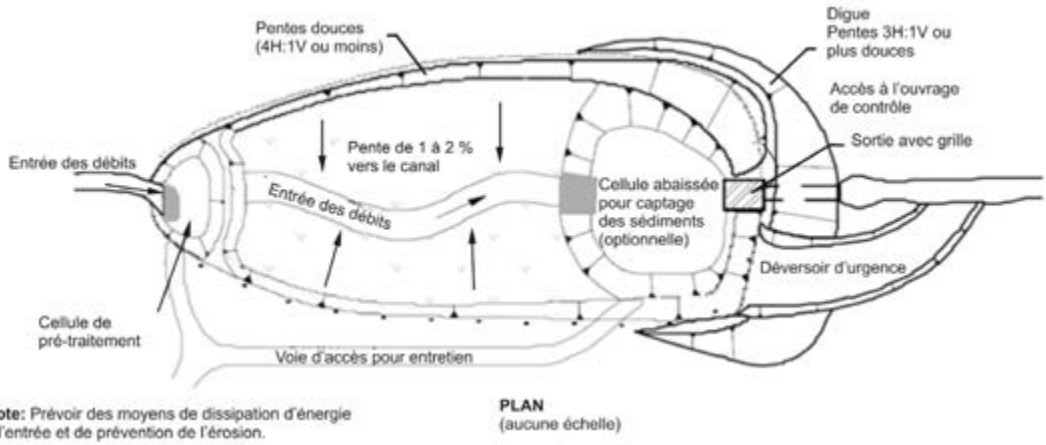


Figure 11.77a Configuration typique pour un bassin de rétention sec avec rétention prolongée (adapté de UDFCD, 2005).

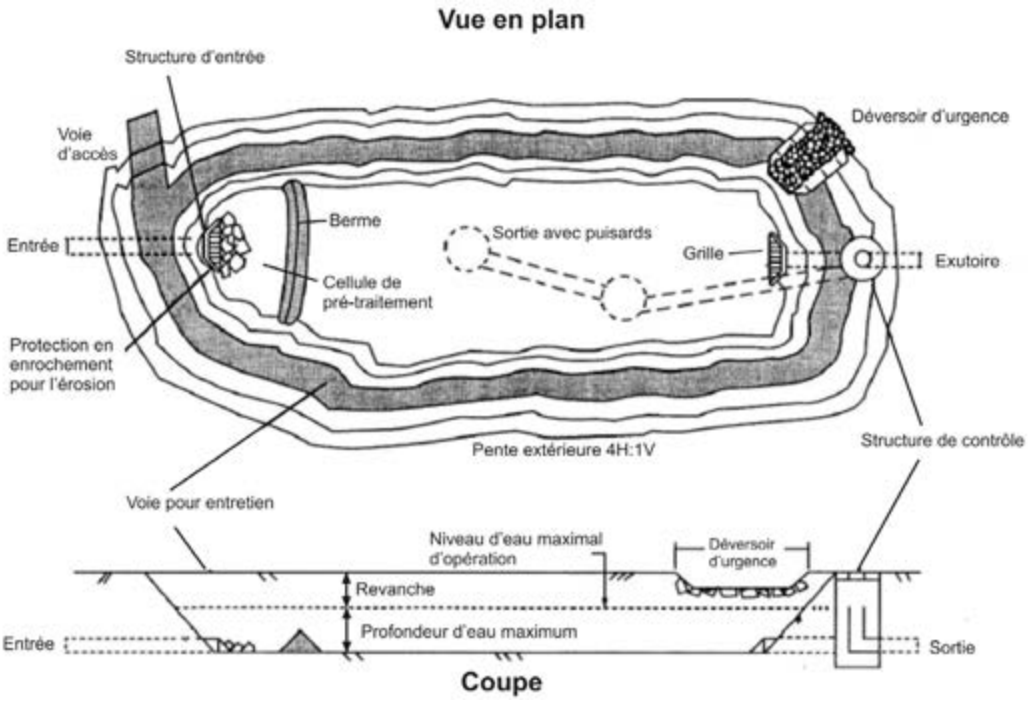


Figure 11.77b Configuration typique pour un bassin de rétention sec avec rétention prolongée (adapté de Jaska, 2000).

typique d'un bassin sec alors que le tableau 11.17 fournit un résumé des principales recommandations pour la conception des bassins secs. Une discussion plus approfondie de certains éléments est donnée ci-après.

Superficie du bassin versant tributaire

La surface minimale spécifiée pour le bassin versant tributaire (5 ha) est simplement pour s'assurer que les ouvrages de contrôle à la sortie ne seront pas trop petits et trop exposés à un colmatage par des débris.

Volume pour le contrôle de la qualité

Typiquement, si le bassin n'a que pour objectif le contrôle des débits de pointe, on devrait viser à faire en sorte que les débits après le développement soient les mêmes que ceux avant le développement, pas seulement pour les débits plus rares (comme pour une période de retour de 1 dans 100 ans) mais aussi pour des périodes de retours inférieures à 1 dans 1 an. Un ouvrage de contrôle conçu pour contrôler uniquement le débit 1 dans 100 ans n'aura que peu d'effet pour les débits plus fréquents.

Tableau 11.17

Résumé des critères de conception – bassin sec (adapté de MOE, 2003, UDFCD, 2005; Vermont, 2002; MPCA, 2005).

Paramètre ou élément de conception	Objectif pour la conception	Critère minimal	Critère recommandé
Superficie du bassin versant tributaire	Dimensions minimales des ouvrages de contrôle à la sortie	5 ha	10 ha
Volume pour le contrôle de la qualité	Fournir un certain pourcentage d'enlèvement des polluants	Événement de conception pour la qualité	
Durée de la retenue prolongée	Décantation des matières en suspension	24 h	48 h
Cellule à l'entrée	Prétraitement	Profondeur min. : 1 m Conçue pour ne pas produire des vitesses favorisant l'érosion à la sortie de la cellule	Profondeur min. : 1,5 m
Ratio longueur/largeur	Maximiser le parcours de l'écoulement et minimiser le potentiel de court-circuitage	3 :1 (peut être accompli par des bermes ou autres moyens)	De 4 :1 à 5 :1
Profondeur	Sécurité	Profondeur max. : 3 m Profondeur moy. : 1 - 2 m	Profondeur max. : 2 m Profondeur moy. : 1 - 2 m
Pentes latérales	Sécurité	Pente moyenne de 4 :1 ou plus douce	
Entrée	Éviter blocage ou gel	Minimum : 450 mm	Pente de la conduite > 1 %
Sortie	Éviter blocage ou gel	Minimum : 450 mm pour conduite de sortie Si un contrôle par orifice est utilisé, diam. Minimum de 75 mm (à moins d'être protégé)	Pente de la conduite > 1 % Diamètre minimal d'un orifice de contrôle : 100 mm
Accès pour la maintenance	Accès pour camion ou petite rétrocaveuse	Soumis à l'approbation des Travaux Publics	Prévoir un mécanisme pour vider au besoin les cellules à l'entrée ou à la sortie

Un contrôle pour la qualité impliquera l'utilisation d'un orifice de plus petit diamètre (minimum recommandé de 75 mm) qui nécessitera une protection adéquate contre le colmatage.

Durée de la retenue prolongée

La retenue prolongée devrait être au minimum de 24 h pour le débit associé au contrôle de la qualité, avec idéalement une durée de 48 h (pour laquelle il a été démontré que la décantation était optimale (SWAMP, 2005)).

Cellule à l'entrée

Une cellule de prétraitement à l'entrée facilitera l'entretien et augmentera la capacité pour l'enlèvement des polluants en retenant les particules de plus grandes dimensions à cet endroit. La cellule devrait comprendre une zone plus profonde (1 m) pour minimiser l'érosion et la remise en suspension des particules.

La cellule devrait être séparée du reste du bassin par une berme en matériau granulaire, qui devra être protégée contre l'érosion par de l'enrochement. Un mécanisme approprié (conduite avec vanne) devrait être prévu de façon à pouvoir vider complètement la cellule pour l'entretien (en 3 à 5 minutes; UDFCD, 2005). Des plantations sur la berme devraient également être prévues pour promouvoir une certaine filtration lorsque l'eau passera sur la berme.

Le volume d'eau retenu en permanence devrait correspondre à un certain pourcentage du volume pour le contrôle de la qualité (3-5 %; UDFCD, 2005)) ou encore, être établi en fonction de la superficie imperméable du

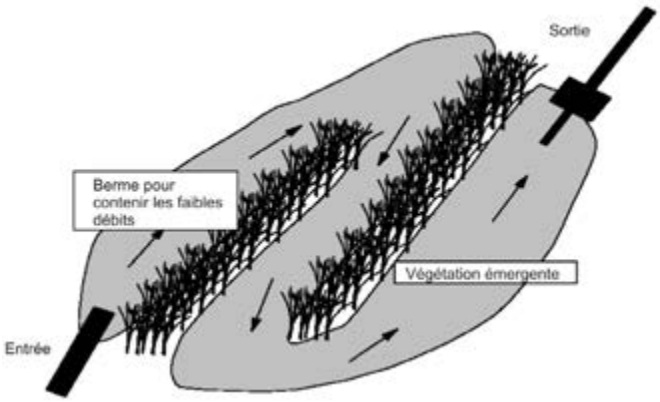


Figure 11.78 Utilisation de bermes pour allonger le parcours d'écoulement (adapté de MOE, 2003).

bassin tributaire (environ 6,25 mm par ha; Georgia, 2000).

Le fond de la cellule devrait être en béton ou avec un autre type de matériau relativement lisse et résistant, de façon à faciliter l'enlèvement des sédiments (UDFCD, 2005).

Ratio longueur/largeur

Idéalement, le ratio longueur/largeur devrait être le plus long possible et l'entrée du bassin devrait être en principe le plus loin possible de la sortie. L'utilisation de bermes, produisant un parcours sinueux (figure 11.78), peut aider à allonger le temps de parcours.

Profondeur

La profondeur d'eau devrait être limitée à 2-3 m, englobant tous les différents volumes de rétention (qualité, érosion et contrôle des débits plus rares). Ces profondeurs maximales devraient toutefois être limitées à certaines zones du bassin, avec la majorité des zones produisant des profondeurs moyennes inférieures. L'aspect sécuritaire devra demeurer toujours un élément important de la conception.

Pentes latérales

Les pentes latérales d'un bassin sec sont en général moins critiques que pour un bassin avec retenue permanente, mais comme l'eau pourra rester pour une période de 24 à 48 h avant une vidange complète, les pentes devraient être idéalement de 4 :1 ou plus douces si possible.

Entrée

On devra de façon générale limiter le nombre d'entrées au bassin pour minimiser surtout l'entretien. Une protection adéquate devra toujours être prévue pour minimiser l'érosion (voir section sur les éléments communs aux différents types de bassins).

Sortie

Il y a plusieurs types de mécanismes de contrôle et d'aménagement possibles à la sortie d'un bassin sec. Généralement, les ouvrages devraient être localisés dans la digue et dans une chambre pour faciliter l'accès et les activités d'entretien. Un système avec conduite à pente inversée peut être utilisé pour acheminer l'eau dans une chambre, où les différents mécanismes de contrôle pour comprendre une conduite perforée installée verticalement ou un petit orifice dans un mur pour le contrôle des plus petits débits (qualité et érosion) et d'autres orifices et déversoir pour le contrôle des débits plus importants (10 ans et 100 ans). Un déversoir d'urgence devrait toujours être prévu au cas où il y aurait colmatage des autres orifices. La conduite de sortie de la chambre devrait par ailleurs être de dimensions suffisantes pour accepter les débits maximaux (typiquement 1 dans 100 ans en tenant compte du laminage dans le bassin).

Canal pour faible débit

Ce canal est utile pour prévenir l'érosion lorsque l'eau entre au bassin au début et concentre également les faibles débits à la fin de la vidange du bassin. Un canal perméable ou imperméable peut être utilisé.

Drainage de la nappe

Des analyses géotechniques devraient être complétées pendant la conception et les eaux provenant de la nappe phréatique devraient être au besoin interceptées et acheminées vers la structure de sortie du bassin. Les analyses devraient également inclure la stabilité des talus du bassin.

Revanche

Une revanche minimale de 300 mm devrait être prévue entre le niveau maximal de conception et le niveau de débordement du bassin. Un déversoir d'urgence doit également être prévu et on devra évaluer au besoin les conséquences d'un débordement pour les secteurs environnants.

Protection pour l'érosion

Cette protection est importante à prévoir, tant à l'entrée

qu'à la sortie du bassin de rétention. Des mécanismes de diffusion pour diminuer l'énergie du courant, comme des bassins ou des bermes particulières, peuvent être employés. La grosseur de l'enrochement à prévoir dépend des vitesses attendues pour les conditions de design.

Étanchéisation du fond

Si les conditions de sol le permettent, le fond des bassins peut être laissé sans être imperméabilisé, ce qui peut contribuer à diminuer les volumes qui pourront s'infiltrer en partie. Dans certains cas cependant (remontée de nappe, présence de bâtiments à moins de 10 m ou dont les fondations peuvent être influencées par un écoulement souterrain provenant du bassin, possibilité de contamination de la nappe phréatique), le fond devra être rendu imperméable à l'aide d'une couche d'argile ou avec une membrane spécifique (MPCA, 2005; Washington, 2005).

Plantations

La stratégie de plantations pour un bassin sec n'a pas besoin d'être aussi élaborée que pour un bassin avec retenue permanente ou un marais (moins d'espèces et une densité plus réduite). Les plantations peuvent se diviser en trois zones (MOE, 2003) :

- Zone de rétention prolongée;
- Zone en bordure de la cellule de traitement à la sortie (pour une performance améliorée en ce qui concerne la qualité);
- Zone au pourtour du bassin.

La section 11.7.2 donne des suggestions et recommandations pour les plantations les plus appropriées pour ces différentes zones.

Opération en conditions hivernales

Les bassins secs sont normalement peu affectés par les conditions hivernales parce qu'il n'y a pas de retenue d'eau en permanence et qu'ils ne sont pas directement dépendant des capacités d'infiltration dans le sol. Des précautions doivent être prises pour le gel des conduites et des orifices. D'autres problèmes ou conditions spécifiques incluent (Vermont, 2002; MPCA, 2005) :

- Volumes de ruissellement plus importants au printemps, avec une charge polluante plus élevée durant la fonte des neiges;
- Accumulation du sable utilisé pour les routes;
- Stockage de neige.

Pour les volumes printaniers avec une charge plus élevée de polluants, certains guides ont suggéré l'utilisation d'une approche de gestion adaptée aux différentes saisons (MPCA, 2005; Vermont, 2002), en ajustant les degrés de contrôle à la sortie (en retardant par exemple la relâche des débits printaniers et en la faisant graduellement pour mieux diluer les rejets). Le guide du Minnesota (MPCA, 2005) fournit une discussion approfondie de ce type de gestion.

11.7.4 Bassins de rétention avec retenue permanente

Description générale

Un bassin avec retenue permanente conserve un certain volume d'eau entre les événements pluvieux et possède un volume de stockage supplémentaire qui varie en fonction des débits d'arrivée. Le principal mécanisme pour l'enlèvement des polluants est la décantation (Minton, 2005; Barr, 2001) auquel s'ajoutent également d'autres processus, ce qui fait que ce type de bassin a une capacité modérée à haute pour l'enlèvement de la plupart des polluants associés au ruissellement urbain. La figure 11.79

Figure 11.79 Exemples d'aménagement de bassins avec retenue permanente.

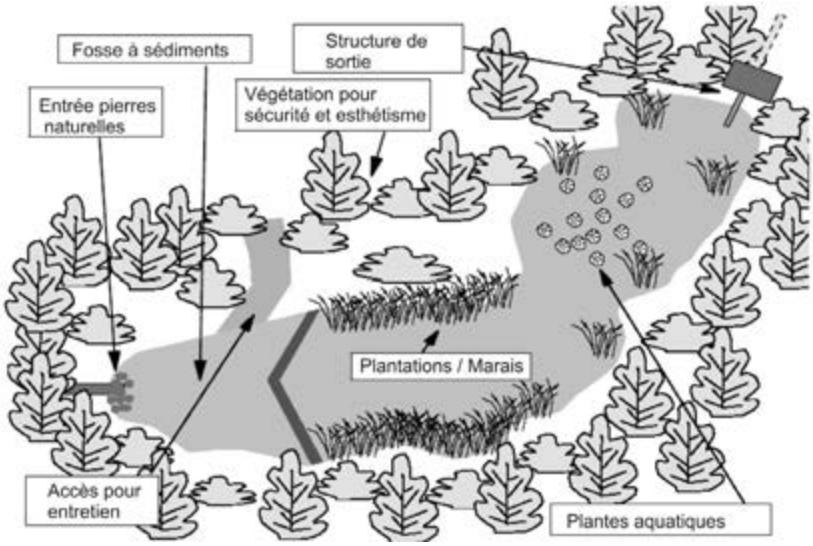


Figure 11.80 Principaux éléments d'un bassin avec retenue permanente (adapté de MOE, 2003).

montre différents aménagements alors que la figure 11.80 en illustre de façon schématique les principales composantes.

Les bassins avec retenue permanente offrent un excellent niveau de performance, ce qu'on peut attribuer à plusieurs facteurs (MOE, 2003) :

- La performance ne dépend pas des caractéristiques des sols;
- La retenue permanente minimise la possibilité de remise en suspension des sédiments;
- La retenue permanente minimise la possibilité de blocage de la sortie;
- L'enlèvement des polluants peut se faire par décantation, mais aussi avec des processus biologiques;
- La retenue permanente permet de maximiser la décantation des sédiments.

Conçu et aménagé avec soin, un bassin avec retenue permanente peut offrir plusieurs bénéfices non directement reliés à la gestion des eaux pluviales (esthétique, parc ou espace vert, usage communautaire).

Applicabilité

Un bassin avec retenue permanente peut s'utiliser dans plusieurs types de contexte comme des développements résidentiels de densités variables, des secteurs industriels ou commerciaux et pour lesquels il peut être utilisé pour remplir toutes les fonctions (qualité, érosion, contrôle des débits plus rares). Une des différences fondamentales avec un bassin sec est qu'on doit avoir un approvisionnement continuel en eau et maintenir le volume retenu en rendant imperméable au besoin le fond du bassin. Des analyses de bilan hydrique doivent donc être complétés, afin de s'assurer que le débit d'étiage dépassera les pertes par évaporation, évapotranspiration et exfiltration.

Avantages

- Peut enlever un pourcentage relativement élevé des polluants, tant solides que sous une forme dissoute (Minton, 2005; Barr, 2001);
- Aménagé avec soin, les bassins peuvent être agréablement intégrés au paysage urbain en rehaussant la valeur esthétique d'un secteur;
- Des habitats peuvent se développer avec des plantations bien choisies et correctement entretenues;
- Lorsque bien planifié, conçu et entretenu, ce type de bassin peut augmenter la valeur des propriétés limitrophes;
- L'enlèvement des sédiments est généralement moins fréquent que pour d'autres types de PGO.

Limitations

- Généralement pas applicables pour des bassins tributaires dont la superficie est inférieure à 5 ha;
- Plus coûteux que des bassins secs (avec ou sans retenue prolongée);
- Requiert une surface plus grande de terrain;
- Un bassin mal conçu ou entretenu peut produire des conditions menant à une dégradation de l'eau qui peut conduire à une relâche des nutriments et des métaux (Barr, 2001);

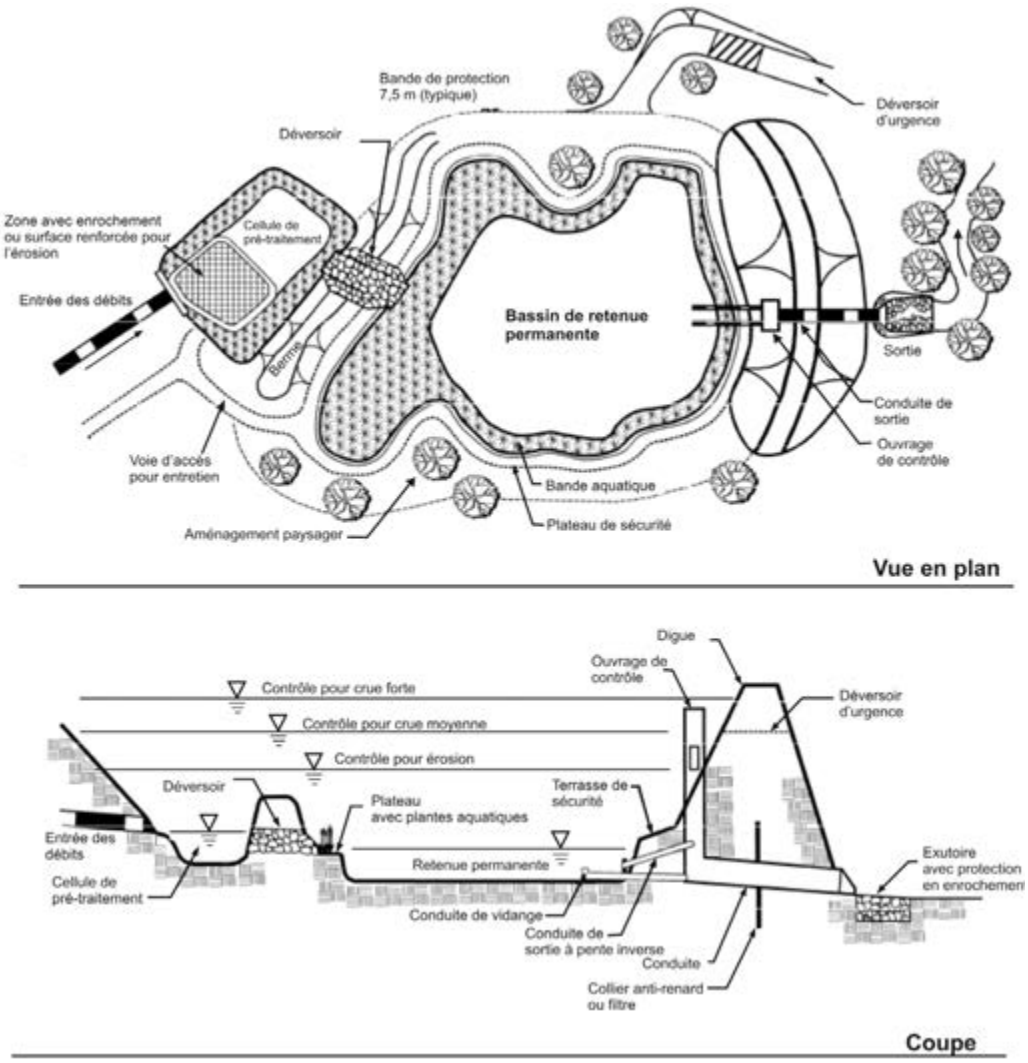


Figure 11.81 Configuration typique d'un bassin avec retenue permanente (adapté de Vermont, 2002; MPCA, 2005; UDFCD, 2005).

- Les débits relâchés contiennent de l'eau chaude en été, ce qui peut limiter l'utilisation de ce type de bassin lorsque les espèces de poissons sont plus sensibles à des chocs thermiques ou de l'eau trop chaude.

Principes et critères de conception

La figure 11.81 montre une configuration typique d'un bassin avec retenue permanente et le tableau 11.18 fournit un résumé des principales recommandations pour la conception. Une discussion plus approfondie de certains éléments est donnée ci-après.

Superficie du bassin versant tributaire

La surface minimale spécifiée pour le bassin versant tributaire (5 ha) vise à s'assurer que les ouvrages de contrôle à la sortie ne seront pas trop petits et trop exposés à un colmatage par des débris et également à avoir des apports d'eau suffisants. Une superficie plus grande que 10 ha est toutefois jugée préférable (MOE, 2003).

Volumes de stockage

La planification à l'échelle du bassin versant pourra fournir des critères de conception pour les différents débits de contrôle. En ce qui concerne le volume de la retenue permanente, plus il sera grand et meilleur sera le pourcentage d'enlèvement des matières en suspension; des mesures sur des bassins construits en Ontario (figure 11.82) ont permis d'établir une relation entre la retenue permanente et la concentration des matières en suspension à la sortie.

La performance d'enlèvement des MES d'un bassin de rétention avec retenue permanente dépend à la fois du volume de la retenue permanente et de la durée de la retenue temporaire (soit le volume d'eau s'accumulant au-dessus de la retenue permanente). Tel que le montre la figure

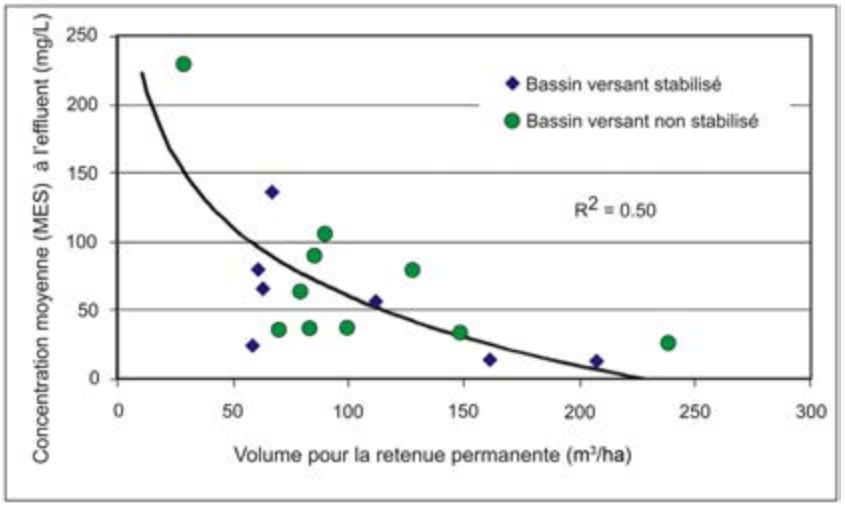


Figure 11.82 Relation entre le volume de la retenue permanente et la concentration moyenne des MES à la sortie (adapté de SWAMP, 2005).

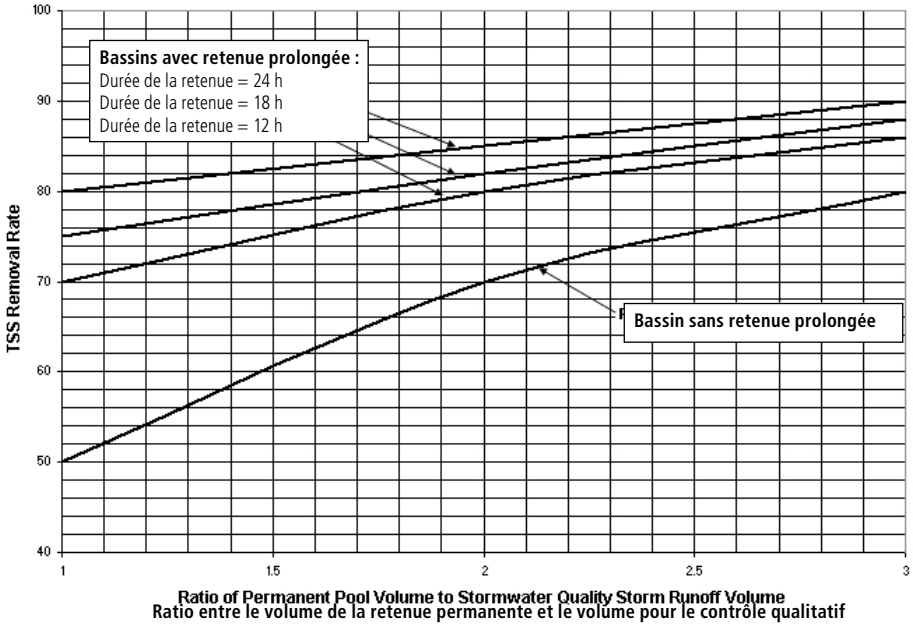


Figure 11.83 Performance d'enlèvement des MES de bassins à retenue permanente (adapté de New Jersey 2004)

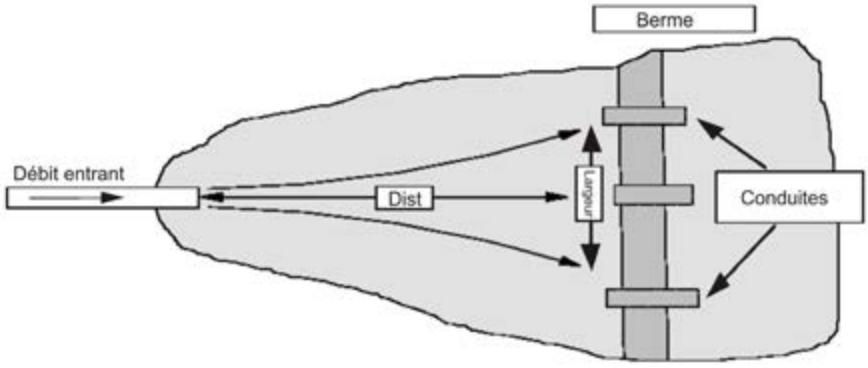


Figure 11.84 Paramètres de conception pour la cellule de prétraitement (adapté de MOE, 2003).

11-83, un bassin ayant une retenue permanente importante mais pas de retenue prolongée présenterait une performance d'enlèvement des MES différente de celle d'un autre bassin qui aurait une retenue permanente faible mais une retenue prolongée de longue durée. Le volume de la retenue permanente devrait minimalement correspondre au volume calculé pour le contrôle qualitatif (tel que présenté au chapitre 8) pour atteindre une performance de 80 % d'enlèvement des MES.

Un contrôle pour la qualité impliquera l'utilisation d'un orifice de plus petit diamètre (minimum recommandé de 75 mm) qui nécessitera une protection adéquation contre le colmatage.

Cellule à l'entrée

Une cellule de prétraitement à l'entrée facilitera l'entretien et augmentera la capacité pour l'enlèvement des polluants en retenant les particules de plus grandes dimensions à cet endroit. La cellule devrait comprendre une zone plus profonde (1 m) pour minimiser l'érosion et la remise en suspension des particules.

La cellule devrait être séparée du reste du bassin par une berme en matériau granulaire, qui devra être protégée contre l'érosion par de l'enrochement. Certains calculs peuvent permettre de configurer la cellule (figure 11.84).

Tableau 11.18

Résumé des critères de conception – bassin avec retenue permanente

(adapté de MOE, 2003, UDFCD, 2005; Vermont, 2002; MPCA, 2005), Calgary, 2011.

Paramètre ou élément de conception	Objectif pour la conception	Critère minimal	Critère recommandé
Superficie du bassin versant tributaire	Dimensions minimales des ouvrages de contrôle à la sortie	5 ha	≥ 10 ha
Volume de la retenue variable	Fournir un certain pourcentage d'enlèvement des polluants	Une fois le volume calculé pour le contrôle qualitatif	Une fois le volume calculé pour le contrôle qualitatif
Volume de la retenue permanente	Fournir un certain pourcentage d'enlèvement des polluants	Une fois le volume calculé pour le contrôle qualitatif	Volume de la retenue permanente augmenté pour tenir compte de l'épaisseur de glace anticipée et de l'espace occupé par l'accumulation de sédiments
Durée de la retenue prolongée	Décantation des matières en suspension	24 h	48 h
Cellule à l'entrée	Prétraitement	Profondeur min. : 1 m Conçue pour ne pas produire des vitesses favorisant l'érosion à la sortie de la cellule Surface maximale : 33 % de la retenue permanente	Profondeur min. : 1,5 m Volume maximum : 20 % de la retenue permanente
Ratio longueur/largeur	Maximiser le parcours de l'écoulement et minimiser le potentiel de court-circuitage	3 :1 (peut être accompli par des bermes ou autres moyens) Pour la cellule de prétraitement : minimum 2 :1	De 4 :1 à 5 :1
Profondeur de la retenue permanente	Minimiser la remise en suspension, mauvaises conditions pour l'eau Sécurité	Profondeur max. : 3 m Profondeur moy. : 1 - 2 m	Profondeur max. : 2,5 m Profondeur moy. : 1 - 2 m
Profondeur de la retenue variable	Contrôle des débits	Qualité et érosion : max. 1,5 m Total (incluant les débits plus rares) 2 m	Qualité et érosion : max. 1 m Profondeur moy. : 1 - 2 m
Pentes latérales	Sécurité Maximiser la fonctionnalité du bassin	5 :1 pour 3 m de chaque côté de la retenue permanente Maximum 3 :1 ailleurs	7 :1 près du niveau d'eau normal avec l'utilisation de marches de 0,3 m 4 :1 ailleurs
Entrée	Éviter blocage ou gel	Minimum : 450 mm Pente > 1 % Si submergée, le dessus de la conduite devrait être 150 mm sous le niveau maximal de la glace	Pente de la conduite > 1 %
Sortie	Éviter blocage ou gel	Minimum : 450 mm pour conduite de sortie Conduite à pente inversée comme ouvrage de sortie devrait avoir un diamètre minimum de 150 mm Pente > 1 % Si un contrôle par orifice est utilisé, diam. Minimum de 75 mm (à moins d'être protégé)	Pente de la conduite > 1 % Diamètre minimal d'un orifice de contrôle : 100 mm
Accès pour la maintenance	Accès pour camion ou petite rétrocaveuse	Soumis à l'approbation des Travaux Publics	Prévoir un mécanisme pour vider au besoin les cellules à l'entrée ou à la sortie

La longueur de la cellule devrait être la plus grande valeur entre les 2 équations suivantes (MOE, 2003) :

$$\text{Dist} = \sqrt{\frac{r\,Q_p}{V_s}} \qquad \text{ou} \qquad \text{Dist} = \frac{8\,Q}{d\,V_r}$$

Où Dist = la longueur de la cellule (m)

r = ratio longueur/largeur

Q_p = Débit de pointe à la sortie du bassin pour la pluie de conception pour le contrôle qualitatif

Q = Débit de pointe correspondant à la capacité de la conduite d'entrée

V_s = vitesse de décantation (qui dépend de la dimension des particules – une vitesse de 0,0003 m/s est recommandée (MOE, 2003)

d = profondeur de la retenue permanente dans la cellule (dans la partie la plus profonde)

V_f = vitesse désirée dans la cellule (m/s) – objectif : inférieure à 0,5 m/s

La première équation tient compte du mécanisme de décantation alors que la deuxième établit la longueur nécessaire pour ralentir un jet arrivant dans la cellule. Le débit pour le contrôle de la qualité devrait être établi avec la pluie de conception appropriée, ou encore avec la méthode rationnelle en utilisant l'intensité de pluie établie avec l'équation suivante (MOE, 2003) :

$$I = 43\,C + 5{,}9$$

Où I est l'intensité de pluie (mm/h) et C est le coefficient de ruissellement de la méthode rationnelle.

La largeur de la cellule dans la partie la plus profonde devrait être établie avec l'équation suivante (MOE, 2003) :

$$\text{Largeur} = \text{Dist}/8$$

Généralement, la largeur devrait faire en sorte que le ratio longueur/largeur soit supérieur à 2 :1 (MOE, 2003).

Le volume d'eau retenue en permanence devrait également correspondre à un certain pourcentage du volume pour le contrôle de la qualité (3-5 %; UDFCD, 2005)) ou encore, être établi en fonction de la superficie imperméable du bassin tributaire (environ 6,25 mm par ha; Georgia, 2000).

Le fond de la cellule devrait être en béton ou avec un autre type de matériau relativement lisse et résistant, de façon à faciliter l'enlèvement des sédiments (UDFCD, 2005).

Les conduites installées dans la berme devraient par ailleurs avoir leur radier au moins 0,6 m au-dessus du fond de la cellule (MOE, 2003). Si la berme est submergée (ce qui est recommandé pour ne pas inciter les personnes à y accéder), le dessus devrait être de 150 à 300 mm sous le niveau de la retenue permanente (MOE, 2003).

Ratio longueur/largeur

Idéalement, le ratio longueur/largeur devrait être le plus long possible et l'entrée du bassin devrait être en principe le plus loin possible de la sortie. L'utilisation de bermes, produisant un parcours sinueux, peut aider à allonger le temps de parcours.

Profondeur

La profondeur d'eau moyenne pour la retenue permanente devrait être de 1 à 2 m (MOE, 2003), avec un maximum de 3 m incluant tous les volumes de stockage. La hauteur maximale pour la tranche au-dessus de la retenue permanente devrait par ailleurs être limitée à 2 m.

Pentes latérales

Les pentes latérales d'un bassin sec sont en général moins critiques que pour un bassin avec retenue permanente mais, comme l'eau pourra rester pour une période de 24 à 48 h avant une vidange complète, les pentes devraient être idéalement de 4 :1 ou plus douces si possible.

Entrée

On devra de façon générale limiter le nombre d'entrées au bassin pour minimiser surtout l'entretien. Une protection adéquate devra toujours être prévue pour minimiser l'érosion (voir section sur les éléments communs aux différents types de bassins).

Sortie

Il y a plusieurs types de mécanismes de contrôle et d'aménagement possibles à la sortie d'un bassin avec retenue permanente. Généralement, les ouvrages devraient être localisés dans la digue et dans une chambre pour faciliter l'accès et les activités d'entretien. Un système avec conduite à pente inversée peut être utilisé pour acheminer l'eau dans une chambre, où les différents mécanismes de contrôle pour comprendre une conduite perforée installée verticalement ou un petit orifice dans un mur pour le contrôle des plus petits débits (qualité et érosion) et d'autres orifices et déversoir pour le contrôle des débits plus importants (10 ans et 100 ans). Un déversoir d'urgence devrait toujours être prévu au cas où il y aurait

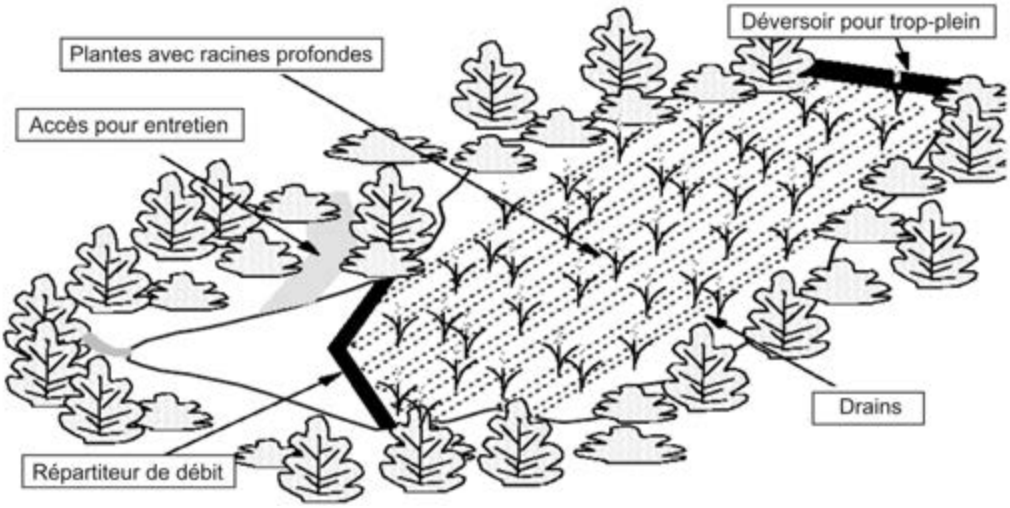


Figure 11.85 Configuration typique d'un bassin d'infiltration (adapté de MOE, 2003).

colmatage des autres orifices. La conduite de sortie de la chambre devrait par ailleurs être de dimensions suffisantes pour accepter les débits maximaux (typiquement 1 dans 100 ans en tenant compte du laminage dans le bassin).

Revanche

Une revanche minimale de 300 mm devrait être prévue entre le niveau maximal de conception et le niveau de débordement du bassin. Un déversoir d'urgence doit également être prévu et on devra évaluer au besoin les conséquences d'un débordement pour les secteurs environnants.

Prot*ection pour l'*érosion

Cette protection est importante à prévoir, tant à l'entrée qu'à la sortie du bassin de rétention. Des mécanismes de diffusion pour diminuer l'énergie du courant, comme des bassins ou des bermes particulières, peuvent être employés. La grosseur de l'enrochement à prévoir dépend des vitesses attendues pour les conditions de design.

Étanch*éisation du fo*nd

Si les analyses géotechniques indiquent que c'est nécessaire, le fond devra être rendu imperméable à l'aide d'une couche d'argile ou avec une membrane spécifique (MPCA, 2005; Washington, 2005).

Plantations

Une stratégie de plantations relativement élaborée est nécessaire pour un bassin avec retenue permanente pour fournir des bénéfices pour l'ombrage, l'esthétisme, la sécurité, les habitats et l'enlèvement des polluants.

La section 11.7.2 donne des suggestions et recommandations pour les plantations les plus appropriées pour ces différentes zones.

Opé*ration en conditions hiv*ernales

Pour tenir compte de la glace, il est recommandé que le volume de la retenue permanente soit augmenté par une valeur équivalente au volume occupé par le couvert de glace (MOE, 2003). Le diamètre de la conduite d'entrée devrait être au minimum de 450 mm, avec une pente minimum de 1 % si possible. L'entrée ne devrait pas être submergée ou, si c'est impossible, le dessus de la conduite devrait être au moins 150 mm plus bas que le dessous de la glace. Le diamètre minimum de la conduite de sortie (à pente inversée) devrait être de 150 mm, en tenant compte également d'un dégagement minimum de 150 mm pour la glace.

Pour les volumes printaniers avec une charge plus élevée de polluants, certains guides ont suggéré l'utilisation d'une approche de gestion adaptée aux différentes saisons (MPCA, 2005; Vermont, 2002), en ajustant les degrés de contrôle à la sortie (en évitant par exemple la relâche des débits printaniers et en la faisant graduellement pour mieux diluer les rejets). Le guide du Minnesota (MPCA, 2005) fournit une discussion approfondie de ce type de gestion.

11.7.5 Bassin d'infiltration

Description

Un bassin d'infiltration est conçu pour stocker le volume de ruissellement et l'infiltrer sur une période de plusieurs heures. Ce type de système, qui doit être construit dans des sols hautement perméables, a été très peu utilisé au Québec ou ailleurs au Canada jusqu'à maintenant (MOE, 2003). Certains pays (Barraud *et al.*, 2006) ou états américains (Washington, 2005; Maryland, 2000) ont toutefois eu l'occasion d'utiliser ce système et de proposer certaines recommandations quant à leur conception. Le prétraitement, en utilisant des séparateurs, des fossés, des bassins de sédimentation ou des bandes filtrantes, est un élément essentiel de la conception pour assurer une durée de vie acceptable.

Applicabilité

Ce type de système n'est pas applicable à des secteurs pouvant apporter une grande quantité de sédiments et lorsqu'une contamination de la nappe phréatique est possible (zones sensibles). Les sols en place doivent avoir un très bon taux de percolation (> 60 mm/h; MOE, 2003), avec les conditions usuelles pour des pratiques fonctionnant par infiltration (nappe phréatique ou roc à au moins 1 m sous le lit du bassin d'infiltration).

Tableau 11.19

Résumé des critères de conception – bassin d'infiltration (adapté de MOE, 2003).

Paramètre ou élément de conception	Objectif pour la conception	Critère minimal
Superficie du bassin versant tributaire	Infiltration	5 ha
Volume pour le contrôle de la qualité	Fournir un certain pourcentage d'enlèvement des polluants	Événement de conception pour la qualité
Taux de percolation	Infiltration	> 60 mm/h
Profondeur de la nappe phréatique	Infiltration	> 1 m
Profondeur du roc	Infiltration	> 1 m
Ratio longueur/largeur	Disperser le débit	3 :1 recommandé
Profondeur de stockage	Prévenir la compaction	< 600 mm
Prétraitement	Longévité Protection de la nappe phréatique	Requis Prévoir une redondance des mécanismes de prétraitement
Bypass	Opération hiver/printemps	Requis
Accès pour la maintenance	Accès pour équipement léger	Soumis à l'approbation des Travaux Publics
Plan d'aménagement paysager	Favoriser l'infiltration Augmenter la porosité	Gazon, herbes, légumes avec des racines profondes

Avantages

- Réduit le volume de ruissellement;
- Peut être très efficace pour enlever les sédiments fins, les métaux, les nutriments, les bactéries et les substances organiques;
- Réduit les surcharge en aval et contribue à contrôler l'érosion dans les cours d'eau;
- Réduit les dimensions et les coûts des infrastructures en aval;
- Contribue à la recharge de la nappe;
- Approprié pour de petits sites (superficie inférieure à 1 ha).

Limitations

- Peut mal fonctionner à cause d'une conception, d'une construction ou d'un entretien déficient, en particulier si un prétraitement approprié n'est pas incorporé à la conception;
- Dépendant des conditions de sols, de l'occupation du sol dans le bassin versant et de la profondeur de la nappe phréatique, un risque de contamination peut exister;
- Non approprié pour des sites industriels ou commerciaux où la relâche de quantités importantes de sédiments ou de polluants est possible;
- Susceptible au colmatage, ce qui implique un suivi plus rigoureux et un entretien fréquent;
- Requiert une surface plane relativement grande;
- Requiert des inspections fréquentes et un bon entretien.

Principes et critères de conception

Certaines références fournissent une discussion détaillée des éléments de conception pour ce type de système (MOE, 2003; Barr, 2001; Washington, 2005, Barraud *et al.*, 2006; CIRIA, 1996) et on pourra les consulter au besoin. Le tableau 11.19 donne les principales recommandations tirées du guide de l'Ontario (MOE, 2003).

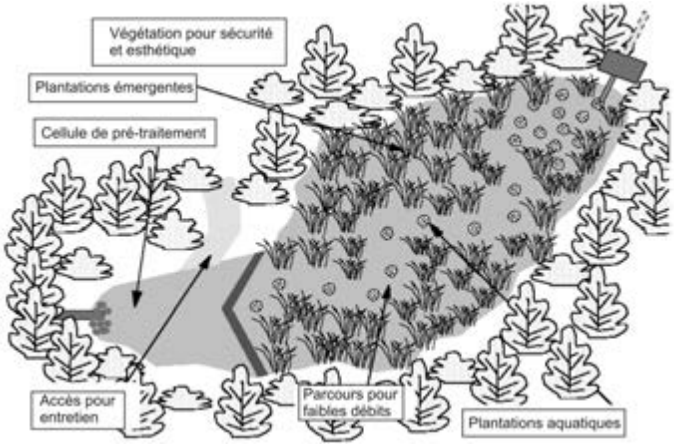
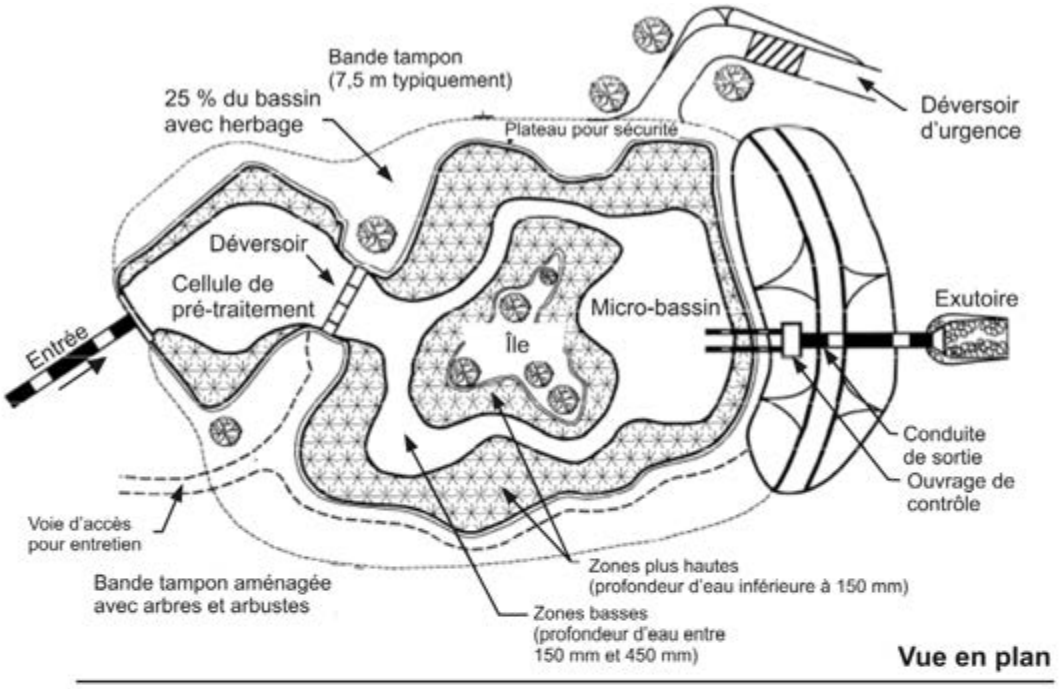


Figure 11.86 Configuration typique d'un marais artificiel (adapté de MOE, 2003).

Figure 11.87 Aménagement d'un marais artificiel.



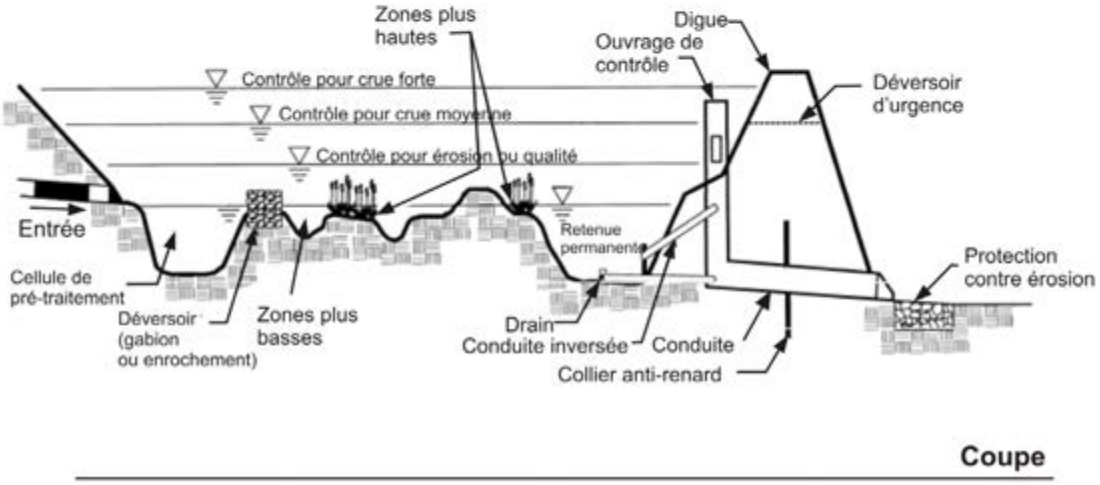


Figure 11.88 Éléments de conception d'un marais artificiel (adapté de Vermont, 2002).

11.7.6 Marais artificiels

Description générale

Les marais artificiels sont des systèmes conçus pour maximiser l'enlèvement des polluants par l'intermédiaire de plusieurs mécanismes (Minton, 2005; Barr, 2001) dont plusieurs sont associés à la présence de plantes. Ces marais stockent temporairement l'eau dans des zones de faibles profondeurs qui supportent les conditions favorables à la croissance de plantes spécifiques. La conception de marais est soumise à un certain nombre de contraintes, incluant les types de sols, la profondeur de la nappe phréatique, la superficie du bassin tributaire ainsi que la superficie de terrain disponible. Des investigations relativement poussées concernant ces différents paramètres sont donc nécessaires pour établir les caractéristiques d'un tel système (Schueler, 1992; MPCA, 2005; Barr, 2001; MOE, 2003; Washington, 2005; Wong *et al.*, 2006; UDFCD, 2005). Les figures 11.86 et 11.87 montrent respectivement un schéma type et un aménagement d'un marais artificiel.

Avantages

- Contribue à améliorer la qualité des eaux en aval;
- Décantation des polluants ;
- Réduction des substances organiques et des bactéries dans le ruissellement urbain;
- Réduction de la pollution par l'action des plantes;
- Réduction des débits de pointe;
- Améliore la diversité de la végétation et des habitats;
- Valeur esthétique;
- Coûts d'entretien relativement bas.

Tableau 11.20

Résumé des critères de conception – marais artificiel (adapté de MOE, 2003).

Paramètre ou élément de conception	Objectif pour la conception	Critère minimal
Superficie du bassin versant tributaire	Soutenir la végétation; apport d'eau soutenu	5 ha 10 ha préférable
Volume pour le contrôle de la qualité	Fournir un certain pourcentage d'enlèvement des polluants	Événement de conception pour la qualité
Durée de la retenue prolongée	Décantation des matières en suspension	24 h (12 h si en conflit avec le critère d'orifice minimum)
Cellule à l'entrée	Prétraitement	Profondeur min. : 1 m Conçue pour ne pas produire des vitesses favorisant l'érosion à la sortie de la cellule Surface maximale : 20 % de la retenue permanente
Ratio longueur/largeur	Maximiser le parcours de l'écoulement et minimiser le potentiel de court-circuitage	3 :1 (peut être accompli par des bermes ou autres moyens) Pour la cellule de 11.5.10 : minimum 2 :1
Profondeur de la retenue permanente	Besoins pour la végétation, décantation rapide	La profondeur moyenne devrait être entre 150 mm et 300 mm
Profondeur de la retenue variable	Contrôle des débits Maintenir la végétation	Maximum 1 m pour des événements de période de retour inférieure à 10 ans
Pentes latérales	Sécurité Maximiser la fonctionnalité du bassin	5 :1 pour 3 m de chaque côté de la retenue permanente Maximum 3 :1 ailleurs
Entrée	Éviter blocage ou gel	Minimum : 450 mm Pente > 1 % Si submergée, le dessus de la conduite devrait être 150 mm sous le niveau maximal de la glace
Sortie	Éviter blocage ou gel	Minimum : 450 mm pour conduite de sortie Conduite à pente inversée comme ouvrage de sortie devrait avoir un diamètre minimum de 150 mm Pente > 1 % Si un contrôle par orifice est utilisé, diam. Minimum de 75 mm (à moins d'être protégé); min. de 100 mm préférable
Accès pour la maintenance	Accès pour camion ou petite rétrocaveuse	Soumis à l'approbation des Travaux Publics

Figure 11.89 Aménagement d'un filtre à sable de surface.

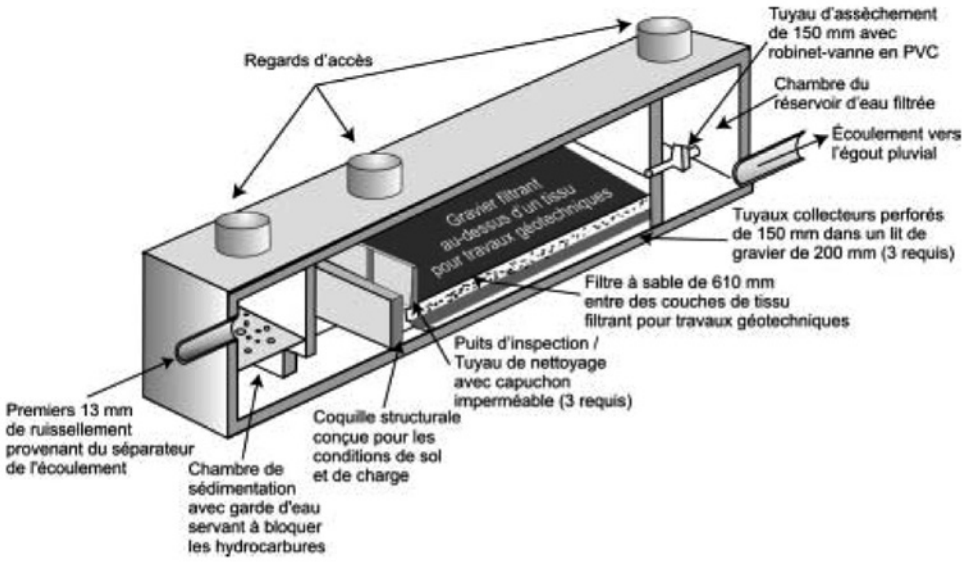


Figure 11.90 Éléments de conception filtre à sable souterrain (INFRAGuide, 2005).

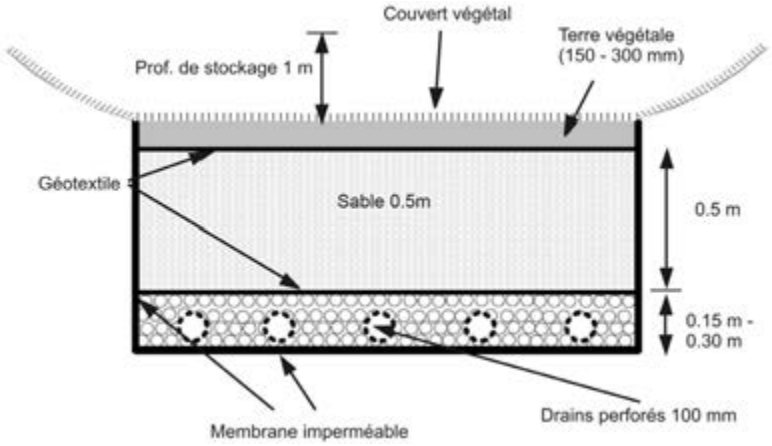


Figure 11.91 Filtre à sable de surface (adapté de MOE, 2003).

Tableau 11.21

Résumé des critères de conception – filtre à sable (adapté de MOE, 2003).

Paramètre ou élément de conception	Objectif pour la conception	Critère minimal	Critère recommandé
Superficie du bassin versant tributaire		5 ha	
Volume pour le contrôle de la qualité	Fournir un certain pourcentage d'enlèvement des polluants	Événement de conception pour la qualité	
Prétraitement	Longévité	Prétraitement avec chambre de sédimentation ou cellule, bande filtrante, noue ou séparateur	Volume de la chambre de sédimentation : Winter by-pass : 25 % du volume pour le contrôle de la qualité Opération hivernale : 50 % du volume pour le contrôle de la qualité
Stockage	Protéger la végétation	organiques : 0,5 m Filtre en surface et avec biorétention: 0,15 m	
Profondeur du substrat filtrant	Filtration	Sable : 0,5 m Organique : 0,15 – 0,3 m terre organique 0,1 m mélange terre/sable 0,5 m sable Biorétention 1,0 – 1,2 m de substrat pour plantations	
Drain	Évacuation des débits	Conduites perforées de 100 mm minimum enrobées de 150 mm à 300 mm de gravier 50 mm	Pour conditions hivernales : Conduites perforées de 200 mm minimum enrobées de 300 mm de gravier 50 mm

Limitations

- Relâche de nutriments à l'automne;
- Peut être difficile de maintenir la végétation sous plusieurs conditions de débits;
- Certaines espèces d'oiseaux ou d'animaux peuvent devenir indésirables;
- Peut devenir un puits de chaleur, relâchant des eaux chaudes;
- Dépendant du design, peut nécessiter une surface plus grande que d'autres types de PGO;
- L'efficacité pour l'enlèvement des polluants peut être moindre avant que la végétation soit adéquatement établie;
- Coûts de construction relativement plus élevés en comparaison à d'autres PGO.

Principes et critères de conception

La figure 11.88 montre une configuration typique d'un marais artificiel (plusieurs variantes sont décrites dans la littérature (Vermont, 2002; Schueler, 1992; Barr, 2001; MPCA, 2005; UDFCD, 2005)). Le tableau 11.20 résume les principales recommandations quant à la conception.

11.7.7 Filtre à sable

Description générale

Bien qu'utilisés depuis quelques années aux États-Unis, les filtres à sable n'ont pas été jusqu'à maintenant utilisés au Québec. Ils peuvent être construits en surface ou sous la surface du sol et sont généralement applicables pour de petites surfaces tributaires (inférieure à 5 ha; MOE, 2003). Ils sont utilisés spécifiquement pour le contrôle qualitatif.

Les figures 11.89 et 11.90 montrent respectivement un aménagement ainsi que les éléments typiques de conception.

Il existe plusieurs types de filtre à sable (MOE, 2003; MDE, 2000), incluant :

- Filtre à sable de surface;
- Filtre organique;
- Filtre à sable souterrain;
- Filtre à sable au périmètre;
- Filtre avec biorétention.

Les filtres à sable en surface (figure 11.91) et souterrain sont les plus communs.

Principes et critères de conception

Le tableau 11.21 fournit un résumé des principaux critères de conception pour un filtre à sable.

RÉFÉRENCES

AEP (Alberta Environmental Protection), 1999. *Stormwater Management Guidelines for the Province of Alberta*, Edmonton (Alberta).

ASCE/EWRI, 2001. *Guide for Best Management Practice (BMP) Selection in Urban Developed Areas*, comité de travail chargé d'évaluer les pratiques de gestion optimales du Urban Water Infrastructure Management Committee, ASCE, (Virginie) É.-U.

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

Barr Engineering, 2001. *Minnesota Urban Small Sites BMP Manual/ Stormwater Best Management Practices for Cold Climates*, rédigé pour le Metropolitan Council, ville de Minneapolis (Minnesota) É.-U.

Camp Dresser McKee, 1993. *California Stormwater Best Management Practice Handbooks*, Caltrans (Californie) É.-U.

CIRIA, 1996. *Infiltration Drainage, Manual of Good Practice*, Rapport 156, Londres.

Colombie-Britannique, , 2002. Ministry of Water, Lands and Air Protection : *Stormwater Planning: A Guidebook for British Columbia*,Victoria (Colombie- Britannique).

CWP (Center for Watershed Protection), 1997. *Stormwater BMP Design Supplement of Cold Climates*, Ellicott City (Maryland). À télécharger sur le site Web www.cwp.org.

EPA (United States Environmental Protection Agency), 1983. *Results of the Nationwide Urban Runoff Program: Volume 1 – Final Report*, Water Planning Division, Washington (D.C.), publication no 83–185552 de la NTIS (Nota. – On peut se procurer un résumé du rapport en s'adressant à l'EPA : publication n° EPA-841-S-83-109.).

EPA (United States Environmental Protection Agency), 1993. *Handbook Urban Runoff Pollution Prevention and Control Planning*, EPA 625-R-93-004, Washington (D.C.).

_____, 1999. *Preliminary Data Summary of Urban Storm Water Best Management Practices*, EPA-821-R-99-012, Office of Water, EPA, Washington (D.C.).

_____, 2002. http://www.epa.gov/npdes/menuofbmps/menu.htm.

GVRD (Greater Vancouver Regional District), (2005). *Stormwater Source Controls Design Guidelines*. Vancouver (Colombie-Britannique).

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

_____, 1999b. « Appendix A – Construction Site Erosion and Sediment Control Guide », *Best Management Practices Guide for Stormwater*, Vancouver (C.-B.).

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

———, 2004. Règle de l'art en matière d'eaux pluviales et eaux usées : *Planification de la gestion des eaux pluviales*, Un partenariat du Conseil national de recherches Canada et de la Fédération canadienne des municipalités, Ottawa, Ontario.

Horner, R.R., J.J. Skupien, E.H. Livingston et E.H. Shaver, 1994. *Fundamentals of Urban Runoff Management: Technical and Institutional Issue*, Terrene Institute et U.S. Environmental Protection Agency, Washington (D.C.).

Jaska, K., 2000. *Stormwater Management and Drainage Manual*, ville de Calgary (Alberta).

Li, J., R. Orlando et T. Hogenbirk, 1998. « *Environmental Road and Lot Drainage Designs: Alternatives to the Curb-Gutter-Sewer System*. » Revue canadienne de génie civil, n° 25.

Maksimovic, C. (ed.), 2000. *Urban Drainage in Cold Climates*, IHP-V, documents techniques en hydrologie, n° 40, vol. II, UNESCO, Paris.

Marsalek, J. et coll. (eds), 2001. *Advances in Urban Stormwater and Agricultural Runoff Source Controls*, 1-15, compte rendu du Advanced Research Workshop on Source Control Measures for Stormwater Runoff de l'OTAN, St-Marienthal-Ostritz, Allemagne, publications universitaires Kluwer. Consulter le site http://www.nato.int/science.

Mays, L. W. (Éditeur), 2000. *Stormwater Collection Systems Design Handbook*, McGraw-Hill, New York (New York) É.-U.

MDE (Maryland Department of the Environment), 2000. *Maryland Stormwater Design Manual*, volumes I et II, rédigé pour le Center for Watershed Protection, Baltimore (Maryland) É.-U.

MOE (Ministère de l'environnement de l'Ontario), 1994. *Stormwater Management Practices/Planning and Design Manual*, Ministère de l'Environnement de l'Ontario, Toronto (Ontario).

___ , 2003. *Stormwater Management Planning and Design Manual*, Ministère de l'Environnement de l'Ontario, Toronto (Ontario).

MPCA (Minnesota Pollution Control Agency), 2000. *Protecting*

Water Quality in Urban Areas: Best Management Practices for Minnesota, St. Paul (Minnesota) É.-U.

New Jersey Department of Environmental Protection, 2004. *New Jersey Stormwater Best Management Practices Manual*, (New Jersey) É.-U.

NVPDC, 1996. *Nonstructural Urban BMP Handbook: A Guide to Nonpoint Source Pollution Prevention and Control Through Nonstructural Measures*, Annandale (Virginia) É.-U.

NYDEC (New York Department of Environmental Conservation), 2001. *Stormwater Management Design Manual*, rédigé pour le Center for Watershed Protection, New York (New York) É.-U.

Prince George's County, 1999a. *Low Impact Development Hydrologic Analysis*, (Maryland), É.-U.

_____, 1999b. *Low Impact Development Design Strategies – An Integrated Approach*, (Maryland) É.-U.

Rivard, G., et P. Dupuis, 1999. *Criteria for Surface On-Site Detention Systems: A Reality Check*, Eighth International Conference on Urban Storm Drainage, Sydney, Australie.

Schueler, T., 1987. *Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs*, Metropolitan Washington Council of Governments, Washington (D.C.)

Seattle (Ville de), 2000. *Source Control Technical Requirements Manual*, Seattle Public Utilities, Seattle (Washington) É.-U.

Terrene Institute, 1990. *Urban Targeting and BMP Selection*, Washington (D.C.)

Terrene Institute, 1996. *A Watershed Approach to Urban Runoff: Handbook for Decisionmakers*, Terrene Institute et US EPA, Washington (D.C.)

TRCA (Office de conservation ce la lature de Toronto et de ses environs) et MOE (Ministère de l'environnement de l'Ontario), 2001. *Stormwater Pollution Prevention Handbook*, rédigé par Totten Sims Hubicki Associates, Donald Weatherbe Associates et Elizabeth Leedham, Toronto (Ontario).

UDFCD (Urban Drainage and Flood Control District), 2005. *Urban Storm Drainage Criteria Manual, Volume 3 – Best Management Practices*, Urban Drainage and Flood Control District, Denver (Colorado) É.-U.

Urbonas, B. R., et L.A. Roesner, 1993. « *Hydrologic Design for Urban Drainage and Flood Control », Handbook of Hydrology*, publié par D.R. Maidment, New York : McGraw-Hill, p. 28-1-28-52.

Vermont Agency of Natural Resources, 2002. *Vermont Stormwater Management Manual*, rédigé par le Center for Watershed Protection, (Vermont) É.-U.

Washington State Department of Ecology, 2005. *Stormwater Management Manual for Western Washington*, (Washington) É.-U.

YOUNG, K.G. et coll., 1996. *Evaluation and Management of Highway Runoff Water Quality*, publication no FHWA-PD-96-032, Federal Highway Administration, Washington (D.C.).

CONSIDÉRATIONS D'OPÉRATION, D'ENTRETIEN ET DE SUIVI

CHAPITRE 12

12.1 INTRODUCTION – IMPORTANCE DE L'ENTRETIEN

Ce chapitre traite des éléments d'opération et d'entretien pour les différentes PGO. L'entretien adéquat des ouvrages mis en place pour la gestion des eaux pluviales est un élément essentiel à prendre en compte lors de leur conception. Une des principales raisons permettant d'expliquer une mauvaise performance d'une PGO est souvent le manque d'entretien et on doit non seulement considérer lors de la conception différents éléments qui rendront plus facile cet entretien mais aussi mettre en place un programme à plus long terme pour assurer la pérennité et le bon fonctionnement des ouvrages.

Les activités d'entretien sont particulièrement importantes pour des ouvrages destinés au contrôle qualitatif, puisque plusieurs polluants comme les métaux lourds, les bactéries ou les nutriments adhèrent aux sédiments. La conception de plusieurs PGO reposant sur des principes de décantation et de sédimentation, il devient donc primordial de prévoir des mécanismes d'enlèvement de ces sédiments. Historiquement, avec seulement des bassins de rétention dont la principale fonction était le contrôle des débits pour des événements rares, il était assumé que les activités d'entretien étaient minimales puisque ces ouvrages devaient normalement fonctionner pratiquement sans intervention. Avec la mise en place d'ouvrages pour contrôler la qualité, on doit modifier l'approche générale, et le niveau d'entretien et de suivi deviendra un élément essentiel à intégrer dans les activités de la ville.

Pour faciliter l'entretien et le suivi, il est recommandable de préparer un rapport d'entretien annuel. Le rapport devrait en principe fournir les informations suivantes :

- Observations lors de l'inspection :
  - Opération hydraulique de l'ouvrage (temps de résidence, évidence de débordements)
  - Condition de la végétation dans et autour de l'ouvrage
  - Obstructions de l'entrée et de la sortie
  - Évidence de contamination
  - Accumulation de débris
- Profondeurs de sédiments mesurées (lorsque pertinent)
- Résultats du monitoring, si des mesures de débit ou de la qualité ont été réalisées
- Activités d'opération et d'entretien complétées
- Recommandations pour le programme d'inspection de l'année suivante.

12.2 ENTRETIEN ET OPÉRATION CONVENTIONNELS

La plupart des composantes dans un réseau de drainage peuvent être exposées à des problèmes d'érosion, de colmatage ou d'affaissement. Un entretien minimal est requis pour pouvoir préserver la capacité hydraulique qui est attendue à l'intérieur du système. Les activités peuvent être catégorisées selon qu'elles seront préventives ou correctives.

12.2.1 Entretien préventif

L'entretien préventif comprend l'inspection périodique du système, le suivi, l'entretien régulier ainsi que l'analyse des données relativement aux plaintes et problèmes qui ont été rapportés.

Les inspections de routine doivent porter sur toutes les composantes des réseaux, incluant un nettoyage périodique des puisards et un nettoyage des rues. Les besoins

additionnels en inspection doivent être documentés et l'information pertinente doit être colligée et transmise au besoin aux services concernés pour d'autres types d'intervention. La fréquence des inspections devrait être spécifique pour chaque type de composante et pourra varier en fonction des problèmes historiques de maintenance, de l'âge du système et d'autres paramètres opérationnels comme la qualité des eaux de ruissellement et la nature des PGO. Les activités d'inspection régulière devraient normalement inclure les activités suivantes :

- Nettoyage des rues
- L'enlèvement des débris et sédiments dans les puisards
- La supervision des raccordements
- Nettoyage des exutoires et des ponceaux
- Inspection des conditions physiques des conduites et regards (visuellement ou, au besoin, par caméra)
- Réparation ou remplacement des conduites endommagées, des regards, des puisards et autres composantes

La mise en place et le maintien d'un registre d'entretien sont essentiels pour bien suivre les activités d'entretien. Les données pour chaque composante du système doivent être maintenues à jour, en incluant idéalement :

- La date de construction des réseaux (avec possiblement le nom du concepteur et de l'entrepreneur)
- Le type, les dimensions et la forme des conduites
- La surface desservie et l'occupation du sol
- Les regards et les puisards (localisation, types et radiers (pour regards))
- Les inspections (date, méthodes, localisation et résultats)
- Les plaintes rapportées (localisation, nature, date, temps, caractéristiques des précipitations ayant entraîné les plaintes)
- Réparation et remplacements effectués

La base de données devrait dans la mesure du possible être établie à partir des plans des ouvrages « tels que construit » (plans et profils) et on pourra dans certains cas qualifier les données en conséquence, selon leur origine (une élévation de radier prise sur un plan des ouvrages tels que construit ou suite à un relevé spécifique étant plus fiable qu'une élévation prise sur un ancien plan et non vérifiée sur le terrain). Plusieurs options pour la gestion de ces informations sont possibles pour une municipalité, allant d'un accès codifié à des plans imprimés ou d'un système informatique de gestion jusqu'à des systèmes d'information géographique (SIG) complets qui intègrent les données sur le système et la représentation spatiale de ces informations. Un SIG peut typiquement inclure plusieurs autres types de données (système d'égout sanitaire, aqueduc, routes, etc.) et constitue l'approche la plus avancée et la plus efficace. Pour certaines municipalités de plus petite envergure, toutefois, la mise en place et surtout le maintien à jour d'un SIG peuvent devenir très laborieux et dispendieux.

12.2.2 Entretien correctif

L'entretien correctif n'est pas habituellement prévisible et devient nécessaire dans des situations d'urgence. Il s'agit d'interventions qui requièrent une attention immédiate, comme un bris de conduite ou des entrées de ponceaux colmatées. Ces actions doivent être prises pour réduire le potentiel d'inondation et limiter les dommages, pour prévenir des blessures ou protéger les milieux récepteurs. Certains facteurs de risque peuvent cependant être identifiés et minimisés. On peut penser, par exemple, dans le cas de colmatage de ponceaux à des facteurs physiques territoriaux qui accroissent le risque de colmatage d'un ponceau par embâcle de débris lors d'une forte crue : berges en état d'érosion plus ou moins avancé, présence d'arbustes et d'arbres en position précaire, débris et objets jonchant la plaine inondable et susceptibles d'être déplacés lors d'une crue. Ce genre de considérations peuvent être intégrées au plan directeur de gestion des eaux pluviales comme faisant partie de ce que l'on pourrait appeler une analyse du risque fonctionnel du bassin versant et de ses réseaux d'écoulement, naturels et artificiels.

12.2.3 Responsabilité de l'entretien

Il est essentiel de s'assurer que les responsabilités quant à l'opération et l'entretien sont clairement définies par les différents intervenants. Pour des ouvrages desservant un secteur, l'entretien demeure la responsabilité du promoteur pendant la période de construction jusqu'à ce que les ouvrages soient cédés à la municipalité, qui assumera généralement par la suite cette responsabilité. L'entente sur le partage des responsabilités d'entretien et de maintien dans un bon état des aménagements revêt d'ailleurs une importance capitale lorsque la gestion des eaux pluviales sur le territoire a été planifiée sous forme de filière de traitement, incluant une chaîne d'interventions et d'aménagement allant du local vers le régional. En effet, les PGO

qui sont situées sur les lots privés relèvent en principe de la responsabilité du propriétaire. Dans la plupart des cas, la municipalité exige un accord qui spécifie le programme d'entretien requis et qui donne à la municipalité le droit d'accéder au besoin à la propriété privée et de procéder aux activités d'entretien. **Une stratégie claire pour l'entretien et le suivi pourra donc contribuer à maintenir en bon état de fonctionnement les divers éléments de contrôle et pourra également limiter les responsabilités et les coûts additionnels**.

12.3 ACTIVITÉS GÉNÉRALES D'ENTRETIEN

Plusieurs facteurs influencent les taux d'accumulation des sédiments et les exigences d'entretien : le type de PGO, l'occupation du sol des aires tributaires, le développement en amont et la faune. Le tableau 12.1 décrit les activités générales d'entretien qui sont associées aux différents types de PGO. Plus de détails spécifiques pour certaines PGO comme les bassins de rétention, les PGO avec infiltration ou les équipements spécifiques pour l'enlèvement des sédiments et des huiles et graisses sont discutés respectivement aux sections 12.4, 12.5 et 12.6. Les considérations pour l'enlèvement des sédiments, un élément essentiel à prendre en compte pour plusieurs PGO, sont par ailleurs abordées à la section 12.7. La section 12.8 fournit une discussion de l'entretien pour les conditions hivernales.

12.3.1 Inspections

L'objectif des inspections est d'établir quelles sont les activités d'entretien qui sont nécessaires. Durant au moins les deux premières années d'opération d'un système, les inspections devraient normalement se faire après chaque pluie d'importance pour s'assurer que le fonctionnement est adéquat (en moyenne de 4 à 5 inspections par année).

Tableau 12.1

Activités pour l'opération et l'entretien des pratiques de gestion optimales (PGO).

Point	Activité	Type de pratique											
		Bassin avec retenue permanente	Marais	Bassin sec	Bassin d'infiltration	Tranchée d'infiltration	Bande filtrante	Conduite surdimensionnée	Filtres	Séparateur huile/ sédiments	Puits d'infiltration	Conduite perforée	Fossé engazonné
1	Inspection	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
2	Coupe de gazon	□	□										
3	Contrôle des mauvaises herbes								□				
4	Plantation à l'extérieur des zones riveraines	□	□	□	□	□	□		□				
5	Plantation spécifique (zones riveraines et plantes aquatiques)	□	□										
6	Enlèvement des sédiments	■	■	■	■	■	■		■	■		■**	■
7	Ajustement de la vanne de sortie	□	□	□									
8	Nettoyage / remplacement du filtre										■		
9	Nettoyage conduite perforée											■	
10	Nettoyage – puisard ou séparateur huile/sédiments									■*		■	
11	Fermeture de l'entrée pour l'hiver				■****	■****			■****			■****	
12	Enlèvement des débris	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■***	■	■

■ Normalement requis □ Peut être requis

* Enlèvement des débris compris dans l'enlèvement des sédiments
** Enlèvement des sédiments compris dans le nettoyage des puisards
*** Enlèvement des débris par un tamis dans la gouttière
**** Selon l'expérience et les pratiques de chaque municipalité (peut ne pas être requis si utilisé sur une route locale sans sel de déglaçage ou sable)

Tableau 12.2

Liste de questions potentielles lors des inspections de routine pour les PGO.

PGO	Inspection de routine
Bassin avec retenue permanente (lacs – marais)	1. Est-ce que le niveau d'eau est plus haut que le niveau normal plus de 24 h après un événement pluvieux ? (ou un autre temps de rétention assumé ?) (Cela indiquerait un blocage de la sortie par des débris ou des sédiments – Inspecter visuellement la structure de sortie). 2. Est-ce que le niveau d'eau est plus bas que le niveau normal permanent ? (Cela pourrait indiquer un blocage de l'entrée. Inspecter visuellement la structure d'entrée). 3. Est-ce que la végétation autour du bassin est en santé ou en train de mourir ? (Cela pourrait indiquer un mauvais choix des plantations. Si cette situation devient chronique, une analyse devrait être conduite pour identifier la cause). Est-ce qu'il reste de la végétation dans l'eau ? Est-ce qu'il y a des secteurs autour du bassin qui sont faciles d'accès ? (Ce qui pourrait indiquer un besoin de replanter de la végétation appropriée). 4. Est-ce qu'il y a des traces d'huile à la surface près de l'entrée ou de la sortie ? Est-ce qu'il y a de l'écume sur l'eau ? Est-ce qu'il y a une coloration inhabituelle de l'eau ? (Cela indiquerait un déversement et nécessiterait un nettoyage). 5. Vérifier la hauteur de sédiment dans le bassin. (Cela indiquera s'il est nécessaire de l'enlever. La profondeur de sédiment peut être vérifiée en utilisant une tige graduée avec une plaque attachée à la base. Un marqueur (bâton, bouée) devrait être placé dans le bassin pour indiquer l'endroit où une mesure doit être prise. Une inspection visuelle peut également être faite pour la profondeur du bassin si le bassin est peu profond et qu'il y a un indicateur gradué.)
Bassin sec	1. Est-ce qu'il y a de l'eau stagnante dans le bassin plus de 24 h après un événement pluvieux ? (ou un autre temps de rétention assumé ?) (Cela indiquerait un blocage de la sortie par des débris ou des sédiments – Inspecter visuellement la structure de sortie). 2. Est-ce que le bassin est toujours à sec, ou relativement sec en dedans de 24 h après un événement pluvieux ? (ou un autre temps de rétention assumé ?) (Cela indiquerait un blocage de l'entrée par des débris ou des sédiments ou un ouvrage à la sortie avec une capacité d'évacuation trop grande – Inspecter visuellement la structure d'entrée ou vérifier la conception de l'ouvrage de sortie au besoin). 3. Est-ce que la végétation autour du bassin est en santé ou en train de mourir ? (Cela pourrait indiquer un mauvais choix des plantations. Si cette situation est chronique, une analyse devrait être conduite pour identifier la cause). Est-ce qu'il reste de la végétation dans l'eau ? Est-ce qu'il y a des secteurs autour du bassin qui sont faciles d'accès ? (Ce qui pourrait indiquer un besoin de replanter de la végétation appropriée). 4. Est-ce qu'il y a une accumulation visible de sédiments dans le fond ou aux environs de la ligne des hautes eaux du bassin ? (Cela indiquerait la nécessité d'un enlèvement des sédiments).
Bassin d'infiltration	1. Est-ce qu'il y a de l'eau stagnante dans le bassin plus de 24 h après un événement pluvieux ? (Cela indiquerait une diminution dans la perméabilité du sol et, dépendant de la profondeur de l'eau dans le bassin après 24 h, le besoin d'une action d'entretien – enlèvement des sédiments et remaniement des sols. S'il y a plus du tiers de la profondeur de conception dans le bassin 48 h après l'événement pluvieux, le bassin doit être nettoyé et entretenu. 2. Est-ce que le bassin est toujours à sec, ou relativement sec en dedans de 24 h après un événement pluvieux ? (ou un autre temps de rétention assumé ?) (Cela indiquerait un blocage de l'entrée par des débris ou des sédiments – Inspecter visuellement la structure d'entrée ou vérifier la conception de l'ouvrage de sortie au besoin). 3. Est-ce qu'il y a une accumulation visible de sédiments dans le fond ou aux environs de la ligne des hautes eaux du bassin ? (Cela indiquerait la nécessité d'un enlèvement des sédiments). 4. Est-ce que les premières couches de sol sont décolorées ? (Cela pourrait indiquer qu'un remaniement du sol est nécessaire).
Tranchée d'infiltration	1. Est-ce que la tranchée se draine ? (Inspecter la profondeur d'eau dans le puits d'observation. Si la tranchée ne s'est pas drainée en 24 h, l'entrée et l'unité de prétraitement devraient être nettoyées (séparateur huile/sédiments, puisards ou fossé engazonné). Si la tranchée ne s'est pas drainée en 48 h, la tranchée pourrait avoir besoin d'être reconstruite partiellement ou en totalité pour récupérer sa capacité d'infiltration. 2. Est-ce que la tranchée est toujours à sec, ou relativement sec en dedans de 24 h après un événement pluvieux ? (ou un autre temps de rétention assumé ?) (Cela indiquerait un blocage de l'entrée par des débris ou des sédiments – Inspecter visuellement la structure d'entrée ou vérifier la conception de l'ouvrage de sortie au besoin).
Bande filtrante	1. Est-ce qu'il y a des zones de végétation en mauvais état ou en train de mourir en aval du répartiteur de débit ? (Cela indiquerait le besoin d'effectuer de nouvelles plantations pour la bande filtrante.) 2. Est-ce qu'il y a des traces d'érosion en aval du répartiteur de débit ? (Cela indiquerait le besoin d'effectuer de nouvelles plantations pour la bande filtrante. L'érosion peut être causée par la répartition non uniforme des débits dans le répartiteur ou une hauteur non uniforme du seuil de contrôle du répartiteur. Le seuil devrait être inspecté pour voir s'il n'aurait pas besoin de réparations.) 3. Est-ce que le seuil du répartiteur de débit est érodé ? (Le seuil devrait être reconstruit dans les zones où sa hauteur n'est pas uniforme.) 4. Est-ce qu'il y a de l'eau stagnante en amont du seuil de répartition de débit ? (Cela indiquerait que le répartiteur est bloqué; on devrait vérifier les accumulations de débris et de sédiments; le blocage devrait être enlevé et le seuil reconstruit si jugé nécessaire.)

Tableau 12.2

Liste de questions potentielles lors des inspections de routine pour les PGO (suite).

PGO	Inspection de routine
Filtres	1. Est-ce qu'il y a des zones de végétation en mauvais état ou en train de mourir dans un filtre engazonné en surface ou une zone de bio-rétention ? (Cela indiquerait le besoin d'effectuer de nouvelles plantations.) 2. Est-ce qu'il y a de l'eau stagnante dans le bassin plus de 24 h après un événement pluvieux ? (Cela indiquerait un blocage dans le filtre, possiblement dans le système de conduites perforées ou de la sédimentation en surface ou dans la couche de sable. L'ouvrage de sortie devrait être inspecté pour un blocage. S'il y a de l'eau dans le filtre 48 h après un événement pluvieux, on devrait procéder à l'enlèvement des sédiments. Si l'enlèvement des sédiments n'améliore pas la performance (drainage) du filtre, le filtre pourrait avoir besoin d'être reconstruit). 3. Est-ce que le filtre est toujours à sec ? (Cela indiquerait un blocage de l'entrée par des débris ou des sédiments – Inspecter visuellement la structure d'entrée ou vérifier la conception de l'ouvrage de sortie au besoin). 4. Est-ce qu'il y a une décoloration visible du dessus du filtre ou une accumulation de sédiments sur le filtre ? (Cela indiquerait le besoin d'enlèvement des sédiments et/ou le remplacement du sol dans les premières couches supérieures du filtre.)
Séparateur huile/sédiments	1. Est-ce qu'il y a des sédiments accumulés dans le séparateur/puisard ? (Le niveau de sédiment doit être mesuré avec une tige graduée avec une plaque attachée à l'extrémité. La tige devrait être graduée de façon à ce que le niveau réel du fond du séparateur/puisard comparé au couvert soit marqué pour pouvoir évaluer facilement les profondeurs de dépôt.) 2. Est-ce qu'il y a de l'huile dans le séparateur/puisard ? (Une inspection visuelle du contenu devrait être faite à partir de la surface pour des déchets/débris et/ou la présence d'un déversement d'huile. Un film huileux à la surface ou une coloration inhabituelle de l'eau pourrait indiquer l'occurrence d'un déversement. Le séparateur/puisard devrait être nettoyé s'il y a évidence de déversement.)
Gouttière vers puits d'infiltration	Est-ce qu'il y a de fréquents débordements d'eau à la surface durant de petits événements pluvieux ? (Des débordements fréquents pourraient indiquer que le tamis de la gouttière est bouché ou que le réservoir d'infiltration est colmaté. Le tamis devrait être vérifié pour une accumulation de feuilles ou de débris. Si le tamis est propre, le puits pourrait avoir besoin d'être reconstruit pour récupérer sa performance.)
Système de conduite perforée	1. Est-ce que les unités de prétraitement fonctionnent bien ? (Les unités devraient être inspectées et entretenues au besoin (séparateur huile/sédiments, fossé engazonné, bande filtrante). 2. Est-ce que la conduite perforée fonctionne bien ? (Le raccordement à la conduite perforée (regard / puisard) devrait être inspecté visuellement pour de l'eau stagnante 24 h après une pluie. De l'eau stagnante pourrait indiquer qu'il est nécessaire d'effectuer de l'entretien du système de conduite (rinçage, nettoyage).)
Fossé engazonné	1. Est-ce qu'il y a de l'eau stagnante dans le fossé engazonné ? (Cela indiquerait un blocage d'un seuil ou une diminution dans la perméabilité du fossé. Les seuils devraient être inspectés pour des blocages avec débris/sédiments.) 2. Est-ce que la végétation apparaît en mauvaise santé ou en train de mourir ? (Cela pourrait nécessiter de remettre du gazon.) 3. Est-ce qu'il y a de l'érosion en aval du fossé ? (Cela pourrait indiquer de fréquents débordements du fossé, ce qui signifie un potentiel blocage du seuil ou une diminution de la perméabilité du fossé. Les seuils devraient être inspectés et l'érosion corrigée au besoin avec de l'engazonnement. Il pourrait être nécessaire de fournir une protection accrue contre l'érosion.

Après cette période initiale, lorsque les conditions d'opération du système auront été validées et confirmées, des inspections annuelles pourront suffire, sauf lors d'événements majeurs encore jamais vécus par le système et la municipalité depuis l'implantation des aménagements. Un plus grand nombre d'inspections pourrait être requis si la PGO est mal conçue ou si d'autres causes externes, comme le développement d'un secteur en amont par exemple, viennent causer des problèmes d'opération ou d'entretien.

Comme l'indique le tableau 12.1, des inspections régulières sont requises pour toutes les PGO, incluant les systèmes de prétraitement. Le tableau 12.2 donne les questions de base qui devraient être considérées lors des inspections de routine.

12.3.2 Coupe de gazon / végétation

Fréquence

Généralement, il est recommandé que la coupe du gazon soit limitée ou éliminée autour des PGO puisque de permettre la croissance du gazon tend à favoriser un traitement qualitatif. Un gazon coupé court autour d'un bassin avec retenue permanente fournit un habitat idéal pour certaines espèces indésirables. Conserver le gazon plus long est un moyen efficace pour décourager ces espèces de venir près des bassins.

La coupe de gazon est une activité qui est en fait simplement exécutée pour rehausser l'esthétique du site. La fréquence dépend donc de l'occupation du sol aux alentours de la PGO et de la réglementation municipale.

Méthode

Le gazon autour d'un bassin avec retenue permanente ne devrait pas être coupé jusqu'à la limite de la ligne d'eau permanente. Comme précaution pour la sécurité, la coupe devrait être faite parallèle à la ligne d'eau avec les herbes coupées rejetées vers l'extérieur ou, à la limite, recueillies et évacuées hors du site, pour limiter les apports en charges organiques vers le bassin.

12.3.3 Contrôle des mauvaises herbes

Fréquence

Les mauvaises herbes sont généralement définies comme toute végétation qui n'est pas désirée dans une zone particulière. La réglementation municipale pourra être consultée à ce sujet. Ce type de contrôle se fait habituellement 1 fois par année.

Méthode

L'enlèvement des mauvaises herbes devrait se faire à la main pour prévenir les dommages aux plantations avoisinantes. L'utilisation d'herbicides et d'insecticides devrait être prohibée près des PGO puisqu'elle entraîne des problèmes de qualité de l'eau. L'utilisation de fertilisants doit également être limitée pour minimiser les apports en nutriments vers les milieux récepteurs.

12.3.4 Plantation

Fréquence

Les plantations éloignées de la ligne d'eau permanente sont généralement stables et ne devraient pas normalement nécessiter beaucoup d'entretien ou de nouvelles plantations. La végétation près de la ligne d'eau est toutefois soumise à des conditions plus difficiles puisqu'elle est soumise en alternance à des conditions humides et sèches. Les plantes aquatiques sont celles qui ont le plus de difficulté à bien s'établir initialement. On devrait normalement prévoir que la végétation aquatique et riveraine devrait nécessiter de nouvelles plantations ou des améliorations durant les deux premières années d'opération. Une végétation saine s'établira si des conditions appropriées sont créées et maintenues (quoique le type et l'agencement final d'espèces seront souvent différents de ce qui avait été planté à l'origine). La fréquence de marnage sera un paramètre à prendre aussi en compte dans le choix des plantations.

Méthode

Le tableau 12.1 distingue deux types généraux de plantation : celle à l'extérieur de la zone riveraine et celles pour les zones riveraines et les plantes aquatiques. La discussion peut donc être regroupée pour les différentes zones.

- *Zone à l'extérieur des bandes riveraines*
  Les deux types de plantation utilisés sont l'engazonnement et les arbustes et arbres. Les plantations devraient se faire idéalement au printemps après que les niveaux d'eau se soient stabilisés.
- *Zone en bande riveraine*
  Les plantations en bande riveraine devraient se faire de la mi-mai jusqu'au début juin mais après que les niveaux d'eau se soient stabilisés. Une protection pourrait être requise dans cette zone où les niveaux d'eau pourront fluctuer. Un tapis biodégradable est recommandé pour établir le couvert; des arbustes et des arbres pourront être plantés dans les ouvertures dans le tapis si nécessaire.
- *Plantes aquatiques / zone peu profonde*
  L'établissement des plantations dans cette zone nécessitera plus de manipulation, de soin et de suivi de la croissance, autant à court terme qu'à long terme. La végétation émergente est facilement plantée à la main si le substrat est adéquat. Idéalement, un substrat ferme avec au moins 10 % de matières organiques (en volume) permettra une plantation à la main de la végétation émergente.

12.3.5 Enlèvement des débris

L'enlèvement des débris est une activité primordiale pour un entretien adéquat des PGO. Généralement, un nettoyage au printemps sera nécessaire; le besoin pour les interventions subséquentes sera évalué au cas par cas lors des inspections.

12.4 OPÉRATION ET ENTRETIEN DES OUVRAGES DE RÉTENTION

12.4.1 Bassin avec retenue permanente

Ces bassins retiennent en tout temps une certaine quantité d'eau et on doit dans ces cas porter une attention particulière à la croissance d'algues, la prolifération des moustiques et la repousse non contrôlée de la végétation. Un plan de maintenance doit être établi pour les saisons estivale et hivernale.

Responsabilités d'entretien

Les activités régulières d'entretien requises pour préserver l'aspect esthétique et pour le maintien de la qualité générale de l'eau incluent la tonte de gazon, le nettoyage des arbustes, l'enlèvement de débris et le contrôle de l'épaisseur de glace en hiver. On devra également prévoir des observations pour le contrôle de la qualité de l'eau (avec au besoin de l'échantillonnage et des analyses), le contrôle des mauvaises herbes (aquatiques et terrestres) et l'enlèvement des sédiments.

D'autres activités non périodiques pourront être requises en période de pluie très forte ou de sécheresse prolongée. Ces activités incluent les inspections aux entrée et sortie lorsque les niveaux d'eau sont élevés, réparations aux digues et aux rives, le dégagement des sorties (débris et glace), le contrôle pour les bas niveaux et la façon de contrôler la prolifération d'algues. La fréquence et le coût de ces différentes activités dépendent de la saison, du type de bassin, des dimensions de l'ouvrage et des objectifs fixés par la municipalité pour le secteur.

Accès pour l'équipement

Il est essentiel que l'accès pour l'équipement devant être utilisé pour l'entretien soit prévu lors de la conception. Cet accès pour l'entrée et la sortie doit être rapide en cas de besoin et ne devrait donc pas être obstrué par des clôtures ou des aménagements. On devra également prévoir éventuellement que de la machinerie et des camions soient capables d'accéder au site pour l'enlèvement éventuel des sédiments. L'enlèvement des sédiments nécessitera également un moyen pour la vidange complète du bassin (soit au moyen d'une vanne de fond déjà intégrée à l'ouvrage de sortie, soit par pompage).

Aménagement paysager

L'entretien de l'aménagement sur le pourtour du bassin peut dans plusieurs cas être le poste budgétaire le plus important dans le budget d'entretien. C'est une activité régulière durant le printemps, l'été et au début de l'automne. En particulier dans des secteurs où l'aspect esthétique est important pour l'acceptabilité des ouvrages dans le tissu urbain, on devra s'assurer que cet entretien est suffisant.

Ajustement de la vanne à la sortie

Les effets des temps de rétention sur la qualité de l'eau pouvant varier d'un bassin à un autre, on devra prévoir que la vanne à la sortie puisse être ajustée de façon à ce qu'on puisse avoir une influence sur le temps de rétention et la qualité de l'eau qui peut y être associée. Ces ajustements devraient être basés sur des critères de qualité des rejets.

Contrôle des mauvaises herbes aquatiques et des algues

En plus des indications générales déjà fournies à la section 12.3.3, on peut préciser certains éléments concernant les mauvaises herbes aquatiques et les algues.

La croissance des mauvaises herbes aquatiques dans les bassins de rétention est affectée par la profondeur de l'eau, la turbidité et la disponibilité de nutriments. La profondeur d'eau est le facteur important pour le contrôle de la végétation émergente. Lorsque la profondeur excède 1,2 m, la végétation émergente est rarement un problème. Cela laisse quand même un potentiel de croissance de mauvaises herbes autour du périmètre du bassin. Un traitement approprié du sol dans cette zone, pour 2 années ou plus, permettra de limiter cette croissance. Après cette période initiale, plusieurs options sont envisageables :

- Accepter la croissance autour du périmètre. Cette présence de mauvaises herbes peut dans certains cas être acceptable d'un point de vue esthétique.
- Couper et enlever les herbes, ce qui sera évidemment une solution à court terme qui devra être répétée à chaque année.
- Vider le bassin, enlever les herbes et traiter au besoin le sol sur le périmètre. Si des produits chimiques sont utilisés, on devra évidemment valider avec le MDDEP si l'approche envisagée est permise.
- Abaisser le niveau d'eau pour une certaine période pour éliminer les plantes et remettre ensuite le niveau.

La sélection de l'approche est une question de choix, quoique tolérer une certaine croissance soit la plus économique tout en permettant de protéger la qualité de l'eau. Les autres avenues font intervenir des considérations environnementales et esthétiques qui doivent tenir compte des attitudes et des perceptions locales des résidents et de la municipalité.

La croissance des algues se produira dans toute étendue d'eau qui est alimentée suffisamment par des nutriments. Ces nutriments seront normalement disponibles dans les bassins de rétention à moins que des efforts soient consentis pour le contrôle et l'enlèvement des sédiments et des nutriments. Des températures de

l'air chaudes sur une période prolongée pourront également favoriser la prolifération des algues et c'est pourquoi il est de bonne pratique de prévoir des arbustes et des arbres qui pourront fournir de l'ombre. Les algues se retrouveront souvent par ailleurs près de l'entrée du bassin et on pourra dans ces cas les traiter avec l'application de produits chimiques dûment approuvés pour ce type d'application.

Contrôle des moustiques

Certaines municipalités ont mis en place des programmes pour minimiser la prolifération des moustiques. Pour un bassin avec retenue permanente, on pourra utiliser différentes approches comme par exemple l'utilisation de poissons spécifiques, l'agitation de la surface de l'eau avec ou sans aération et la coupe du gazon au pourtour du bassin pour réduire les populations de moustiques.

Les problèmes de moustiques dans les bassins peuvent être accentués si les niveaux d'eau fluctuent de façon importante, si les plantes aquatiques croissent sans contrôle et si le niveau d'eau dans le bassin ne revient pas à des conditions normales quelques heures après la pluie. Également, la forme du bassin doit permettre une circulation d'eau adéquate et une certaine agitation naturelle causée par le vent.

Signalisation

Des panneaux de signalisation devraient être mis en place autour d'un bassin pour interdire certaines activités qui pourraient représenter un danger pour la sécurité et la santé publiques ou une possible interférence néfaste dans l'opération de l'ouvrage.

12.4.2 Marais

Un aménagement approprié de plantes doit être implanté et maintenu pour assurer les fonctions d'un marais. Le cycle de vie des plantes et de la végétation, le taux d'alimentation de sédiments et les impacts des différentes saisons devraient dicter la planification pour les activités d'entretien.

L'entretien d'un marais est directement relié, en majeure partie, au contrôle des niveaux d'eau. La croissance des espèces de plantes et d'arbres non désirés dans le marais peut être accomplie en inondant de façon prolongée le marais.

12.4.3 Bassin sec

Les bassins secs sont souvent utilisés pour plusieurs usages. Si la conception a été bien conduite, ces bassins peuvent être en effet avantageusement utilisés pour des usages récréatifs (parcs l'été et patinoire l'hiver). L'entretien de ce type de bassin est normalement minimal et comprend habituellement la coupe de gazon, l'enlèvement de débris et les inspections.

L'enlèvement des débris devrait être effectué au moins deux fois par année, soit au printemps et à l'automne (et au besoin après des averses particulièrement importantes). Le vandalisme peut également être un problème lorsque le bassin a plusieurs usages et on pourra dans ce cas considérer une signalisation supplémentaire, un aménagement paysager spécifique et l'utilisation de grille sur les conduites d'entrée et de sortie.

12.5 OPÉRATION ET ENTRETIEN DES OUVRAGES AVEC INFILTRATION

La mise en place de PGO fonctionnant avec des mécanismes d'infiltration peut être une excellente approche pour diminuer les volumes de ruissellement, augmenter la recharge de la nappe phréatique et maintenir des débits d'étiage dans les cours d'eau. On doit toutefois prendre en considération certains éléments comme, notamment, la possibilité de colmatage à moyen ou long terme (**ce qui rend obligatoire d'avoir recours à des unités de prétraitement**) et également la contamination potentielle de la nappe phréatique.

12.5.1 Bassin d'infiltration

Un problème commun avec les bassins d'infiltration (qui sont relativement peu utilisés au Québec de façon générale) est l'accumulation de sédiments et de débris après une longue période sèche et après les pluies. On devra donc toujours prévoir des unités de prétraitement qui non seulement limiteront la quantité de sédiments qui pourra atteindre le bassin mais qui facilitera par après l'enlèvement de ces sédiments qui se concentreront à un endroit facilement accessible. L'épandage d'abrasifs l'hiver peut aussi devenir une source d'accumulation de sédiments dans ces bassins et accélérer leur colmatage. Les routes et les taux d'épandage, de même que la protection du périmètre des bassins doivent alors être planifiés en tenant compte de ce fait lorsque ces épandages se produisent à proximité ou sur le bassin de drainage tributaire de tels ouvrages.

12.5.2 Tranchée d'infiltration

Les tranchées d'infiltration sont normalement construites avec une couche de sable filtrant couverte d'une couche de pierre nette. Des géotextiles sont normalement utilisés pour minimiser la possibilité que la pierre nette ne devienne colmatée par les sédiments plus fins. Comme pour les bassins, il est essentiel de prévoir un prétraitement (soit un fossé engazonné, une bande filtrante ou un séparateur huile/sédiments) pour attraper une part importante des sédiments avant qu'ils ne se rendent à la tranchée.

12.5.3 Bande de végétation filtrante

Les bandes filtrantes sont des zones avec végétation, qui reçoivent les débits de façon diffuse et avec un écoulement en nappe généré à l'aide d'un distributeur de débit. Les bandes filtrantes sont généralement conçues pour recevoir les eaux de ruissellement provenant de petites surfaces tributaires. L'objectif de la bande est de retarder l'écoulement, de permettre une certaine infiltration et l'enlèvement de sédiments.

12.5.4 Puits d'infiltration

Les puits d'infiltration sont normalement utilisés uniquement pour l'infiltration d'eau de ruissellement relativement exempte de polluants comme celles provenant des toits. Ceci réduit donc en principe les besoins en entretien. À moins qu'il n'y ait des problèmes évidents de débordements fréquents, le filtre devrait être nettoyé au moins 1 fois par année, préférablement après la chute des feuilles à la fin de l'automne.

12.5.5 Conduites perforées

Les systèmes de conduites perforées ne peuvent être entretenus comme la plupart des PGO plus conventionnelles. Si la performance de ce type de système venait à être considérablement diminuée, par exemple par un colmatage, la seule façon d'y remédier est souvent la reconstruction. **Il est par conséquent très important de prévoir un prétraitement à l'amont de tels ouvrages pour intercepter les sédiments et également important de bien entretenir ces ouvrages de prétraitement pour minimiser les possibilités de colmatage**.

Bien que les rendements des différentes techniques de remise à niveau n'aient été que peu étudiés par le passé, certaines méthodes peuvent être utilisées au besoin :

- **Rinçage**. Utilisation du même type de technique qui est largement utilisée pour le nettoyage des conduites d'égout conventionnelles. Si un géotextile n'a pas été utilisé pour envelopper la conduite, on peut anticiper que le colmatage se produira à l'interface du matériau filtrant autour de la conduite perforée (donc autour de la pierre nette) et du sol environnant. Si, par contre, la conduite est enveloppée avec un géotextile, le colmatage se présentera à l'interface de la conduite et du matériau filtrant (la pierre nette). Le rendement du rinçage peut varier dans les deux cas.
- **Nettoyage radial**. Cette approche est similaire à la précédente. La conduite doit être connectée entre les regards et on scelle la partie aval avec un bouchon. On raccorde ensuite un boyau d'arrosage à la partie amont pour introduire de l'eau sous pression dans le système.
- **Nettoyage avec jet**. Ce type d'approche est commun dans les champs d'épandage. Un boyau sous pression avec un embout permettant de diriger l'écoulement dans différentes directions est utilisé pour nettoyer la conduite.

12.5.6 Fossé engazonné

Les fossés engazonnés sont conçus pour infiltrer une part importante des débits qui sont véhiculés dans le fossé. L'entretien inclut l'enlèvement des débris et des sédiments pour s'assurer que cette fonction d'infiltration demeure bien fonctionnelle. Le type de couvert végétal et le maintien dans des conditions optimales sont aussi des éléments importants pour réduire les vitesses d'écoulement, réduire la compaction des sols (qui influence l'infiltration) et réduire l'érosion. L'entretien des fossés devrait inclure la remise en état de certaines zones de végétation qui peuvent se dénuder à cause de l'érosion.

12.6 OPÉRATION ET ENTRETIEN DES ÉQUIPEMENTS POUR LE CONTRÔLE DES SÉDIMENTS ET DES HUILES/GRAISSES

Un entretien périodique et régulier est essentiel pour assurer un bon fonctionnement à long terme des séparateurs d'huile et de sédiments. On devrait donc dans tous les cas établir clairement à qui incombera la responsabilité de cet entretien puisqu'il peut arriver, en particulier pour les installations sur des lots privés, que cet entre-

tien devienne moins que satisfaisante au fil des ans. La réglementation municipale devrait avoir idéalement des articles concernant la définition claire des responsabilités; en règle générale, on devrait exiger un engagement écrit du propriétaire qui devra voir à faire les inspections et le nettoyage au besoin, selon les procédures recommandées par le fabricant.

Tant pour les équipements relevant de la municipalité que ceux relevant d'un particulier, on devra établir un programme d'entretien et de nettoyage, avec un registre permettant de compiler les inspections, les nettoyages effectués ainsi que les événements accidentels ou exceptionnels qui se seraient produits.

Le nettoyage des séparateurs s'effectue avec un camion aspirateur (vacuum truck) qui permet de récupérer les sédiments et d'en disposer conformément aux prescriptions du MDDEP ou de la réglementation municipale. Il n'est pas généralement nécessaire d'accéder à l'intérieur de l'unité. La fréquence minimale de nettoyage devrait être au moins d'un an mais elle pourrait être plus élevée si le territoire qui se draine vers l'élément est en développement (avec beaucoup d'apports en sédiments).

Un rapport récent (SWAMP, 2004) a également permis de formuler certaines recommandations pour l'entretien :

- Pour éviter une remise en suspension des sédiments, il est essentiel d'adopter un programme d'inspection et de nettoyage rigoureux;
- Pour aider à prévenir les effets néfastes des chlorures sur la performance, l'entretien annuel ou bisannuel des unités devrait être fait à la période correspondant à la fin de la fonte des neiges, lorsque la concentration en chlorures dans la chambre est maximale.

12.7 ENLÈVEMENT DES SÉDIMENTS

Pour s'assurer que les PGO demeurent efficaces à long terme, il est essentiel que les sédiments qui s'accumuleront inévitablement avec le temps soient nettoyés périodiquement. La fréquence d'enlèvement dépend de plusieurs facteurs, incluant :

- Le type de PGO;
- Le volume de stockage disponible (par exemple dans un bassin avec retenue permanente, les dimensions peuvent avoir été établies avec une certaine marge pour l'accumulation des sédiments);
- Les caractéristiques du bassin versant tributaire (occupation du sol; degré d'imperméabilisation; activités de construction en amont et efficacité des techniques de contrôle de l'érosion mises de l'avant);
- Certaines pratiques municipales (par exemple l'épandage de sable en hiver).

Il y a peu d'information détaillée concernant l'accumulation des sédiments. Typiquement, l'accumulation sera plus rapide alors que la période de construction se poursuit; une fois que le bassin tributaire est complètement développé, l'apport de sédiments diminue radicalement.

Pour les bassins secs ou avec retenue permanente et les marais, un enlèvement des sédiments est généralement requis après 5 à 7 ans dans la cellule de prétraitement et pour la totalité du bassin ou du marais à tous les 20-50 ans (EPA, 2004). Pour des fossés engazonnés, l'enlèvement devrait se faire au moins aux 5 ans ou lorsque requis (EPA, 2004). Le manuel de l'Ontario (MOE, 2003) fournit une méthodologie détaillée pour l'estimation des accumulations; des mesures rapportées en 2006 (SWAMP, 2005) ont permis de valider ces estimations, qui sont du même ordre de grandeur que les valeurs données par EPA (2004).

12.8 ENTRETIEN – CONDITIONS HIVERNALES

Des sections antérieures (chapitre 11) ont discuté des modifications générales aux conceptions qui devraient être considérées pour tenir compte des conditions hivernales des ouvrages.

Les PGO fonctionnant avec des mécanismes d'infiltration sont potentiellement soumises à des réductions de capacité à cause du gel ou des conditions de sol saturé qu'on retrouve au printemps. Les filtres et PGO avec biorétention sont exposés aux mêmes types de problèmes. Il y a également une augmentation du risque en hiver qu'il y ait du colmatage à cause des activités d'épandage de sable ou de sel de déglaçage). Il y a aussi un potentiel accru de contamination de la nappe phréatique avec les chlorures associés à l'épandage de sel.

Pour prévenir cette contamination, des ouvrages de contournement pour les PGO peuvent être activés plusieurs semaines avant les dates moyennes des premières gelées et désactivés au printemps lorsque la fonte des neiges est complétée. Dans les secteurs avec des caniveaux et bordures, le système de rues devrait être nettoyé avant que les contournements soient désactivés. Dans la plupart des cas, les systèmes avec infiltration feront partie d'une filière

de traitement, ce qui fera en sorte que les débits qui seront détournés pendant l'hiver passeront quand même par des mécanismes de contrôle.

12.9 MONITORING ET SUIVI

Le suivi et la mise en œuvre de mesures pour la gestion des eaux pluviales se fait typiquement à deux niveaux :

- À l'échelle du bassin versant
  Le programme de suivi pourra inclure un suivi administratif, les paramètres chimiques, les paramètres biologiques et la mesure de débit et le suivi pour l'érosion.
- À l'échelle de l'unité de traitement
  Il est difficile de justifier économiquement un suivi en continu pour chaque unité parce que pour être valide scientifiquement, un programme très important et coûteux est requis. À moins d'un cas particulier, l'approche généralement utilisée sera de s'assurer que la conception est faite selon les règles de l'art et que l'opération se fait comme l'avaient prévue les concepteurs.
  Certaines références fournissent en détails les procédures à suivre pour élaborer un programme de suivi (GeoSyntec *et al.*, 2002; Shaver *et al.*, 2007; Burton et Pitt, 2002; Gulliver et Anderson, 2008). Les polluants qui font normalement l'objet d'un suivi sont :
  - Matières en suspension totales (MES)
  - Demande biochimique en oxygène (DBO5)
  - Oxygène dissous
  - Bactéries
  - Polluants toxiques (plomb, zinc, cuivre, mercure étant les principaux sur le plan des métaux lourds)
  - Nutriments (phosphore total, azote total, nitrite, nitrate)

  En particulier, si un bassin de rétention est utilisé pour plusieurs usages où il est possible que le public vienne en contact avec l'eau, un suivi peut être nécessaire pour différents paramètres de la qualité de l'eau.

RÉFÉRENCES

Brown, W. and T. Schueler. 1997. The *Economics of Stormwater BMPs in the Mid-Atlantic Region*. Center for Watershed Protection. Chesapeake Research Consortium. Ellicott City, MD.

Burton, G.A. et Pitt, R. (2002). *Stormwater Effects Handbook, A Toolbox for Watershed Managers, Scientists, and Engineers*. Lewis Publishers, Boca Raton, FL.

EPA. (1999). *Preliminary Data Summary of Urban Stormwater Best Management Practices*. EPA-821-R-99-012. Office of Water, United States Environmental Protection Agency, Washington, D.C.

EPA. (2004). *Stormwater best management practice design guide: Volume 1 – General considerations*. EPA/600/R-04/121. Office of Water, United States Environmental Protection Agency, Washington, D.C.

Geosyntec, *Urban Drainage and Flood Control District et UWRRC. (2002). Urban stormwater BMP performance monitoring – A guidance manual for meeting the national stormwater BMP database requirements*. Rapport EPA-821-B-02-001 pour ASCE/EPA, Washington, DC.

Gulliver, J. S. et Anderson, J.L. (2008). *Assessment of stormwater best management practices. Stormwater management practice assessment project*, Université du Minnesota, Minnesota.

Heaney, J.P., Sample, D. et Wright, L. (2002). *Costs of urban stormwater control*. Rapport EPA-600/R-02/021, Environmental Protection Agency, Edison, NJ.

MOE (2003). *Stormwater Management Planning and Design Manual*. Ministère de l'environnement de l'Ontario, Toronto, On.

Shaver, E., Horner, R., Skupien, J., May, C. et Ridley, G. (2007). *Fundamental of urban runoff management – Technical and institutional issues*. North American Lake Management Society et EPA, Madison, WI.

SWAMP (Stormwater Assessment Monitoring and Performance Program) (2004). *Performance assessment of two types of oil and grit separator for stormwater management in parking lot applications – Markham et Toronto, Ontario*. Rapport préparé pour : Ontario Ministry of Environment, Toronto and Region Conservation Authority, Municipal Engineers Association of Ontario, City of Toronto. Toronto, Ontario.

SWAMP (Stormwater Assessment Monitoring and Performance Program) (2005). *Synthesis of monitoring studies conducted under the stormwater assessment monitoring and performance program*. Rapport préparé pour : Ontario Ministry of Environment, Toronto and Region Conservation Authority, Municipal Engineers Association of Ontario, City of Toronto. Toronto, Ontario.

Weiss, P. T. et Gulliver, J. S. (2005). *The cost and effectiveness of stormwater management practices*. Minnesota local roads research board, Twin Cities, Minnesota.

COÛTS DE CONSTRUCTION ET D'OPÉRATION

CHAPITRE 13

13.1 INFORMATIONS GÉNÉRALES

Ce chapitre fournit de l'information de base sur les différents coûts pouvant être associés à la mise en œuvre des pratiques de gestion optimales (PGO). Les coûts des pratiques de gestion sont évidemment une composante de planification importante à évaluer pour établir la viabilité économique d'un développement et ils doivent être considérés lorsqu'il est nécessaire de comparer différentes variantes de ces pratiques. Les coûts d'opération et de maintenance, qui sont souvent sous-évalués ou négligés lors des étapes préalables de conception et de construction, sont par ailleurs des éléments critiques à prendre en compte pour les évaluations globales de coûts puisque les ouvrages devront être maintenus en bonne condition d'opération (voir chapitre 12).

Évidemment, les coûts de construction seront appelés à varier dans le temps et selon les régions et, dans ce contexte, les coûts unitaires présentés ici ne devront être utilisés qu'à titre préliminaire pour des besoins de planification. Les coûts de construction incluent notamment le coût des différents éléments de prétraitement, les coûts des différentes PGO proprement dites, les coûts pour l'acquisition des terrains ainsi que les frais contingents et d'ingénierie. Les coûts totaux de mise en œuvre des PGO incluent par ailleurs, en plus des coûts de construction, les coûts d'opération et on devra dans le calcul du coût global prendre en considération la valeur présente d'activités qui seront réparties sur une certaine durée. Ces différents éléments sont discutés aux sections qui suivent; de l'information complémentaire sur les coûts est donnée dans différents documents (MOE, 2003; Heaney, 2002; Weiss et Gulliver, 2005; EPA, 1999; Brown et Schueler, 1997). L'annexe 13-1 fournit des coûts unitaires par type de PGO tirés de différentes références (des coûts locaux devraient être utilisés lorsque disponibles).

13.2 COÛTS DE MISE EN ŒUVRE DES COMPOSANTES

13.2.1 Coûts de construction

Les éléments à prendre en compte pour établir les coûts de construction incluent notamment l'excavation de masse, les remblais et déblais, le nivellement, les structures, les coûts de matériaux ainsi que les contrôles à mettre en place lors de la construction pour l'érosion et la sédimentation. Le tableau 13.1 résume les éléments de coûts qui sont généralement à considérer pour la construction des PGO. Les éléments avec un x sont généralement requis. Soulignons que les coûts d'aménagement paysager peuvent dans certains cas représenter une part appréciable des coûts de construction et qu'ils devront être bien évalués.

La plupart des PGO nécessitent un prétraitement pour assurer une opération adéquate et une longévité appropriée. Dans certains cas, par exemple pour les PGO avec des mécanismes d'infiltration, un prétraitement est exigé dans tous les cas; pour d'autres PGO, un prétraitement permettra d'accentuer la performance alors que pour d'autres PGO encore, le prétraitement est facultatif ou non requis. Le tableau 13.2 fournit une liste de PGO qui requièrent ou non des unités de prétraitement et les types d'ouvrages qui peuvent être mis en place pour ce faire. On pourra avoir recours aux coûts unitaires donnés à l'annexe 13-1 pour l'évaluation préliminaire des coûts (l'utilisation de coûts provenant de source locale est cependant recommandée).

Tableau 13.1

Éléments pouvant être considérés pour l'établissement des coûts de construction de différentes PGO.

Type de construction ou matériau	Bassin avec retenue permanente	Marais	Bassin sec	Bassin d'infiltration	Tranchée d'infiltration	Puits d'infiltration	Bande filtrante	Filtre à sable	Séparateur huile et sédiments	Fossé engazonné	Répartiteur de débit
Excavation (sortie des matériaux)	X	X	X	X	X	X	X	X		X	X
Excavation et nivellement sur le site	X	X	X	X	X	X	X	X		X	X
Blocs ou enrochement pour érosion	X	X	X								
Conduite de sortie en béton	X	X	X								
Ouvrage de sortie avec perforations	X	X	X								
Grille de protection pour sortie	X	X	X								
Puits d'observation pour infiltration					X						
Enrochement	X	X	X							X	
Conduite perforée				X	X	X	X	X			
Ensemencement et terre végétale (arable)	X	X			X						
Pierre nette (gravier)					X	X		X			
Géotextile					X	X		X			
Matériau filtrant					X			X			
Plantations (submergées et émergentes)	X	X									
Plantations (bande riveraine et bande inondée)	X	X	X								
Végétation pour aménagement	X	X	X	X			X				
Clôture temporaire	X	X									
Gazon en plaque et terre végétale			X	X			X	X		X	
Béton coulé en place									X		X
Grille de protection									X		
Conduite avec coude inversé									X		
Contrôles / vannes de sortie	X	X	X								X

Tableau 13.2

Pratiques de gestion optimale et ouvrages de prétraitement.

Pratiques de gestion optimale	Besoin pour prétraitement	Ouvrages de prétraitement utilisables				
		Fossé engazonné	Écran Filtrant	Bande filtrante	Séparateur huile et sédiments	Bassin avec retenue permanente
Bassin avec retenue permanente	R	X		X	X	X
Marais	R	X		X	X	X
Bassin sec	A	X			X	X
Bassin d'infiltration	R	X		X	X	X
Tranchée d'infiltration	R	X		X	X	X
Puisard perméable	R	X			X	
Puits d'infiltration	R	X				
Bande filtrante	A		X			
Filtre à sable	A	X				X
Séparateur huile et sédiments	N	X		X	X	X
Fossés engazonnés	N					

R : Prétraitement requis
A : Prétraitement améliore la performance
N : Prétraitement non requis

13.2.2 Acquisition de terrain

La mise en place d'ouvrages de contrôle pour la gestion des eaux pluviales implique généralement l'utilisation de terrains qui pourraient autrement être disponibles pour le développement (puisque les PGO sont construites à l'extérieur des zones inondables). On doit donc reconnaître cet aspect lorsqu'on procède à la planification des mesures et à l'estimation des coûts globaux. Même en reconnaissant que les coûts d'acquisition des terrains peuvent être très variables, la prise en compte de cet élément deviendra dans plusieurs cas un aspect très important dans l'évaluation globale des différentes alternatives de contrôle et fera souvent l'objet de négociations entre le promoteur et la municipalité responsable de la mise en place des ouvrages de contrôle. Plusieurs municipalités exigent qu'un pourcentage minimal du développement soit cédé pour l'aménagement d'espaces verts.

Les coûts de terrain dépendent de la localisation et des dimensions. La surface de terrain requise pour l'implantation de bassins de retenue dépend par ailleurs du volume de stockage à fournir, des pentes latérales et de la forme du bassin. Certaines équations simplifiées, qui seront données ci-dessous, peuvent être utilisées pour obtenir de l'information de planification qui pourrra être utilisée afin de comparer des concepts de contrôle. Une donnée de base pour la conception des bassins et qui doit être connue pour l'établissement des surfaces de terrain nécessaire est la profondeur moyenne; le tableau 13.3 fournit les gammes de valeurs acceptables pour ce paramètre.

Par ailleurs, le pourcentage approximatif de terrain qui devra être dédié à la mise en place des PGO varie évidemment en fonction du type et de la nature des techniques. Les valeurs du tableau 13.4 peuvent servir pour une évaluation lors de la planification; une évaluation plus précise peut être faite à l'aide des relations définies ci-après.

Bassins avec retenue permanente

La configuration suivante a été assumée pour l'établissement de la surface nécessaire pour des bassins avec retenue permanente :

- La forme du fond du bassin/marais est rectangulaire;
- Le ratio longueur/largeur est de 3 :1;
- Les pentes latérales sont de 4H :1V à l'intérieur de la retenue permanente;
- Les pentes latérales sont de 5H :1V pour la retenue variable.

Tableau 13.3

Gammes acceptables de valeurs pour les profondeurs d'eau moyennes des bassins.

Élément de conception	Bassin avec retenue permanente	Bassin sec	Marais	Bassin d'infiltration
Profondeur d'eau pour la retenue permanente	1 à 3 m		0,15 à 0,30 m	
Profondeur d'eau pour le stockage	1 à 1,5 m	0,6 à 3 m	Inférieur ou égal à 1 m	Inférieur ou égal à 0,6 m

Tableau 13.4

Pourcentage approximatif de terrain affecté à la mise en place des PGO (adapté de EPA, 1999).

Type de PGO	Pourcentage de la superficie drainante imperméable dédié à la PGO
Bassin de rétention	2-3 %
Marais artificiel	3-5 %
Tranchée d'infiltration	2-3 %
Bassin d'infiltration	2-3 %
Pavage poreux	0 %
Filtres à sable	0 -3 %
Biorétention	5 %
Fossés engazonnés	10-20 %

En se basant sur ces hypothèses, la surface de terrain requise pour un bassin avec retenue permanente peut être estimée avec l'approche suivante :

Étape 1 Établissement de la largeur au fond du bassin (X en m) (MOE, 2003).

$$X = \frac{\sqrt{256\, h_p^4 \; - \; 12\, h_p \left(\frac{64}{3} h_p^3 \; - \; PV\right)} \; - \; 16\, h_p^2}{6\, h_p} \qquad (13\text{-}1)$$

où h_p est la profondeur moyenne de la retenue permanente (m) et PV est le volume de la retenue permanente (m^3).

Étape 2 Établissement de la profondeur dans la partie de la retenue variable (h_e en m)

$$h_e = \frac{\sqrt{(X + 8h_p)^2 \, (3X + 8h_p)^2 + 20\,(3X + 8h_p)\,EV}}{10\,(3X + 8h_p)} - \frac{X + 8h_p}{10} \qquad (13\text{-}2)$$

où EV est le volume de la retenue variable (m^3).

Étape 3 Détermination de la surface de terrain requise pour le bassin (S en m^2)

$$S = (X + 8\,h_p + 10h_e)\,(3\,X + 8\,h_p + 10\,h_e) \quad (13\text{-}3)$$

Bassins secs et bassins d'infiltration

La même approche peut être utilisée pour estimer la surface de terrain requise pour des bassins secs et des bassins d'infiltration, en utilisant les hypothèses de base suivantes :

- La forme du fond du bassin est rectangulaire;
- Le ratio longueur/largeur est de 3 :1;
- Les pentes latérales sont de 5H :1V.

Étape 1 Établissement de la largeur au fond du bassin (X en m).

$$X = \frac{\sqrt{400\,h^4 - 12\,h\,(\frac{100}{3}h^3 - EV) - 20\,h^2}}{6\,h} \quad (13\text{-}4)$$

où h est la profondeur moyenne de la retenue variable (m) et EV est le volume de la retenue variable (m^3).

Étape 2 Détermination de la surface de terrain requise pour le bassin (S en m2)

$$S = (X + 10\,h)\,(3\,X + 10\,h) \quad (13\text{-}5)$$

13.2.3 Frais contingents et d'ingénierie

Ces coûts varieront de façon significative de site en site ou de projet en projet. Aux fins de planification, ces coûts sont souvent basés sur l'expérience acquise sur d'autres projets similaires.

Les frais contingents représentent les coûts imprévus qui peuvent survenir en cours de construction. Ils peuvent comprendre des coûts additionnels de construction (par exemple excavation de roc, maintien des excavations à sec avec du pompage, etc.), des coûts additionnels de matériaux ou des modifications à la conception qui sont rendues nécessaires suite aux conditions différentes qui seront révélées sur le chantier. Ces frais sont habituellement exprimés comme un pourcentage des coûts de construction des ouvrages (généralement de l'ordre de 15 %).

Les frais contingents pour les ouvrages qui requièrent de la maintenance (par exemple les ouvrages qui sont conçus pour le contrôle qualitatif ou le contrôle de l'érosion) devraient être estimés à 15 % du coût total de construction et en tenant compte aussi de la valeur présente des coûts d'opération et maintenance qui aura été établie.

Les coûts d'ingénierie incluent ceux encourus lors des étapes de planification, de conception et de construction de toutes les mesures de gestion des eaux pluviales. Aux fins de planification, les coûts sont généralement basés sur les coûts totaux de construction des ouvrages (de l'ordre de 10 %, mais qui peut varier en fonction de l'ampleur du projet). Certaines directives gouvernementales comme le décret 1235-87 ou encore les barèmes produits par l'association des ingénieurs-conseils du Québec peuvent être utilisés pour l'estimation des frais d'ingénierie. Soulignons par ailleurs que les activités d'ingénierie associées à la planification des ouvrages sont souvent rémunérées selon une approche forfaitaire ou horaire en fonction de l'ampleur du secteur couvert et de la complexité des analyses. La phase de planification est une activité essentielle qui permettra souvent d'avoir une influence non négligeable sur l'ensemble des coûts des autres activités; il est donc une bonne pratique de toujours en prévoir une.

13.3 COÛTS D'OPÉRATION ET DE SUIVI

Ces coûts sont requis afin de s'assurer que les ouvrages fonctionneront de la façon prévue lors de la conception, avec une durée de vie adéquate et tout en maintenant les fonctions esthétiques qui peuvent être associées à différentes PGO. Les activités de suivi et de maintenance, décrites plus en détail au chapitre précédent, peuvent inclure notamment l'enlèvement des sédiments et des débris, la maintenance pour les plantations et la végétation ainsi que l'inspection des ouvrages d'entrée et de sortie.

En se basant sur les analyses de suivi complétées au cours des récentes années, les PGO qui utilisent des processus d'infiltration ont une longévité qui peut être plus courte que les autres pratiques et il y a lieu dans ces cas de porter une attention particulière aux activités d'entretien. Les pratiques de prétraitement ne peuvent permettre d'enlever toutes les matières en suspension présentes dans les eaux de ruissellement et il y a donc un danger potentiel que les ouvrages d'infiltration ne se colmatent avec le temps. Lorsque le colmatage devient trop important, la seule issue sera souvent de reconstruire les ouvrages. On devra tenir compte des coûts d'opération et de suivi et les coûts de reconstruction devront êtres basés sur la longévité estimée.

L'estimation de cette longévité peut être subjective jusqu'à un certain point mais l'équation 13-6 et les valeurs du tableau 13.5 pourront servir de guide.

$$L = (P \times T)\ 0{,}4 \qquad (13\text{-}6)$$

où L est la longévité (en années), P est la perméabilité du sol (mm/h) et T est un facteur de longévité avec des valeurs données au tableau 13.5. Les valeurs fournies au tableau ont été établies en assumant qu'il y avait un prétraitement adéquat en amont. Sans prétraitement, la durée de vie peut être considérablement réduite (approximativement de l'ordre de 5 ans). De plus, la méthode proposée pour estimer la longévité présuppose que le niveau de la nappe phréatique et du roc est favorable pour la mise en place d'ouvrages fonctionnant avec infiltration, ce qui est d'ailleurs un préalable nécessaire à la construction de tels ouvrages.

Le tableau 13.6 fournit finalement une liste de coûts unitaires pour les différentes activités d'entretien et de suivi. Ces coûts n'incluent pas les frais de transport pour les divers équipements pour compléter l'entretien et l'évaluation des coûts unitaires s'est faite en assumant que l'entretien serait effectué par la municipalité et que l'équipement requis serait disponible.

13.4 CALCUL DU COÛT GLOBAL

Le coût global peut finalement s'établir en tenant compte des différentes composantes :

Étape 1 Revue du tableau 13.1 pour s'assurer que tous les différents éléments pertinents pour la PGO ont été identifiés.

Étape 2 Revue du tableau 13.2 pour identifier les besoins en prétraitement en fonction du type de PGO choisi et du tableau 13.1 pour identifier les éléments de coûts pour les ouvrages de prétraitement.

Étape 3 Selon la conception préliminaire de la PGO choisie et les besoins en prétraitement, estimer les quantités requises de chacun des éléments de coûts (incluant évidemment ceux qui n'auraient pas été identifiés au tableau 13.1) identifiés aux étapes 1 et 2.

Étape 4 Utiliser les coûts unitaires pour calculer le coût de chacun des éléments identifiés aux étapes 1 et 2 et calculer ensuite le coût total en effectuant la somme de tous les coûts.

Tableau 13.5

Facteurs de longévité pour des PGO avec infiltration.

Type de PGO	Facteur de longévité
Puits d'infiltration	60
Bassin d'infiltration	15
Tranchée d'infiltration	25

Tableau 13.6

Coûts unitaires pour opération et suivi.

Type de maintenance	Intervalle pour entretien (années)	Unité	Coût
Enlèvement des débris	1	ha	2 000 $
Coupe de gazon	***	ha	250 $
Contrôle des mauvaises herbes	1	ha	2 500 $
Entretien plantation (Bande riveraine/Aquatique)	5	ha	3 500 $
Entretien plantation (Bande inondée/extérieure)	5	ha	1 000 $
Enlèvement des sédiments (chargeur)	*	m³	15 $
Enlèvement des sédiments (manuel ou camion-aspirateur)	*	m³	120 $
Tests pour sédiments (en laboratoire, pour la qualité)	*	chacun	365 $
Évacuation des sédiments (hors site)	*	m³	300 $
Évacuation des sédiments et aménagement (sur le site)	*	m³	5 $
Inspection (Entrée/Sortie, etc.)	1		100 $
Nettoyage conduite perforée (rinçage)	5	m	1 $
Nettoyage conduite perforée (nettoyage radial)	5	m	2 $
Opération saisonnière du bypass pour infiltration	0,5	**	100 $
Scarification du fond pour bassin d'infiltration et nouvelle plantation	2	ha	2 800 $

* Fréquence de l'enlèvement depend du type de PGO et du volume.
** Dépend de l'ouvrage d'infiltration (évaluation basée sur un ouvrage centralisé). L'opération saisonnière d'un système avec plusieurs entrées (par exemple un système de conduite perforée) serait plus coûteuse.
*** Pas de coupe de gazon ou fréquence minimale (une ou deux fois par année).

Étape 5 Revue du tableau 12.1 pour identifier les activités d'opération et de maintenance qui sont requises pour la PGO sélectionnée.

Étape 6 Utiliser l'information du tableau 13.6 afin d'identifier l'intervalle de temps pour l'entretien et le coût unitaire de chacune des activités.

Étape 7 Estimer les quantités pour les activités d'opération/maintenance selon la conception préliminaire de la PGO et calculer ensuite le coût de maintenance pour chaque activité. La quantité de sédiments accumulés et la fréquence d'enlèvement peuvent être évaluées avec l'information fournie au chapitre 12.

Étape 8 Grouper les coûts d'opération/maintenance pour les activités qui sont complétées plusieurs fois par année dans un coût annuel de maintenance. Additionner les autres coûts d'opération/maintenance qui ont la même fréquence d'occurrence (2 ans, 5 ans ou 10 ans). Les sommations devraient inclure la reconstruction des PGO avec infiltration lorsque jugé nécessaire (en se basant sur l'équation 13-1 et le tableau 13.5).

Étape 9 Calculer la valeur présente des activités d'opération/maintenance pour des fréquences d'occurrence similaires. L'équation 13-7 peut être utilisée pour calculer la valeur présente de ces activités basée sur un taux d'intérêt annuel et la durée de vie anticipée de la PGO. Cette équation peut être utilisée avec un chiffrier simple, avec une durée de vie et un taux d'intérêt définis par l'utilisateur. Des valeurs typiques seraient une durée de vie de 50 ans et des taux d'intérêt de 3 % (les taux d'intérêt devant tenir compte des taux d'inflation, par exemple taux d'intérêt de 8 % - 5 % taux d'inflation = 3 %).

$$VP = \sum \left[OM_{t}^{T} \times (1+r)^{-t} \right] \qquad (13\text{-}7)$$

où VP = Valeur présente
OM = Somme des coûts opération/maintenance qui sont requis à chaque t années
t = intervalle de temps entre les activités de maintenance (en années) (si l'intervalle est 3 ans, la sommation se fait à t = 3 ans, t = 6 ans, jusqu'à t = T)
r = taux d'intérêt annuel
T = la durée de vie de la PGO

Les étapes 1 à 9 peuvent être utilisées pour estimer les coûts globaux de différents types de PGO, ce qui facilitera la comparaison entre différentes alternatives pour le contrôle.

RÉFÉRENCES

Brown, W. and T. Schueler. 1997. *The Economics of Stormwater BMPs in the Mid-Atlantic Region*. Center for Watershed Protection. Chesapeake Research Consortium. Ellicott City, MD.

Heaney, J.P., Sample, D. et Wright, L. (2002). *Costs of urban stormwater control*. Rapport EPA-600/R-02/021, Environmental Protection Agency, Edison, NJ.

MOE (2003). *Stormwater Management Planning and Design Manual*. Ministère de l'environnement de l'Ontario, Toronto, On.

USEPA. (1999). *Preliminary Data Summary of Urban Stormwater Best Management Practices*. EPA-821-R-99-012. Office of Water, United States Environmental Protection Agency, Washington, D.C.

Weiss, P. T. et Gulliver, J. S. (2005). *The cost and effectiveness of stormwater management practices*. Minnesota local roads research board, Twin Cities, Minnesota.

ANNEXE 13-1

Les graphiques reproduits dans cette annexe ont été tirés d'études américaines et permettent d'obtenir des coûts globaux pour les différentes PGO. Il est important de prendre en considération les années pour les différentes études ainsi que le fait qu'il s'agit de coûts en dollars américains. Les conversions appropriées doivent par ailleurs être effectuées puisque les unités des graphiques sont dans le système américain (impérial).

Extraits de Heaney (2002)

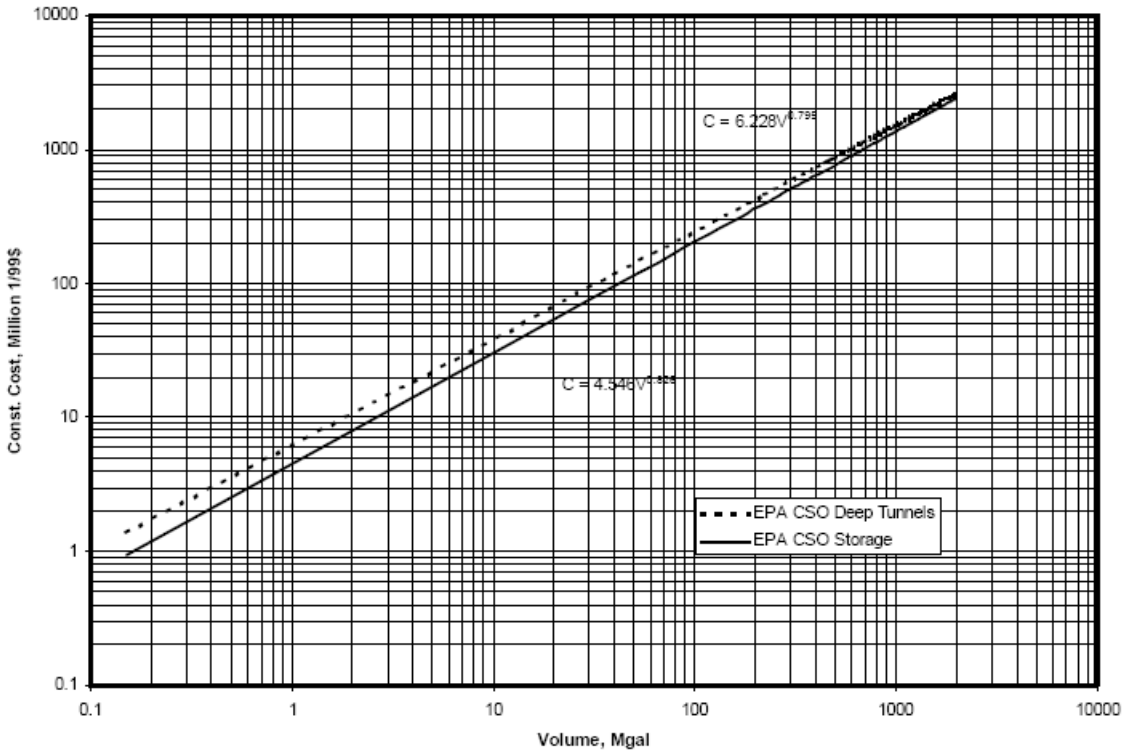


Figure 4-1. Construction costs of offline storage. (Updated to 1/99 $, ENR = 6000, Adapted from US EPA, 1993)

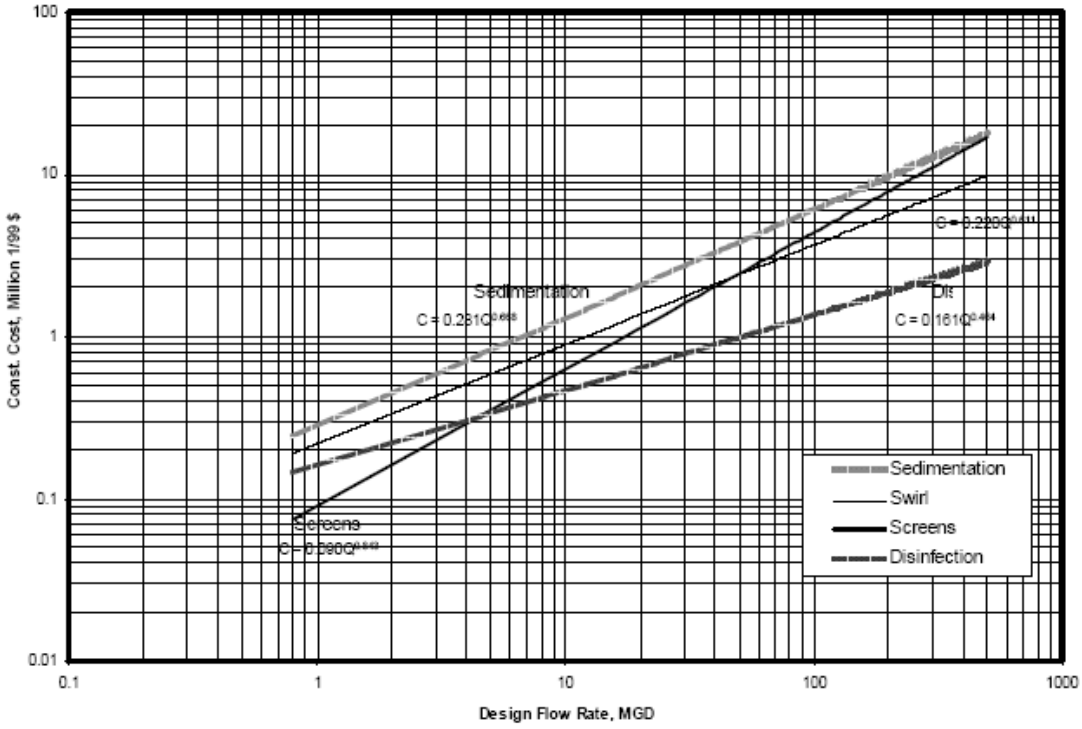


Figure 4-2. Construction costs for swirl concentrators, screens, sedimentation basins, and disinfection. (Updated to 1/99 $, ENR = 6000, Adapted from US EPA, 1993).

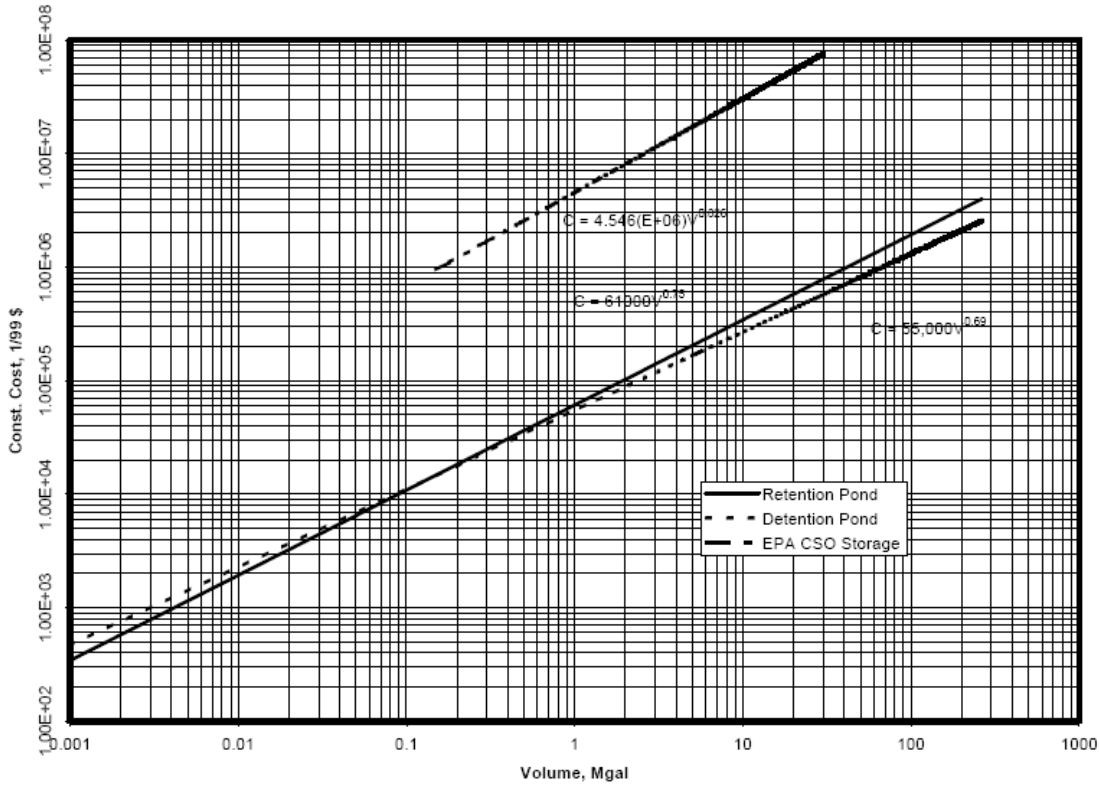
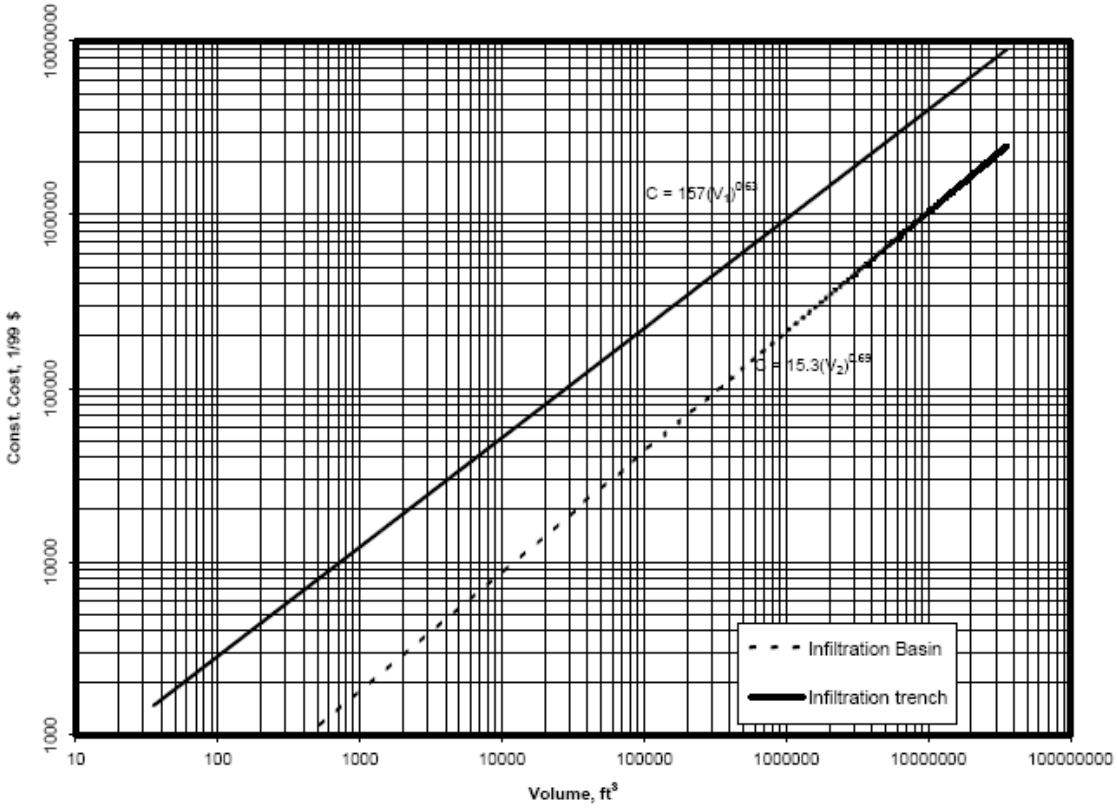


Figure 4-3. Construction costs of detention, retention, and offline surface units (Adapted from Young et al., 1996).



Note: V_1= trench volume; V_2=basin volume

Figure 4-4. Construction cost, infiltration trenchs and basins (Adapted from Young et al., 1996).

Extraits de Weiss et Gulliver (2005)

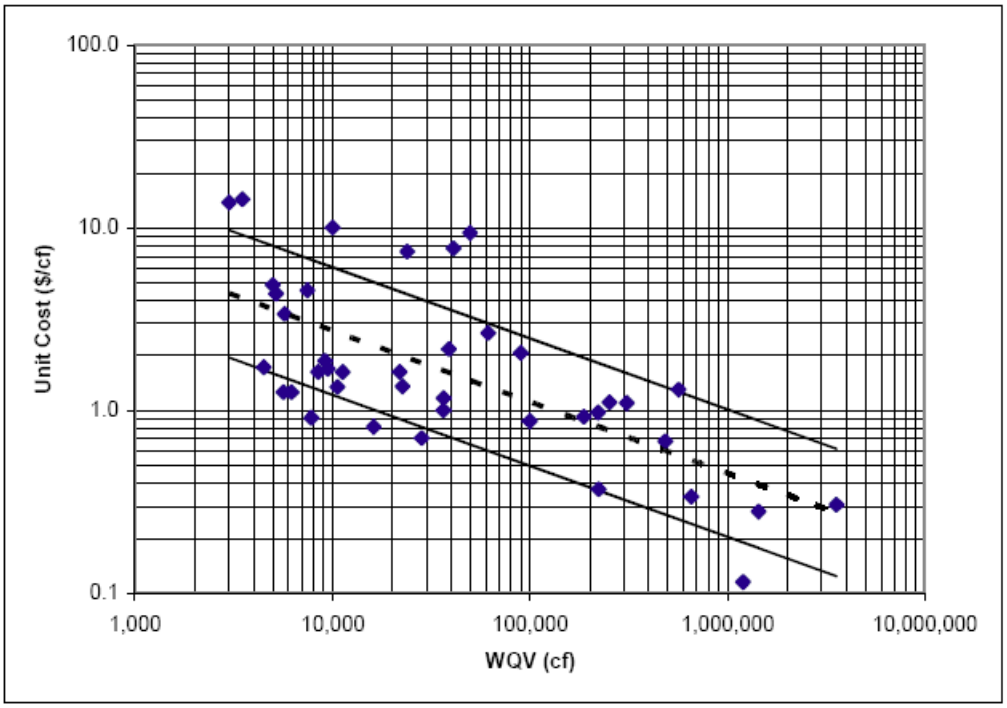


Figure 5. Unit construction costs of dry detention basins.

(Data from Brown and Schueler, 1997; ASCE, 2004; Caltrans, 2004)

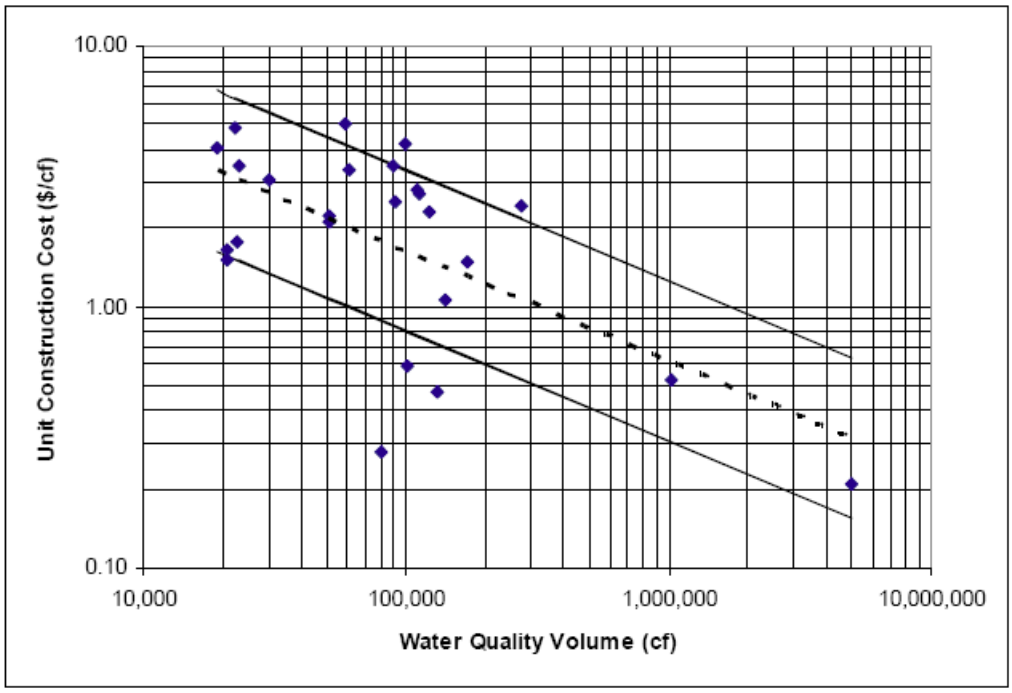


Figure 6. Unit construction costs of wet basins.

(Data from Brown and Schueler, 1997; Caltrans, 2004)

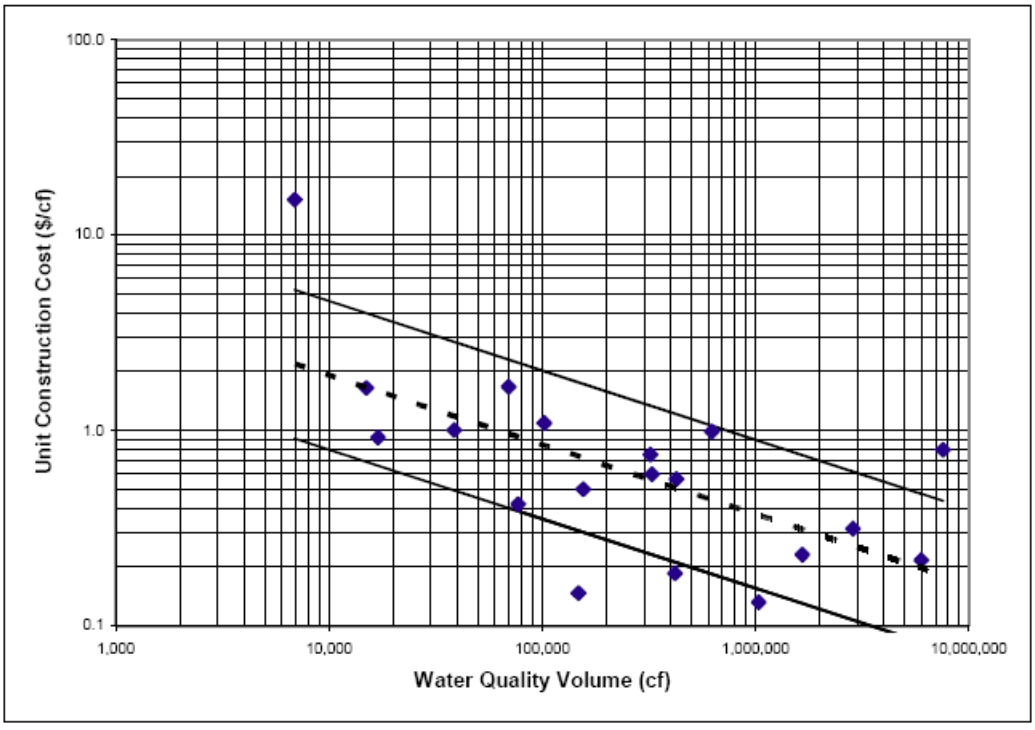


Figure 7. Unit construction costs of constructed wetlands.

(Data from Brown and Schueler, 1997, Caltrans, 2004; ASCE, 2004)

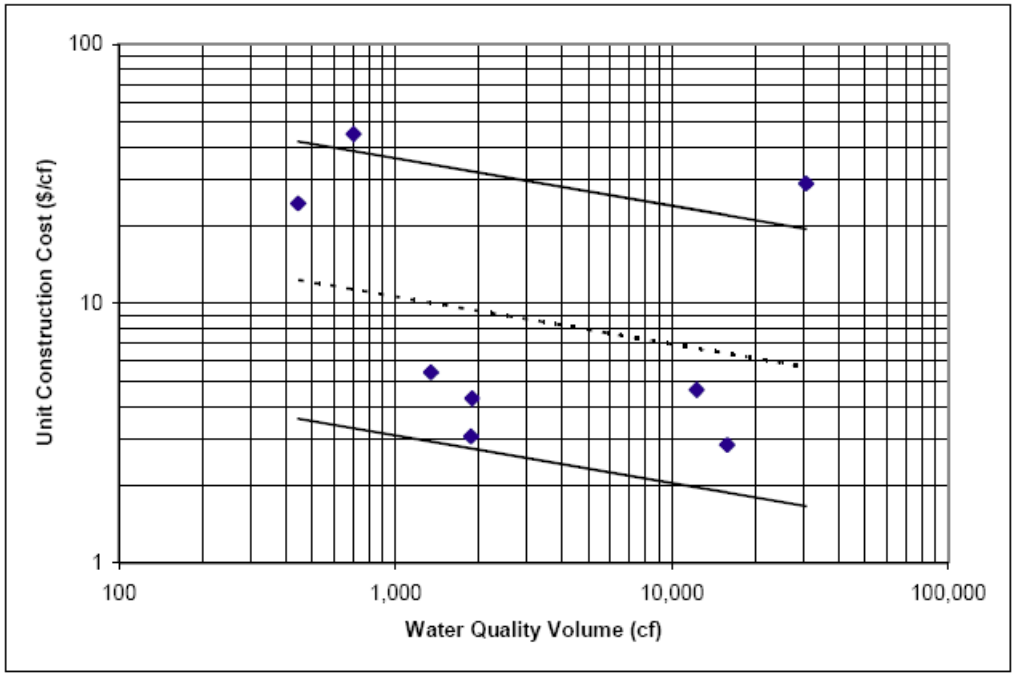


Figure 8. Unit construction costs of infiltration trenches.

(Data from Caltrans, 2004)

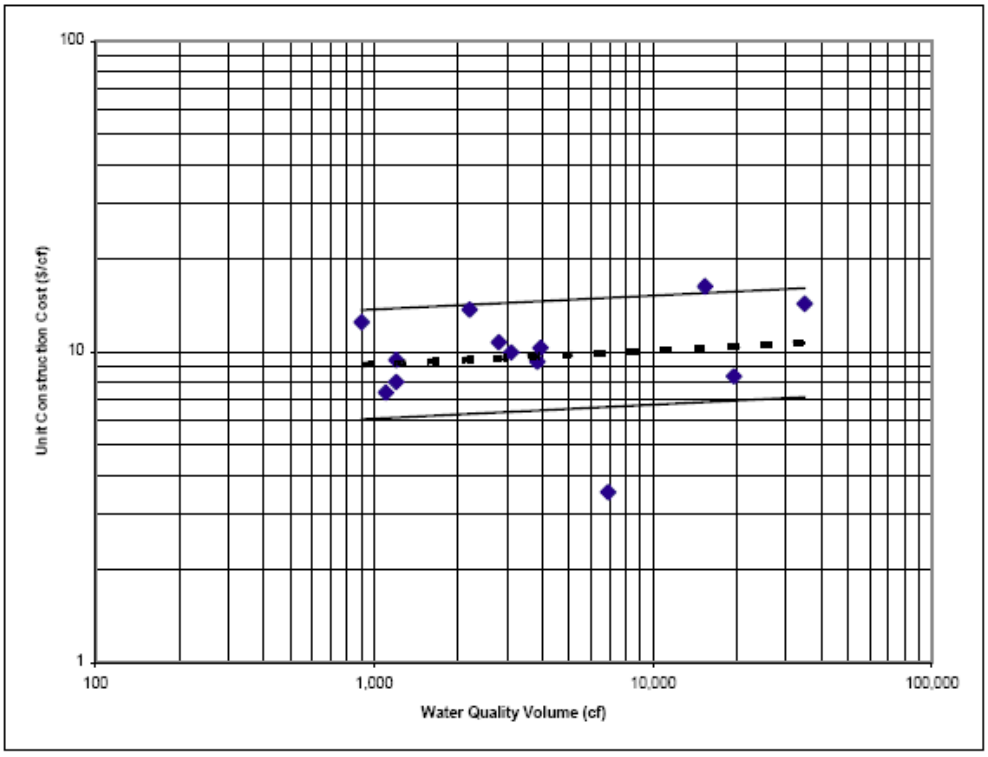


Figure 9. Unit construction costs of bioinfiltration filters.

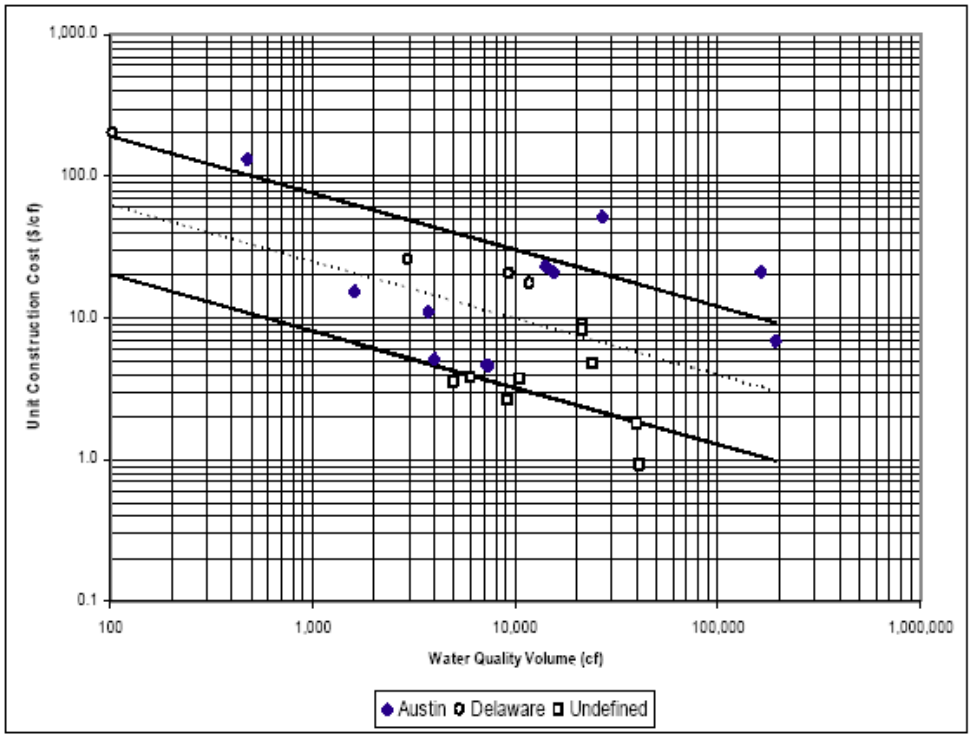


Figure 10. Unit construction costs of sand filters.

(Data from Brown and Schueler, 1997; Caltrans, 2004)

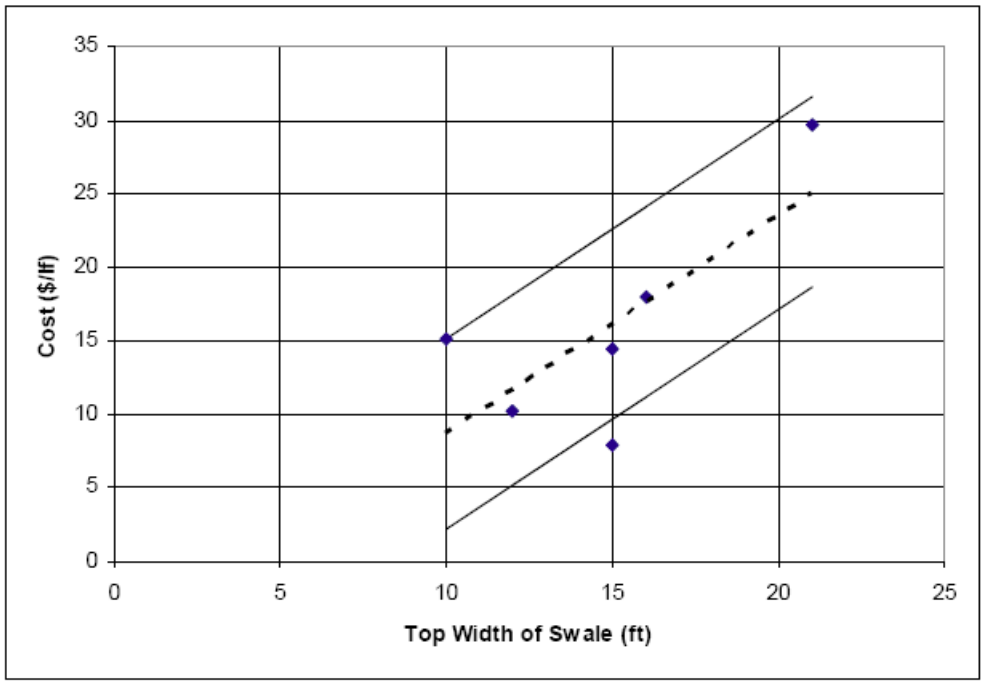


Figure 11. Unit construction costs of grassed/vegetative swales.

(Data from SWRPC, 1991)

SMP System	SMP Area (% of Impervious Watershed) From USEPA, 1999.	SMP Area (% of Watershed) From Claytor and Schueler (1996) Except as noted.
Bioretention	5	--
Wetland	3 - 5	3 - 5
Wet/Retention Basin	2 - 3	--
Sand Filter	0 - 3	--
Dry Det Basin	--	0.5 - 2.0 (UDFCD, 1992)
Infiltration Trench	2 - 3	--
Filter Strips	100	--
Swales	10 - 20	--
Pond	--	2 - 3
Infiltration	--	2 - 3
Filter	--	2 - 7

Table 3. Reported SMP land area requirements for effective treatment.

SMP	Summary of Typical AOM Costs (% of Construction Cost) (USEPA, 1999A)	Collected Cost Data: Estimated Annual O&M Costs (% of Construction Costs)
Retention Basins and Constructed Wetlands	3%-6%	--
Detention Basins	<1%	1.8%-2.7%
Constructed Wetlands	2%	4%-14.1%
Infiltration Trench	5%-20%	5.1%-126%
Infiltration Basin	1%-3% 5%-10%	2.8%-4.9%
Sand Filters	11%-13%	0.9%-9.5%
Swales	5%-7%	4.0%-178%
Bioretention	5%-7%	0.7%-10.9%
Filter Strips	$320/Acre (maintained)	--
Wet Basins	Not Reported	1.9%-10.2%

Table 5. Typical annual O&M costs of SMPs.

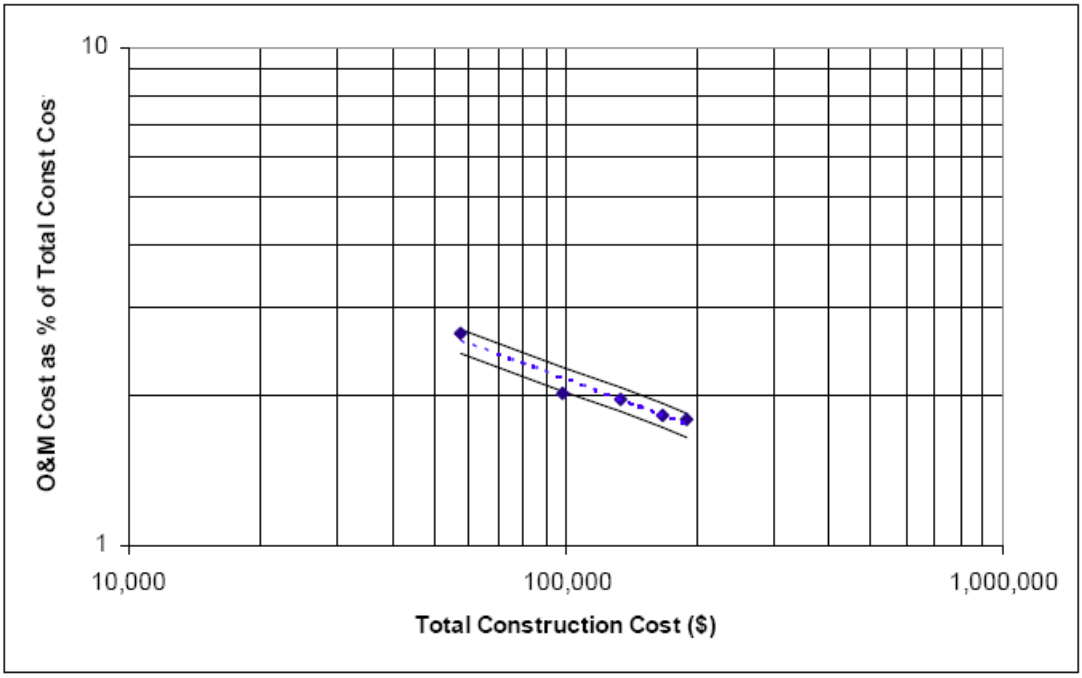


Figure 12. Annual O&M costs of dry detention basins.

(Data from Landphair, *et al*, 2000)

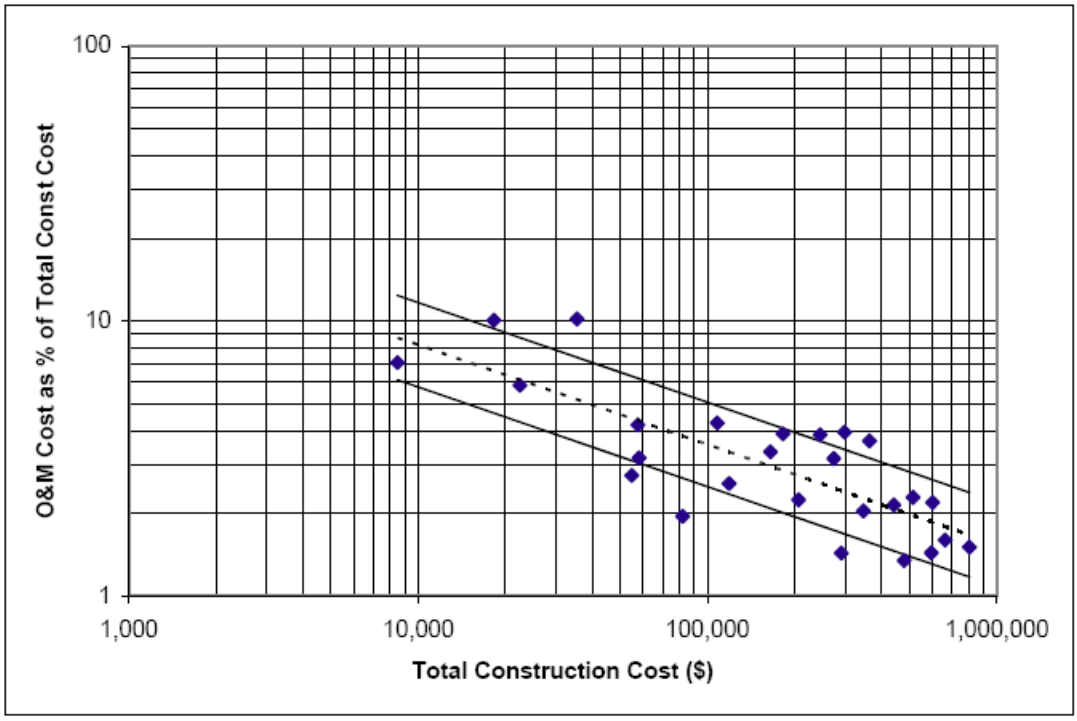


Figure 13. Annual O&M costs of wet basins.

(Data from SWRPC, 1991; Wossink and Hunt, 2003)

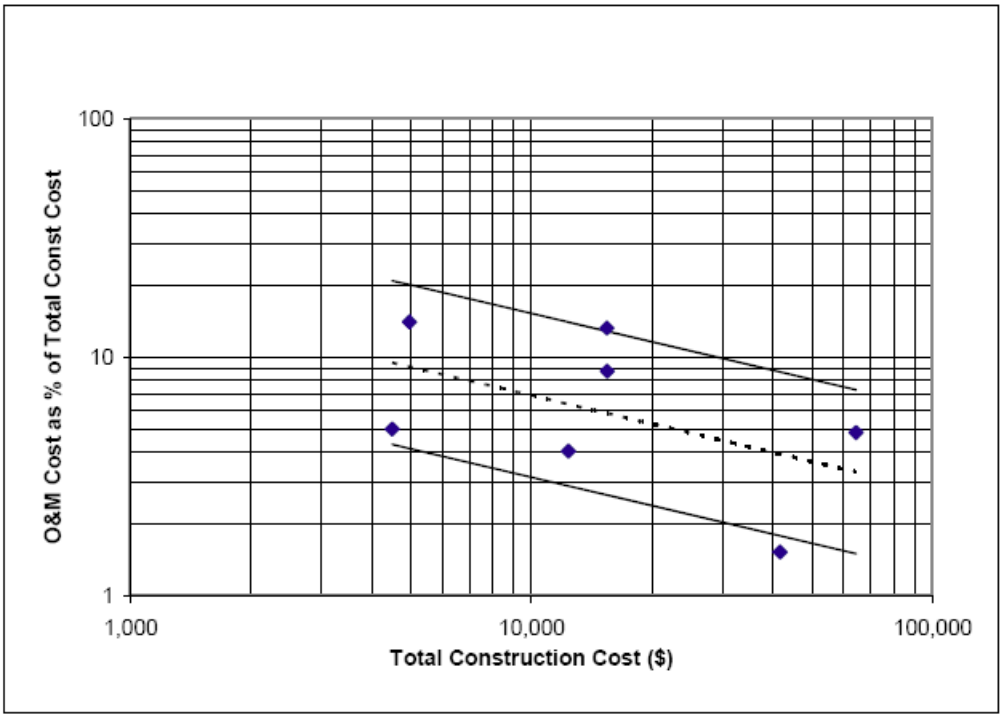


Figure 14. Annual O&M costs of constructed wetlands.

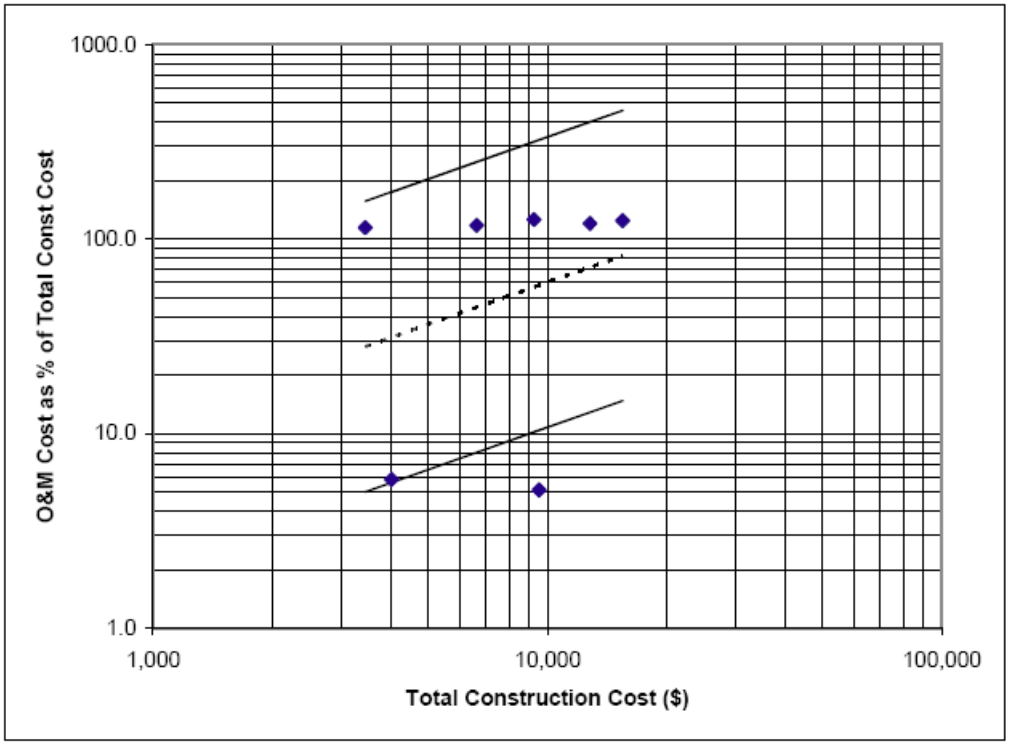


Figure 15. Annual O&M costs of infiltration trenches.

(Data from SWRPC, 1991; Landphair, *et al*, 2000)

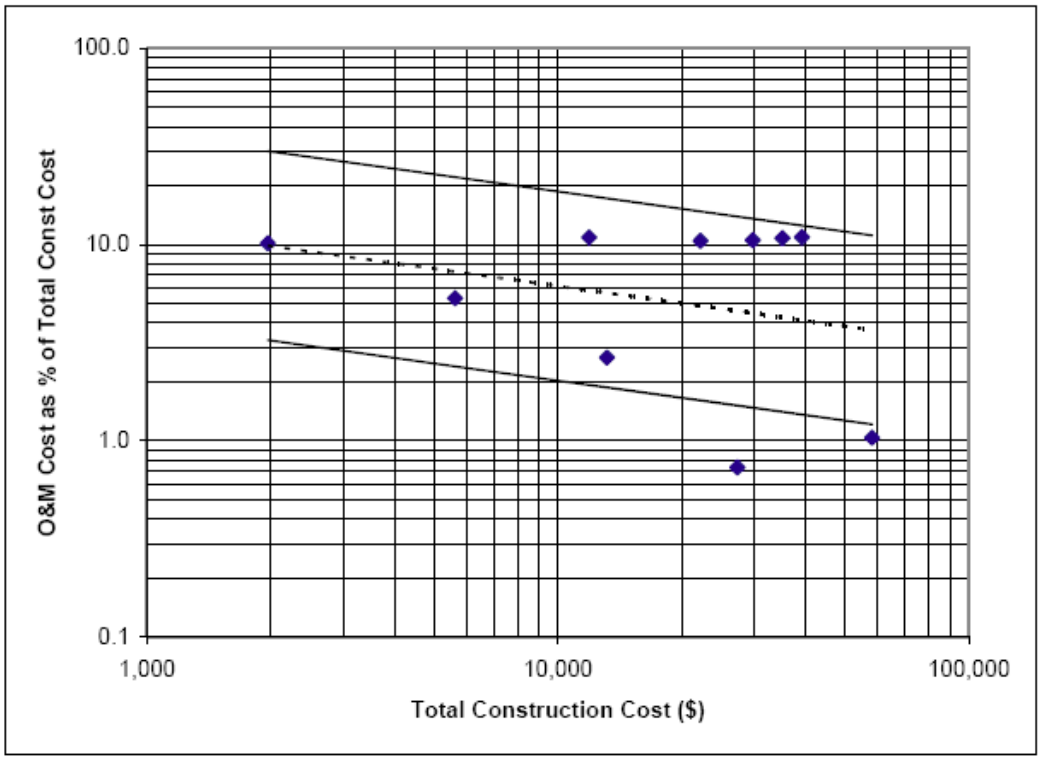


Figure 16. Annual O&M costs of bioinfiltration filters.

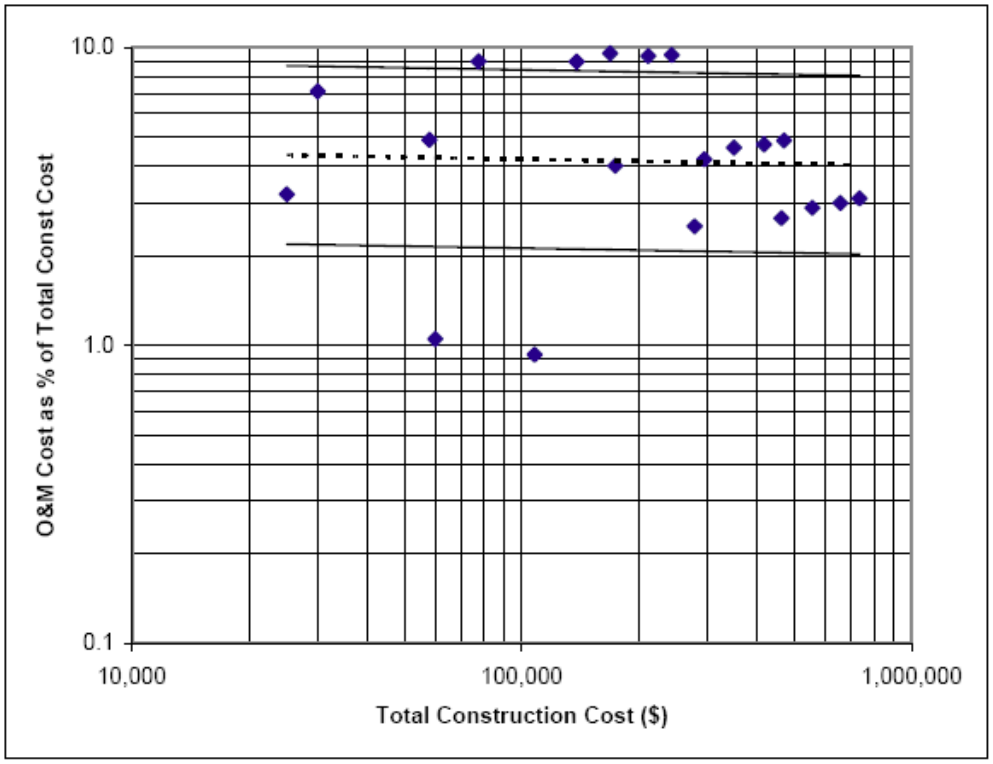


Figure 17. Annual O&M costs of sand filters.

(Data from Landphair, *et al*, 2000; Wossink and Hunt, 2003)

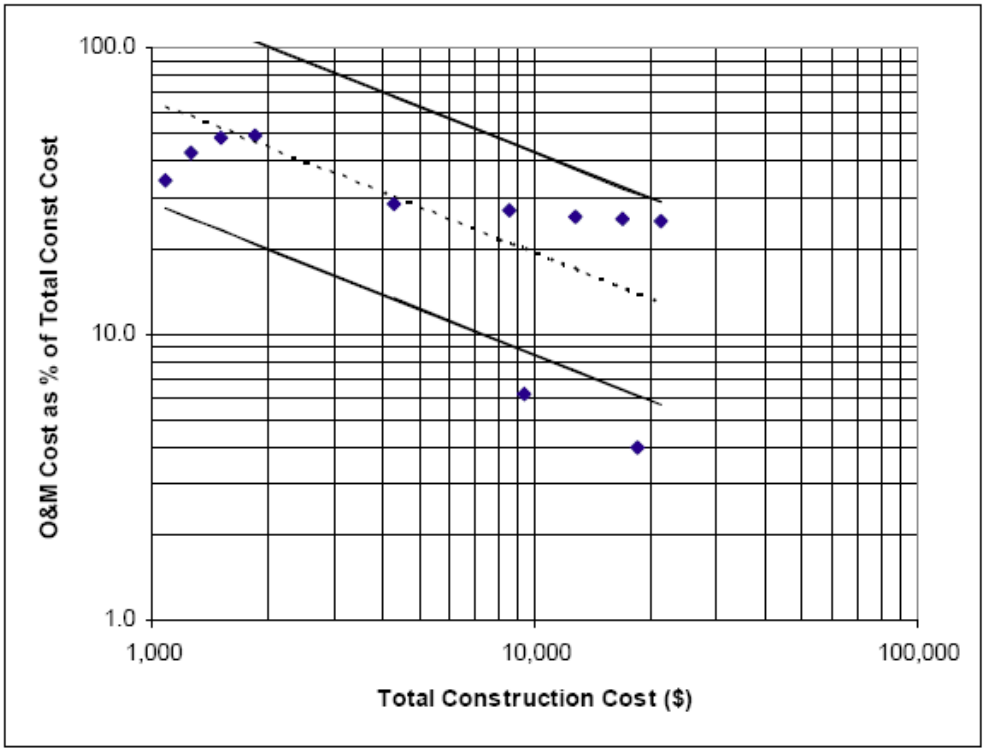


Figure 18. Annual O&M costs of grassed/vegetative swales.

(Data from Landphair, *et al*, 2000; SWRPC, 1991)

GRILLE D'ANALYSE D'AIDE À LA DÉCISION

CHAPITRE 14

14.1 INTRODUCTION

Une large gamme de pratiques de gestion optimales peut s'appliquer à plusieurs types de projets. Le choix judicieux d'une filière de mécanismes de contrôle et des PGO les plus appropriées pour un projet spécifique implique un processus flexible et méthodique par lequel on pourra sélectionner les mesures permettant de rencontrer les objectifs. Un choix adéquat des pratiques préviendra les impacts négatifs qui peuvent résulter de l'application de la mauvaise PGO au mauvais endroit.

Les objectifs d'un programme de gestion des eaux pluviales sont abondamment discutés au chapitre 3 mais on peut ici rappeler de façon générale les principaux critères qui devraient guider le choix de différentes techniques :

- Les caractéristiques des eaux souterraines et des débits de base dans les cours d'eau devraient être préservées;
- La qualité de l'eau devrait être protégée;
- Les cours d'eau ne devraient pas subir des changements géomorphologiques importants et indésirables;
- Il ne devrait pas y avoir d'augmentation du potentiel d'inondation;
- Une diversité appropriée de la vie aquatique et les possibilités d'usages de la ressource eau devraient être maintenues.

Par ailleurs, il est important de rappeler que l'approche préférable pour la gestion des eaux pluviales est de mettre en place une filière avec une série de mesures qui s'appuie notamment sur des contrôles maximisés tout d'abord à l'échelle du lot, ensuite en réseau et, finalement, avec des ouvrages en fin de réseau. Cette combinaison de contrôles est la seule façon de faire permettant de rencontrer les critères multiples pour le bilan hydrique, la qualité, l'érosion et la quantité d'eau de ruissellement.

Une combinaison de mécanismes de contrôle est désirable parce qu'elle offre potentiellement les bénéfices suivants :

- Une gestion des eaux pluviales plus efficace et mieux intégrée;
- La minimisation de la surface de terrain requise pour les ouvrages de fin de réseau;
- Des opportunités pour intégrer de façon plus harmonieuse les PGO dans le tissu urbain;
- Une diminution du coût total lorsque les coûts d'acquisition de terrain sont pris en compte;
- Une prise de conscience accrue du public attirant davantage son implication dans le développement et la mise en œuvre d'initiatives pour la gestion des eaux pluviales.

Plusieurs références additionnelles sont disponibles pour guider le concepteur dans le choix d'une série de PGO (New-York, 2003; EPA, 2004a; EPA, 2004b; EPA, 1999; MPCA, 2005; MOE, 2003; MDE, 2000; Minton, 2005).

14.2 CATÉGORIES DE PGO

Il peut être intéressant tout d'abord de classer les différentes PGO selon leur niveau d'application potentielle dans la filière de mesures en série. On peut ici distinguer les PGO qui s'appliquent au lot ou en réseau et les PGO qu'on retrouve en fin de réseau.

14.2.1 PGO à la source ou en réseau

Ces PGO incluent les contrôles qui sont appliqués à l'échelle d'un lot individuel, qui font partie du réseau de transport des eaux pluviales et qui peuvent desservir plusieurs lots mais qui ont une superficie totale inférieure à 2 ha. Bien qu'ils puissent également être utilisés à l'échelle d'un lot avec une occupation de type résidentiel unifamilial (jardin de pluie, baril d'emmagasinnement des eaux de toit, infiltration), ces contrôles à la source sont particulièrement employés pour des secteurs industriel/commercial et pour des zones à risques (station-service, aire de stockage de matériaux solides, etc.).

Ils peuvent de façon générale être subdivisés en 2 sous-catégories, soit les contrôles avec stockage et ceux avec infiltration. Les contrôles avec stockage incluent :

- Le stockage sur les toits;
- Le stockage sur les stationnements;
- Le stockage en conduite sur-dimensionnée;
- Le stockage dans des bassins souterrains (ou des barils d'emmagasinement).

Ces techniques peuvent permettre un certain contrôle sur les débits de pointe mais elles ne peuvent pas avoir d'influence marquée sur les volumes de ruissellement et donc sur les aspects de bilan hydrique, de contrôle pour l'érosion ou la qualité de l'eau rejetée. Par ailleurs, il faut souligner que certains éléments de contrôle à la source comme par exemple des unités de traitement pour les huiles et sédiments ou des fossés engazonnés peuvent également être utilisés comme prétraitement pour des ouvrages de contrôle en fin de réseau (bassin de rétention).

Les contrôles impliquant de l'infiltration (agissant ainsi sur les volumes de ruissellement) incluent par ailleurs :

- Réduction de la pente de terrain pour permettre une accumulation d'eau et favoriser l'infiltration;
- Diriger les gouttières de toit et autres surfaces imperméables vers des surfaces perméables, des puits d'infiltration ou des barils de stockage;
- Pompage des drains de fondation vers des surfaces perméables (davantage recommandable pour la réhabilitation de réseaux existants que pour des réseaux neufs);
- Tranchées d'infiltration;
- Fossé engazonné;
- Système de conduites perforées;
- Bande filtrante;
- Bande riveraine de cours d'eau maintenue et améliorée.

Il **est important de maximiser l'infiltration à la plus petite échelle possible** parce que l'infiltration concentrée des eaux de ruissellement provenant d'un bassin tributaire plus important ne pourra pas permettre de reproduire efficacement les conditions d'infiltration qui prévalent avant le développement (alors que les zones d'infiltration sont réparties de façon plus uniforme sur le territoire). La seule approche offrant la possibilité de maintenir le plus possible le cycle hydrologique naturel est de favoriser la meilleure distribution spatiale possible des aires d'infiltration sur le bassin versant, soit celles que l'on peut généralement localiser au niveau du lot.

Il faut par ailleurs rappeler qu'un défi important associé aux contrôles à la source est que plusieurs de ces techniques devront être mises en place sur des lots privés. En conséquence, l'entretien et la performance à long terme sont directement tributaires des actions prises ou non par le propriétaire. L'éducation et la communication avec les propriétaires sont donc des éléments essentiels à considérer pour s'assurer que les systèmes demeureront fonctionnels à long terme. Des partenariats entre les promoteurs, la municipalité et les propriétaires devront donc être développés pour s'assurer que, globalement, les systèmes pourront fonctionner efficacement pour toute leur durée de vie utile.

14.2.2 Contrôles en fin de réseau

Ces ouvrages reçoivent les eaux d'un réseau de transport (fossés, conduites, rues) et les rejettent vers le milieu récepteur. Dans la plupart des cas de développement urbain, même avec un contrôle très restrictif à l'échelle du lot ou en réseau, ce type d'ouvrages sera requis. Les types d'ouvrages sont :

- Bassin sec;
- Bassin avec retenue permanente;
- Marais;
- Bassin d'infiltration.

La mise en place d'un bassin d'infiltration devra nécessairement être précédée d'études exhaustives des sols en place (pour évaluer adéquatement les capacités d'infiltration), en portant également une attention particulière aux équipements de prétraitement qui pourront limiter le potentiel de colmatage. Des études géotechniques appropriées devront aussi être complétées pour la conception des autres types de bassins et des marais.

Pour de petites surfaces tributaires, on peut dans certains cas avoir d'autres PGO comme les unités de traitement pour les huiles et sédiments qui pourront évidemment être utilisées en série avec d'autres éléments.

14.3 PROCESSUS GÉNÉRAL POUR LA SÉLECTION

Le processus général menant au choix de la filière de traitement et des différentes techniques applicables à un cas en particulier fait généralement intervenir les étapes suivantes :

1. Évaluation du site et caractérisation des ressources;
2. Identification des critères pour le milieu récepteur;
3. Sélection initiale;
4. Identification des contraintes de terrain;
5. Prise en compte des performances attendues;
6. Sélection finale de la filière de mécanismes de contrôle.

Les sections qui suivent discutent de façon plus approfondie les différentes étapes.

14.3.1 Évaluation du site et caractérisation des ressources

La première étape consiste à caractériser le site à développer quant aux ressources à préserver et à établir les techniques d'aménagement de site qui pourraient être applicables pour minimiser le ruissellement et donc réduire les dimensions des PGO à mettre en place. Cet aspect, qui est souvent négligé ou traité de façon superficielle, offre pourtant des opportunités pour un développement bien intégré; il est traité en détails au chapitre 4. On mettra ici en évidence certains points spécifiques qui devraient être considérés dans le choix des PGO.

On peut évaluer ces points spécifiques en répondant à certaines questions (MPCA, 2005):

1. Quelle est l'efficacité de la PGO à réduire les volumes de ruissellement ? Quelle est la capacité d'une PGO à promouvoir l'infiltration, préserver les conditions hydrologiques naturelles ou traiter les polluants?
2. Quel est le potentiel de réduction de coûts pour le développement ? Plusieurs PGO peuvent conduire à une réduction des coûts pour les promoteurs, avec une diminution des coûts d'infrastructures, plus de superficie disponible pour le développement, des ventes plus rapides et à des coûts plus intéressants à cause de la plus-value et des coûts d'opération et de maintenance réduits à long terme.
3. Avec quelle facilité peuvent être mises en place les différentes PGO ? Certaines mesures sont vraiment bien connues, tant au point de vue de la conception, de la construction que de l'opération alors que d'autres sont encore peu documentées.
4. Quels sont les PGO les plus appropriées pour différentes occupations du sol ? La nature de l'occupation du sol qui est projetée a une influence sur les types de PGO qui pourront être appliqués. On peut notamment distinguer les secteurs résidentiels (unifamilial à basse ou moyenne densité ou multi-logements (haute densité), les secteurs commercial/institutionnel/industriel et les secteurs à risque (hotspots), qui peuvent également inclure des secteurs industriels.

14.3.2 Identification des critères pour le milieu récepteur

On doit ici définir les critères de contrôle, tant qualitatif que quantitatif, qui s'appliquent au milieu récepteur destiné à recevoir les eaux de ruissellement du développement. Idéalement, la planification à l'échelle du bassin versant pourra servir de base pour l'élaboration des critères de contrôle. Si une planification à plus grande échelle n'a pas été complétée, on pourra utiliser les informations contenues au chapitre 3 pour définir les critères à considérer.

Essentiellement, on doit ici répondre à la question suivante : est-ce que le projet est situé dans un bassin versant ou un sous-bassin qui devrait avoir des objectifs de conception spécifiques ou qui présente des contraintes particulières qui doivent être considérées ? Le type de milieu récepteur (zones de fraie, lacs avec cyanobactéries, cours d'eau en surplus de phosphore, zones de baignade, présence d'espèces menacées, etc.) pourra évidemment influencer de façon significative les types de PGO à utiliser et la filière des mesures à privilégier.

À titre indicatif, le tableau 14.1 donne les facteurs qui sont pris en compte pour les différents milieux récepteurs dans l'état du Minnesota. Les questions à se poser devraient notamment inclure les éléments suivants :

- Est-ce que le site se draine vers un lac sensible ? Les différentes PGO ont des capacités différentes en ce qui a trait à l'enlèvement du phosphore, qui est dans plusieurs cas le polluant clé à contrôler. Les performances de différentes PGO pour l'enlèvement du phosphore sont discutées au chapitre 8.

- Est-ce que le site se draine vers une rivière à truites ou à saumons ? Ce type de rivière requiert une attention particulière qui peut influencer fortement le choix de PGO.
- Est-ce que le site se situe dans une zone où les eaux souterraines sont la source d'approvisionnement en eau potable ou est-ce que le site se draine vers un plan ou un cours d'eau qui sert d'alimentation ? Pour l'alimentation avec la nappe souterraine, les PGO devraient favoriser la recharge de la nappe tout en s'assurant qu'il n'y aura pas de contamination provenant de certaines zones plus à risque.
- Est-ce que le site se draine vers un marais naturel ? Dans ce cas, la conception de la filière devrait notamment tenir compte des bilans hydriques à maintenir et des charges de phosphore à limiter.
- Est-ce que le site se draine vers un milieu dégradé ? On pourra être appelé dans ce cas à choisir des PGO qui permettront d'atteindre un niveau plus élevé d'enlèvement des polluants.

14.3.3 Sélection initiale

Après avoir évalué les concepts qui peuvent être privilégiés pour l'aménagement du site et une fois que les critères généraux de contrôle auront été établis, on pourra procéder à une sélection préliminaire des différents types de PGO qui pourraient s'appliquer. Chaque PGO est associée à certains avantages et désavantages qui peuvent réduire les options viables pour certains cas particuliers. Le tableau 14.2 résume les principaux avantages et désavantages de différentes PGO alors que le tableau 14.3 donne de façon générale comment chaque catégorie de PGO peut être mise à contribution pour différents critères de contrôle.

Tableau 14.1

Facteurs à considérer selon le milieu récepteur (adapté de MPCA, 2005).

Type de PGO	Catégorie de milieux récepteurs				
	Lacs	Ressources avec truites	Source d'eau potable[1]	Marais	Eaux dégradées
Localisation générale	À l'extérieur de la bande riveraine	À l'extérieur de la bande riveraine	Distances minimales des puits, des installations septiques	À l'extérieur de la bande riveraine	Sélection basée sur l'enlèvement des polluants
Biorétention	Préférable	Préférable	OK avec précaution pour zone à risque (*hotspot*)	Préférable	Préférable
Filtration	Certaines variations à application restreinte dû à l'enlèvement limité du phosphore, doit être combiné à d'autres PGO	Préférable	Préférable	Acceptable	Préférable
Infiltration	Préférable	Préférable	Application restreinte pour zones à risque (*hotspot*)	Préférable	Application restreinte pour certains polluants
Bassins avec retenue permanente	Préférable	Certaines variations à application restreinte à cause du réchauffement de l'eau	Préférable	Préférable mais pas d'utilisation de marais naturel	Préférable
Marais artificiels	Certaines variations à application restreinte dû à l'enlèvement limité du phosphore, doit être combiné à d'autres PGO	Application restreinte excepté pour des marais boisés	Préférable	Préférable mais pas d'utilisation de marais naturel	Préférable
Autres PGO[2]	application restreinte dû à l'enlèvement limité du phosphore, doit être combiné à d'autres PGO	Application restreinte, doit être combiné à d'autres PGO	Application restreinte, doit être combiné à d'autres PGO	Application restreinte, doit être combiné à d'autres PGO	Application restreinte, doit être combiné à d'autres PGO

Notes

[1] S'appliquent à des approvisionnement en eau potable par eaux souterraines; pour les approvisionnement en eaux de surface, considérer les restrictions pour les lacs.

[2] Autres PGO qui ne sont pas incluses dans les catégories majeures du tableau – voir chapitre 11.

Tableau 14.2

Avantages et désavantages de différentes PGO (adapté de MEA, 1999 et de MPCA, 2005).

Type de PGO	Avantages	Désavantages
Bassin avec retenue permanente	• Capacité à enlever les polluants dissous en plus des solides • Permet un contrôle de l'érosion des cours d'eau • Création d' habitats • Interventions pour l'entretien relativement moins fréquentes • Aspects esthétiques et récréationnels	• Coûts plus élevés que les bassins secs • La retenue permanente implique une plus grande surface de terrain • Peut avoir des impacts négatifs dûs à la température de l'eau rejetée • Peut être soumis à des contraintes de topographie ou de type d'occupation du sol • L'enlèvement des sédiments, lorsque requis, est relativement plus coûteux
Bassin sec	• Mode de fonctionnement en batch et avec rétention prolongée peut fournir une efficacité s'approchant d'un bassin avec retenue permanente • Moins contraignant pour la superficie que pour des bassins avec retenue permanente • Peut être aménagé pour être multi-fonctionnel	• Remise en suspension des contaminants possible • Coûts d'opération et de maintenance plus élevés que pour un bassin avec retenue permanente
Marais artificiels	• Capacité à enlever les polluants similaire au bassin avec retenue permanente • Capacité d'enlèvement accentuée pour les nutriments • D'autres bénéfices significatifs pour les différents habitats	• Requiert plus de surface qu'un bassin avec retenue permanente • Peut avoir des impacts négatifs dûs à la température de l'eau rejetée • Peut être soumis à des contraintes de topographie ou de type d'occupation du sol • Risque de nuisances • Principes de conception plus complexes que pour les bassins secs ou les bassins avec retenue permanente
Tranchées d'infiltration	• Potentiellement efficace pour promouvoir la recharge et maintenir les débits d'étiage • Peut être approprié lorsque le maintien de la recharge de la nappe phréatique est un objectif • Pas d'impact thermique • Pas de problème de sécurité	• Approprié seulement pour de petites surfaces tributaires (< 2 ha) et surtout pour des secteurs résidentiels • Perméabilité des sols en place peut être une contrainte • Nécessite un prétraitement • La contamination possible de la nappe phréatique doit être évaluée • Peu efficace pour le contrôle quantitatif mais peut contribuer à réduire le volume de ruissellement • Le choix des paramètres de conception doit se faire de façon prudente pour réduire les possibilités de malfonctionnement à moyen et long terme (colmatage)
Bassins d'infiltration	• Potentiellement efficace pour promouvoir la recharge et maintenir les débits d'étiage • Peut être approprié lorsque le maintien de la recharge de la nappe phréatique est un objectif • Pas d'impact thermique • Pas de problème de sécurité	• Approprié seulement pour de petites surfaces tributaires (< 5 ha) et surtout pour des secteurs résidentiels • Perméabilité des sols en place peut être une contrainte • Nécessite un prétraitement • La contamination possible de la nappe phréatique doit être évaluée • Peu efficace pour le contrôle quantitatif mais peut contribuer à réduire le volume de ruissellement • Le choix des paramètres de conception doit se faire de façon prudente pour réduire les possibilités de malfonctionnement à moyen et long terme (colmatage)
Bandes filtrantes	• Certains bénéfices pour le contrôle de la qualité (à utiliser en série avec d'autres PGO) • Efficaces pour retenir les matières en suspension et intercepter les précipitations • Peut contribuer à réduire le ruissellement en réduisant les vitesses d'écoulement, augmentant les temps de concentration et l'infiltration • Peut créer des habitats • Pas d'impact thermique	• Approprié seulement pour de petites surfaces tributaires (< 2 ha) avec des pentes peu accentuées • Écoulement uniforme en nappe difficile à maintenir • Efficacité réduite pour des conditions froides
Filtres à sable	• Généralement très efficace pour l'enlèvement des polluants, résistent bien au colmatage et plus faciles à réhabiliter lorsque comparés à des tranchées drainantes	• Non approprié pour un contrôle quantitatif • Approprié seulement pour de petites surfaces tributaires (< 5 ha) • Ne recharge généralement pas la nappe phréatique • Peut contribuer à des problèmes esthétiques ou d'odeurs • Coûts d'entretien et d'opération plus élevés que les autres types de PGO en fin de réseau
Séparateurs commerciaux	• Particulièrement bien adaptés aux zones à risques (*hotspots*) (secteurs industriel/commercial, grandes surfaces de stationnement ou des secteurs reliés au transport) avec des aires tributaires inférieures à 2 ha • Critères de conception qui peuvent s'ajuster aux conditions et objectifs visés • Intégration facile dans une série de mesures • Efficace pour capture des huiles/graisses	• Performance variable (doit être documentée) • Entretien plus coûteux (mais essentiel pour assurer un bon fonctionnement) • S'applique à de petites surfaces (doit être utilisé avec d'autres PGO pour des contrôles à plus grande échelle)

14.3.4 Contraintes physiques

Les caractéristiques du site peuvent par ailleurs être un facteur qui pourra déterminer si une PGO ou une filière de traitement en particulier peut s'appliquer. Les facteurs physiques qui doivent être évalués incluent :

- La topographie;
- La stratification et les types de sols;
- La profondeur du roc;
- La profondeur de la nappe phréatique;
- La surface de drainage tributaire.

Par exemple, l'utilisation de bassins de rétention sur des sites avec des pentes importantes peut être difficile. Le tableau 14.4 fournit un résumé des principales contraintes physiques associées aux différentes PGO.

14.3.5 Prise en compte des performances attendues

Un élément essentiel à considérer pour le choix final est évidemment la performance attendue de la filière de mécanismes de contrôle, qui doit permettre de pouvoir rencontrer les différents critères de contrôle qui auront été fixés. Le tableau 14.5, qui est une reprise du tableau 8.17, fournit un résumé des performances attendues pour différents types de PGO.

Il faut toutefois souligner que les valeurs présentées à ces tableaux peuvent varier selon une gamme significative et qu'on devra tenir compte des conditions particulières de chaque projet. Il y a avantage à consulter le chapitre 8 pour une discussion plus en profondeur des paramètres qui pourront influencer le rendement des différentes PGO. Les bases de données disponibles sur certains sites Internet évoluent également rapidement et donnent une meilleure idée des gammes de variations auxquelles on peut s'attendre (Geosyntec, 2007; CWP, 2007).

La réduction des volumes de ruissellement constituant également un objectif de base pour la préservation du cycle hydrologique, il y a lieu également de considérer ce paramètre pour l'évaluation des performances attendues et le tableau 8.19 du chapitre 8 pourra servir de base pour cette évaluation.

Tableau 14.3

Applicabilité des différents types de PGO pour différents contrôle (adapté de MEA (1999) et MCPA (2005)).

Types de PGO	Contrôle de la qualité	Contrôle quantitatif	Érosion en cours d'eau	Recharge de la nappe
Contrôle à la source				
Aménagement du site	◆	◆	◆	●
Stockage local	◆	●	◆	●
Infiltration des eaux de ruissellement des toits	◆	◆	◆	●
Biorétention	●	□	◆	●
Contrôle en réseau				
Conduites perforées	●*	◆	◆	●
Puisards avec exfiltration	●*	◆	◆	●
Noues engazonnées	●	◆	●	◆
Contrôle en fin de réseau				
Bassin avec retenue permanente	●	●	●	□
Bassin sec	◆	□	●	◆
Bassin sec avec cellule de prétraitement	●	●	●	◆
Marais artificiel	●	●	●	□
Filtre avec matériau filtrant	●	□	□	□
Filtre avec végétation	●	□	◆	◆
Tranchée d'infiltration	♦◆*	◆	◆	●
Bassin d'infiltration	♦◆*	◆	◆	●
Bande filtrante	●	□	◆	◆
PGO particulière (séparateurs commerciaux)				
	♦◆**	□	□	□

● Très efficace (mécanisme primaire de contrôle)
◆ Efficacité limitée (mécanisme secondaire de contrôle, à appliquer en combinaison)
□ Pas efficace
* Peut avoir des effets néfastes
** Conception spécifique peut en faire un mécanisme primaire de contrôle

Tableau 14.4

Contraintes physiques pour l'application de différentes PGO

(adapté de EPA (1999), MOE (2003), MCPA (2005) et Weiss et Gulliver (2005)).

Type de PGO	Paramètres					
	Surface utilisée[1]	Topographie	Sols	Roc	Nappe phréatique	Surface tributaire
Biorétention	7 – 10 % Min. 18 m^2	Pente max. 20 %	Aucune Utiliser drains avec sols C ou D	Distance avec le dessous > 1 m	Distance avec le dessous > 1 m	< 2 ha Préférable 0,2 à 0,8 ha
Bassin avec retenue permanente	2 – 3 %	Pente max. 25 %	aucune	aucune	aucune	> 5 ha
Bassin sec	1 – 3 %	Pente max. 25 %	aucune	aucune	aucune	> 5 ha
Marais artificiel	2 – 4 %	Pente max. 25 %	aucune	aucune	aucune	> 5 ha
Bassin d'infiltration	2 – 3 %	Pente max. 15 %	Loam (taux d'infiltration min. ≥ 60 mm/h)	Distance avec le dessous > 1 m	Distance avec le dessous > 1 m	< 5 ha
Tranchée d'infiltration	2 – 3 %	Pente max. 15 %	Loam (taux d'infiltration min. ≥ 15 mm/h)	Distance avec le dessous > 1 m	Distance avec le dessous > 1 m	< 2 ha
Réduction locale des pentes	n/a	P < 5 %	Loam (taux d'infiltration min. ≥ 15 mm/h)	Aucune	aucune	aucune
Puits d'infiltration	< 1 %	aucune	Loam (taux d'infiltration min. ≥ 15 mm/h)	Distance avec le dessous > 1 m	Distance avec le dessous > 1 m	< 0,5 ha
Accumulation en cour arrière	Variable	P < 5 %	Loam (taux d'infiltration min. ≥ 15 mm/h)	Distance avec le dessous > 1 m	Distance avec le dessous > 1 m	< 0,5 ha
Noues engazonnées	10 – 20 %	P < 5 %	aucune	aucune	aucune	< 2 ha
Conduites perforées	Variable	aucune	Loam (taux d'infiltration min. ≥ 15 mm/h)	Distance avec le dessous > 1 m	Distance avec le dessous > 1 m	aucune
Bandes filtrantes	Variable	P < 5 %	aucune	aucune	Distance avec le dessous > 0,5 m	< 2 ha
Filtre à sable	1 – 3 %	Pente max. 20 %	aucune	aucune	Distance avec le dessous > 0,5 m	< 5 ha
Séparateurs commerciaux	n/a	aucune	aucune	aucune	aucune	< 2 ha

[1] La surface utilisée est exprimée en fonction de la surface tributaire imperméable, sauf pour les bassins et les marais, où elle est exprimée en fonction de la surface totale tributaire.

Tableau 14.5

Pourcentages d'enlèvement médians des polluants pour différentes PGO.

Paramètres	Bande filtrante	Fossés de rue sans aménagement	Noues engazonnées	Bassin de rétention sec avec retenue prolongée	Bassin avec retenue permanente	Marais artificiel	Biorétention	Pratiques avec infiltration
MES	60[4]	30[1]	80[1,3]	60[1]	80[1,3]	70[1,3]	80[4]	89[3]
Phosphore total	20[4]	0[1]	34[1]	20[1,3]	52[2,3]	45[1,3]	40[5]	65[3]
Nitrates totaux	N/D	20[1]	31[1]	0[1]	31[1,3]	65[2,3]	40[2,3]	0[3]
Azote total Kjeldahl	N/D	0[1]	34[1]	30[1]	24[1,2]	30[1]	28[2]	N/D
Cuivre total	N/D	10[1]	50[1]	30[1,3]	57[1,3]	40[1,2]	75[2,3]	86[3]
Zinc total	N/D	10[1]	70[1]	30[1,3]	64[1,3]	40[1,2,3]	80[2,3]	66[3]
Plomb total	N/D	10[1]	70[1]	50[1]	60[1]	45[1]	70[2]	N/D
Bactéries	N/D	10[1]	60[1]	40[1]	65[1,3]	60[1]	N/D	N/D

Références : [1]Guide pour la Ville de Toronto (2006); [2]Geosyntec (2007); [3]CWP, (2007); [4]ASCE BMP DATABASE (2011); [5]Virginie (2010).

Notes :

- Les polluants pour lesquels il est recommandé de faire un contrôle sont les MES et le phosphore total.
- Les séparateurs avec technologies brevetées (à vortex ou avec d'autres mécanismes), ne sont pas inclus au tableau puisqu'ils offrent un pourcentage d'enlèvement variable en fonction des critères de conception retenus.

14.3.6 Sélection finale

Finalement, en tenant compte de la sélection préliminaire, des contraintes du site et des performances attendues des différentes PGO, on pourra faire la sélection finale des différentes techniques qui seront intégrées à la filière de mécanismes de contrôle. À cette étape, d'autres facteurs environnementaux ou spécifiques à la région ou à la ville pourront être considérés pour le choix final :

- Facilité d'entretien;
- Aspects institutionnels (facilité d'application et de suivi, permis);
- Acceptabilité par la communauté (nuisances potentielles, aspects esthétiques);
- Coûts de construction;
- Qualité et diversité des habitats créés.

RÉFÉRENCES

AMEC *et al.* (2001). *Georgia stormwater management manual*. Volumes 1 et 2. Atlanta, Géorgie.

CWP (Center for Watershed Protection) (2007). *National Pollutant Removal Performance Database*, version 3. Ellicot City, Maryland.

EPA (1999). *Preliminary Data Summary of Urban Stormwater Best Management Practices*. Rapport EPA-821-R-99-012. US Environmental Protection Agency, Washington, D.C.

EPA (2004a). *Environmental Protection Agency* des États-Unis. *Stormwater Best Management Practice Design Guide*, Volumes 1, 2 et 3. Rapport EPA/600/R-04/121. Office of research and development center for environmental research information, Washington, D.C.

EPA (2004b). *Environmental Protection Agency des États-Unis. The Use of Best Management Practices (BMPs) in Urban Watersheds*. Rapport EPA/600/R-04/184. Office of research and development center for environmental research information, Washington, D.C.

Geosyntec Consultants et Wright Water Engineers (2007). *Analysis of treatment system performance. International Stormwater Best Management Practices (BMP) Database* (1999-2007), Water Environment Research Foundation, American Society of Civil Engineers (ASCE), US EPA, FHWA et APWA.

Maryland Department of the Environment (MDE) (2000). *Maryland Stormwater Design Manual: Volume 1 and 2. Maryland Department of the Environment*, Annapolis, Maryland.

MEA (Ministère de l'environnement de l'Alberta) (1999). *Stormwater management guidelines for the province of Alberta*. Edmonton, Alberta.

Minton, G. (2005). *Stormwater treatment – Biological, Chemical and Engineering Principles*. Resources Planning Associates, Seattle, Washington.

MOE (2003). *Stormwater Management Planning and Design Manual*. Ministère de l'environnement de l'Ontario, Toronto, On.

MPCA (*Minnesota Pollution Control Agency*) (2005). *Minnesotta Stormwater Manual*. Minnesota Stormwater Steering Committee, Minnesotta.

MTO (Ministère des transports de l'Ontario) (1997). *Drainage management manual*. Drainage and hydrology section, Transportation engineering branch, Toronto, ON.

New York Department of Environmental Conservation (NYSDEC) (2003). *New York State Stormwater Management Design Manual*, Division of Water, Albany, New York.

Rivard, G. (2005). *Gestion des eaux pluviales – Concepts et applications*. 2e édition, Alias Communication Design, Laval.

Schueler, T. (2008). *Technical support for the Bay-wide runoff reduction method. Chesapeake Stormwater Network*. Baltimore, MD www.chesapeakestormwater.net

Toronto (2006). *Wet Weather Flow Management – Guidelines*. City of Toronto, Toronto Water Infrastructure Management, Toronto, On.

Wong, T. H. F. (2006). *Australia Runoff Quality – A Guide to Water sensitive urban design*. Engineers Australia, Melbourne.

PLANTATIONS

ANNEXE A

A.1 GÉNÉRALITÉS

Comme le démontrent certaines sections du Guide, les plantations et l'usage approprié de différents types de végétation constituent un élément primordial pour l'application de plusieurs pratiques. De façon générale, il sera approprié de confier la conception de ces éléments à des spécialistes qui pourront élaborer des plans d'aménagement bien adaptés tenant compte à la fois des objectifs visés pour la gestion des eaux pluviales, des aspects esthétiques, de l'intégration au tissu urbain et de la durabilité. La présente annexe fournit toutefois un encadrement général pour le développement et la mise en œuvre de ces aménagements, en proposant certaines lignes directrices et, surtout, en mettant en évidence certains éléments qui devraient être pris en compte lors de la conception, de la construction et du suivi.

La végétation joue un rôle fondamental pour plusieurs pratiques de gestion optimales, notamment en interceptant la pluie et favorisant les pertes par évapotranspiration, en filtrant les eaux de ruissellement et en enlevant une partie des nutriments, en réduisant les vitesses d'écoulement et en prévenant la remise en suspension des sédiments (MOE, 2003). La végétation peut également avoir plusieurs fonctions dans un plan de gestion des eaux pluviales (MOE, 2003; Philadelphie, 2006; Vermont, 2002):

- Stabilisation des berges et des talus;
- Prévention de l'érosion;
- Mitigation des impacts sur la température (avec zones d'ombrage) et sur l'oxygène dissous (ce qui influence en retour la croissance des algues);
- La mise en place d'une végétation dense autour d'un plan d'eau permet de minimiser la présence d'oies sauvages ou d'autres espèces qui peuvent contaminer les bassins;
- Barrière pour limiter l'accès du public aux zones qui pourraient être potentiellement plus à risque;
- Amélioration des liens entre différentes zones, produisant ainsi des zones plus propices pour les habitats;
- Bénéfices esthétiques.

Les éléments généraux à considérer pour la plupart des PGO impliquant l'utilisation de végétation sont les suivants (Vermont, 2002; Philadelphie, 2006; MOE, 2003; Shaw et Schmidt, 2003) :

- **Sols.** Les sols devraient avoir un taux d'infiltration adéquat et permettre la croissance des plantations. Une caractérisation appropriée des sols en place devrait être complétée, incluant minimalement la texture, le contenu de matière organique, le pH, les niveaux d'eau actuels et anticipés dans le sol (ou les conditions d'humidité du sol). Pour le PGO fonctionnant avec des mécanismes impliquant l'infiltration, les taux d'infiltration des sols en place devraient être établis selon le protocole décrit à l'annexe B;
- **Conditions du site.** Les caractéristiques à évaluer incluent les communautés de plantes aux environs, les pentes, les zones ombragées, l'orientation pour l'ensoleillement et le vent. La végétation non désirable aux environs du site devrait être enlevée, en tentant toutefois de préserver au maximum les espèces indigènes en place;
- **Aspects hydrologiques et environnementaux.** Plusieurs facteurs hydrologiques et environnementaux

peuvent avoir un impact très important sur la croissance des plantations. Concernant les aspects hydrologiques, on retrouve la profondeur et la durée de l'inondation, les niveaux d'eau en période d'étiage, la fréquence d'inondation et l'énergie des vagues. Les facteurs environnementaux comprennent notamment les charges en sédiments et polluants, l'apport en sel de déglaçage, la turbidité, l'érosion, les plantes nuisibles ou envahissantes et les animaux herbivores.

Les plantes choisies devraient de façon générale être indigènes, non-nuisibles ou non envahissantes. Le choix devrait se faire en considérant plusieurs facteurs, incluant les types de sols en place, les conditions spécifiques du site (avec les caractéristiques régionales climatiques (zones de rusticité)), les aspects hydrologiques et environnementaux, les besoins d'entretien et la disponibilité pour le remplacement et le maintien. Certains principes de base devraient être appliqués pour établir la stratégie de plantation pour les PGO (MOE, 2003) :

- Planifier en tenant compte d'un environnement dynamique, évoluant avec le temps;
- Concevoir pour mettre en valeur la fonction écologique (établissement de lien vert, augmentation du couvert végétal, prise en compte des facteurs qui amélioreront l'intégrité des écosystèmes);
- Considération des contextes écologique, physique et social du site;
- Utiliser des espèces qui sont indigènes pour la région;
- Maximiser la diversité;
- Reconnaître les facteurs humains.

Il faut finalement reconnaître que la sélection des plantes et arbustes les plus appropriés n'est pas simple et qu'elle doit s'appuyer sur des connaissances spécialisées. Les informations contenues à la présente annexe ne peuvent suffire pour servir de base à la conception de ces aménagements et c'est pourquoi on devra de façon générale utiliser des ressources spécialisées pour ce faire. Des détails techniques sont par ailleurs disponibles dans certains guides qui ont été produits pour des régions dont les caractéristiques climatiques s'apparentent à celles du Québec (Vermont, 2002; Philadelphie, 2006; Pennsylvanie, 2006; MOE, 2003; Shaw et Schmidt, 2003; MPCA, 2006; Claytor et Schueler, 1996; New York, 2003; TRCA, 2007). Plus spécifiquement pour le Québec, un répertoire des végétaux recommandés pour la végétalisation des bandes riveraines est disponible (MAPAQ, 2008).

On retrouvera aux sections qui suivent une discussion sur la tolérance aux sels de déglaçage (ce qui doit évidemment constituer un paramètre important pour certaines applications), une classification des plantations selon les zones d'inondation, et, enfin, une description des types de plantations par type de PGO (bassin de rétention, PGO avec infiltration, biorétention, fossé/noue, bande filtrante et toit vert.

A.2 TOLÉRANCE AUX SELS DE DÉGLAÇAGE

Les sites où la tolérance aux sels de déglaçage doit être une préoccupation incluent les accotements et fossés le long de routes, les noues et bassins où le ruissellement provenant de neiges usées peut s'infiltrer et les plans d'eau recevant des quantités importantes de ruissellement provenant de la fonte.

Certaines PGO peuvent être plus exposées à des invasions de plantes nuisibles ou envahissantes à cause d'agents stressants comme les sels, les apports en sédiments, la concentration élevée de phosphore ou d'hydrocarbures (MPCA, 2005). Certaines espèces sont connues pour être intolérantes aux sels et leur utilisation devrait être évitée lorsque des sels de déglaçage peuvent être anticipés (MPCA, 2005) :

- Cornouiller à grappes (Cornus racemosa);
- Cornouiller stolonifère (Cornus stolonifera);
- Érable argenté (Acer saccharinum);
- Érable à sucre (Acer saccharum);
- Tilleul d'Amérique (Tilia Americana).

Par ailleurs, le tableau A-1 fournit une liste de plantes, d'arbustes et d'arbres dont la tolérance aux sels est généralement reconnue. Le répertoire des végétaux recommandés pour la végétalisation des bandes riveraines (MAPAQ, 2008) fournit la tolérance aux sels au niveau du sol des différentes plantes.

A.3 CLASSIFICATION SELON DIFFÉRENTES ZONES

La profondeur d'eau et la fréquence d'inondation, particulièrement pendant la saison de croissance, sont les principaux facteurs contrôlant la survie et la croissance des plantations. La stratégie à suivre pour les plantations devrait donc s'établir en considérant les cinq zones décrites

Tableau A-1

Végétaux pour climat froid avec tolérance reconnue aux sels de déglaçage (adapté de MPCA, 2005).

Nom	Humidité du sol	Tolérance aux sels dans le sol	Type de végétaux	Notes pour l'utilisation
Orme américain (Ulmus Americana)	Toujours mouillé/ fréquemment saturé	Moyenne/basse	Arbre	
Frêne de Pennsylvanie (Fraximus pennsylvanica)	Toujours mouillé	Moyenne	Arbre	
Seigle canadien sauvage (Elymus canadensis)	Fréquemment saturé	Moyenne	Herbacée	
Vulpin des prés (Alopecurus protensis)	Fréquemment saturé	Basse	Herbacée	
Frêne d'Amérique (Fraxinus americana)	Fréquemment saturé / Drainé	Élevée	Arbre	
Peuplier (Populus spp.)	Fréquemment saturé / Drainé	Moyenne	Arbre	Inclut peuplier faux-tremble, peuplier deltoïde, peuplier à feuille noire et argentée; croissance rapide; bonne stabilisation des berges; très tolérant à l'épandage de sels
Micocoulier américain (Celtis occidentalis)	Fréquemment saturé / Drainé	Moyenne	Arbre	
Pin gris (Pinus banksiana)	Drainé	Élevée	Arbre	
Sumac vinaigrier (Rhus typhina et Rhus trilobata)	Drainé	Élevée	Arbuste	
Fruit du rosier (Rosa rugosa)	Drainé	Basse	Arbuste	
Ray-grass anglais (Lolium perenne)	Drainé	Moyenne	Herbacée	
Schizachyrium à balai (Schizachyrim scoparium)	Drainé	Élevée	Herbacée	
Alkali grass (Puccinella distans)	Drainé	Élevée	Herbacée	

Tableau A-2

Zones hydrologiques pour plantations (adapté de MOE, 2003 et TRCA, 2007).

Zone	Description	Conditions hydrologiques
1	Eaux profondes	Profondeur d'eau > 0,5 m Plantes aquatiques appropriées pour les plus grandes profondeurs
2	Eaux peu profondes	Profondeur d'eau de 0,15 à 0,5 m
3	Zone de rétention	Régulièrement inondée (pratiquement lors de chaque événement pluvieux) Correspond à la zone entre le fond (pour bassin sans retenue permanente) ou le niveau de la retenue permanente et le niveau d'eau atteint lors de l'événement pour le contrôle de la qualité et de l'érosion.
4	Bande riveraine	Occasionnellement inondée lors d'événement plus rares (entre 1 dans 2 ans et 1 dans 100 ans) Peut inclure, comme alternative à une clôture, des arbustes avec épines pouvant avoir comme fonction de limiter l'accès au plan d'eau.
5	Bande extérieure	Rarement ou jamais inondée Aires aménagées pour aspects esthétiques et pour contrôler l'accès au plan d'eau.

au tableau A-2. Certaines espèces peuvent croiser les différentes catégories et plusieurs peuvent survivre dans les espaces limitrophes des différentes zones.

Différents documents (Claytor et Schueler, 1997; Vermont, 2001; MOE, 2003; TRCA, 2007; Shaw et Schmidt, 2003; MPCA, 2005; Jacobson, 2006; MAPAQ, 2008) fournissent de l'information détaillée quant aux espèces étant les plus appropriées pour les différentes zones.

A.4 PRINCIPES GÉNÉRAUX DE MISE EN ŒUVRE

Certains principes généraux ont avantage à être appliqués lors de la planification et de la conception des ensembles végétaux pour les différentes PGO (MOE, 2003; Vermont, 2002; New Jersey, 2004; MDE, 2000) :

Usage ou fonction

Lors du choix des plantes et arbustes, on doit évidemment tenir compte de la fonction attendue dans l'aménagement. Les plantations sont-elles nécessaires pour une couverture du sol, pour la stabilisation ou pour fournir de l'ombre ? Est-ce que l'environnement immédiat peut être la source de compétitions potentielles, requérant ainsi un écran ou une barrière ? Désire-t-on restreindre l'accès au bassin de rétention (rendant ainsi intéressant l'utilisation d'arbustes spécifiques pour ne pas encourager cet accès).

Caractéristiques générales des espèces

Certaines caractéristiques comme les dimensions et la forme peuvent apparaître évidentes mais elles doivent être considérées non seulement à court terme mais aussi à long terme, alors que des problèmes pourront se développer. D'autres caractéristiques à prendre en compte incluent la couleur, la texture, les aspects saisonniers et les taux de croissance.

Disponibilité et coût

Un aspect qui peut être déterminant lors de la planification est la disponibilité des différentes espèces pour la région où se trouve le site à l'étude. Certaines plantes pourront nécessiter un transport, ce qui aura un impact sur les coûts.

Planifier un système dynamique

Les systèmes avec végétaux sont dynamiques et évoluent dans le temps pour s'adapter à leur environnement. Les espèces mises en place initialement peuvent par exemple, disparaître au profit d'espèces mieux adaptées localement, en particulier autour des bassins de rétention et sur les surfaces qui sont fréquemment inondées. Le choix de plantations doit donc se faire en gardant à l'esprit que la succession naturelle joue un rôle important dans la composition ultime des systèmes végétaux.

Concevoir pour améliorer la fonction écologique

Quoique la création d'habitats terrestres et aquatiques ne soit pas nécessairement un objectif de base pour les ouvrages de gestion des eaux pluviales, plusieurs bénéfices écologiques appréciables peuvent résulter d'une bonne planification des plantations. L'établissement de liens, l'augmentation de la couverture végétale, la création d'abri et la modification du microclimat peuvent être des éléments permettant de rehausser l'intégrité de l'écosystème.

Prise en compte du contexte

Une bonne compréhension des contextes écologique, physique et social d'un site aidera généralement à orienter la sélection des espèces appropriées de plantes ainsi que la configuration des aménagements.

Utilisation d'espèces indigènes

Puisque les PGO sont généralement reliées à un réseau d'habitats qui sont eux aussi liés au cours d'eau en aval des ouvrages, il est important que les plantes soient indigènes pour la région considérée.

Maximiser la diversité

L'utilisation d'une large gamme d'arbres, d'arbustes et de plantes indigènes ne rehaussera pas seulement la biodiversité à l'échelle du bassin versant mais contribuera également à augmenter la résilience du système et sa capacité à se maintenir.

Reconnaître les facteurs humains

La conception des plantations devrait être développée en considérant les besoins des résidents et des usagers du site ainsi que les besoins communautaires comme les aspects récréatifs, la création des sites d'interprétation, l'aspect esthétique ainsi que les préoccupations pour la sécurité.

Par ailleurs, il est souvent nécessaire d'effectuer des tests de sol de façon à déterminer minimalement le pH, les nutriments (azote, phosphore, potassium) et les minéraux. Les zones qui ont été récemment affectées par des activités de construction peuvent devenir compactées de façon à limiter la capacité des racines à pénétrer le sol et on devra donc dans ce cas remanier le sol sur une profondeur minimale de 50 mm ou, idéalement, de 100 mm.

Une couverture de terre végétale doit être épandue sur le site devant accueillir les plantations. Elle doit être minimalement de 50 mm d'épaisseur et, idéalement, de 100 mm. Cette couche est importante pour fournir aux plantes les matières organiques et les nutriments nécessaires à leur croissance.

Finalement, la liste suivante présente différents éléments généraux à considérer lors de la conception des aménagements (adapté de MDE, 2000; New Jersey, 2004) :

1. Ne pas planter d'arbres ou d'arbustes à moins de 4,5 m du pied d'un barrage;
2. Ne pas planter d'arbres ou d'arbustes connus pour avoir de longues racines près d'une digue ou d'une installation de drainage souterrain;
3. Ne pas planter d'arbres ou d'arbustes à moins de 4,5 m de conduites perforées;
4. Ne pas planter d'arbres ou d'arbustes à moins de 7,5 m d'une structure verticale pour le contrôle des débits de sortie;
5. Laisser 4,5 m libre autour d'un orifice de contrôle;
6. Les plantations herbacées pour les digues devraient être limitées à 250 mm de hauteur, pour permettre à un inspecteur de visualiser les facteurs pouvant compromettre l'intégrité de la digue;
7. Prévoir des méthodes de stabilisation des pentes pour des pentes plus accentuées que 2 : 1. Utiliser des mélanges à croissance rapide dans ces zones en utilisant au besoin des mesures de protection limitant le lessivage;
8. Utiliser des techniques appropriées de contrôle d'érosion pour protéger les canaux;
9. Stabiliser lorsqu'il y a lieu avec des plantations qui peuvent supporter de forts courants d'eau;
10. Effectuer des dérivations des débits au besoin pour favoriser la stabilisation;
11. Vérifier la tolérance à l'eau des plantes existantes avant l'inondation de la zone;
12. Ne pas bloquer ou gêner les accès aux structures pour l'entretien;
13. Pour réduire les impacts thermiques, planifier l'aménagement pour fournir de l'ombre aux canaux d'arrivée et de sortie du bassin;
14. Éviter l'utilisation de plantations qui devront requérir un entretien particulier et soutenu;
15. Effectuer des tests de sol pour vérifier les besoins en apport de nutriments;
16. Choisir des plantations qui pourront bien croître

avec un minimum de traitement ou d'apport de nutriments;

17. Éviter l'utilisation de plantes invasives et d'espèces non désirables;
18. Minimiser les zones où de l'engazonnement est utilisé, en favorisant une couverture de sol nécessitant un entretien minimal;
19. Lorsqu'un mélange d'espèces est planifié, planter les mêmes espèces en groupe de 3 à 5 au lieu d'alterner les espèces plante par plante;
20. Utiliser le plus possible des arbres, arbustes et autres plantations appropriées sur les berges des cours d'eau et bassin de façon à stabiliser les berges;
21. Ne pas bloquer la vue aux entrées ou aux sorties. Planifier des écrans pour des les éléments sur lesquels on ne veut pas attirer l'attention;
22. Utiliser des plantations appropriées pour réduire l'accès au bassin ou à des pentes qui sont potentiellement non sécuritaires;
23. Le concepteur doit porter une attention particulière à l'entretien à long terme des aménagements qui sont proposés;
24. Sélectionner lorsqu'il y a lieu (routes et aires de stationnement) des plantations qui ont une tolérance adéquate aux sels de déglaçage;
25. Prévoir une signalisation indiquant au public les zones utilisées pour la gestion des eaux pluviales, pour aider à l'éducation du public lorsque possible;
26. Éviter la sur-utilisation d'un type de plantations;
27. Dans la mesure du possible, préserver la végétation naturelle.

A.5 DESCRIPTION PAR TYPES DE PGO

A.5.1 Bassins de rétention et marais

L'aménagement d'un bassin de rétention pourra nécessiter de prendre en compte l'ensemble des 5 différentes zones décrites à la section A.3, qui sont définies en fonction du degré de tolérance des plantes à l'inondation (MOE, 2003). Certaines espèces pourront être utilisées dans plus d'une zone et les limites pour les différentes catégories pourront varier selon les régions.

Eaux profondes (> 0,5 m)

Les espèces aquatiques, incluant celles avec des racines et des feuilles flottantes ou des plantes entièrement flottantes pourront croître dans cette zone. Certaines espèces émergentes pourront tolérer des profondeurs d'eau de plus de 0,5 m et pourront être plantées dans les secteurs les moins profonds.

Eaux peu profondes (< 0,5 m)

Une végétation submergée et émergente peut être mise en place dans cette zone. La plupart des plantes émergentes devraient être installées à des profondeurs inférieures à 0,3 m. Ces plantations stabiliseront le fond et le contour du bassin, absorbant les impacts des vagues et limitant l'érosion lorsque le niveau d'eau fluctue.

Zone de rétention

Cette zone est soumise à de fréquentes variations de niveaux d'eau et sera ainsi exposée à des conditions d'humidité élevée du sol. Elle peut être la zone la plus difficile à aménager puisque les plantes doivent être en mesure de se maintenir malgré l'alternance d'inondations et de périodes sèches qui peuvent être relativement longues. L'utilisation de plantations diverses peut être ici désirable puisque les conditions hydrologiques dans cette zone peuvent être très variables et difficiles à prévoir (Vermont, 2002). Au moins 2 espèces d'arbustes devraient être plantées dans cette zone pour maximiser les chances de succès.

Bande riveraine

La bande riveraine sera occasionnellement inondée lors d'événements plus rares (entre 1 dans 2 ans et 1 dans 100 ans) et l'influence de la variation des conditions d'humidité est donc réduite. Les plantations peuvent inclure une variété de gazon, de plantes, d'arbustes et d'arbres. Les périodes d'ensemencement pour le gazon sont l'automne et au printemps et le type de mélange choisi devrait être approprié pour la stabilisation des talus, avec une croissance rapide et une protection adéquate pour limiter le lessivage. L'utilisation d'au moins 3 espèces d'arbustes et d'arbres est recommandée pour cette zone (MOE, 2003), avec une transition graduelle avec les plantations pour la bande extérieure.

Comme mesure de sécurité et alternative à une clôture, des types de végétation avec épines peuvent être planifiés dans cette zone, de façon à créer une barrière naturelle qui viendra décourager l'accès au bassin.

Bande extérieure

Cette zone, située au-dessus du niveau de conception

pour les conditions extrêmes de remplissage (généralement 1 dans 100 ans), représente les aires aménagées essentiellement pour les aspects esthétiques autour du bassin, tout en permettant également de restreindre l'accès aux pentes plus prononcées ou aux entrées et sorties. On pourra également retrouver dans cette zone des sentiers piétonniers ou une piste cyclable, des murs ou des routes d'accès pour l'entretien. Au moins 5 espèces devraient être utilisées pour prévenir l'établissement de secteurs avec une seule culture (MOE, 2003).

A.5.2 Infiltration et filtre à sable

Certaines restrictions et recommandations s'appliquent à ce type de PGO (Vermont, 2002) :

- Ne pas planter d'arbres à moins de 4,5 m des aires d'infiltration pour minimiser la possibilité que des feuilles colmatent la zone d'infiltration;
- Établir la profondeur de la nappe phréatique pour déterminer les conditions d'eau stagnante et les conditions d'humidité dans le sol;
- Localiser les plantations pour ne pas bloquer l'accès aux ouvrages;
- Protéger efficacement les bandes filtrantes ou les canaux amenant l'eau vers les ouvrages; effectuer au besoin une diversion de l'eau en attendant la stabilisation complète des zones ensemencées.

A.5.3 Biorétention

Dans le cas des PGO avec biorétention, les caractéristiques du sol sont peut-être aussi importantes que la localisation et le dimensionnement de l'ouvrage. Le sol devrait être assez perméable pour permettre à l'eau de filtrer à travers le substrat, tout en ayant des caractéristiques pour promouvoir et maintenir une végétation robuste à la surface. De plus, l'enlèvement des nutriments (azote et phosphore) s'effectue par adsorption et par l'activité microbienne à travers le sol. Par conséquent, les sols doivent avoir des propriétés chimiques et physiques permettant de supporter des communautés biotiques au-dessus et au-dessous du sol (Vermont, 2002). Le sol pour les plantations doit rencontrer les spécifications suivantes (Philadelphie, 2006):

- Argile – moins que 5 %;
- Sable – 50-60 %;
- Compost de feuilles ou paillis de feuilles mûri – 20 -30 %;
- Terre végétale de haute qualité – 20 -30 %;
- Le sol pour la biorétention peut être créé en modifiant le sol existant. Dépendamment de la qualité du sol en place, on peut combiner 20-30 % du sol en place avec 20-30 % de compost et 50 % de sable;
- Le sol doit avoir une perméabilité d'au moins 300 mm/jour (12,5 mm/h);
- Le sol doit être exempt de roches, racines, herbes et autres matériaux. La mise en place doit se faire par couche de 300-450 mm, compactée faiblement.

Il faut toutefois souligner que la composition du sol ideal fait encore l'objet d'analyses et d'essais. Le guide du Minnesota (MCPA, 2005), après une analyse relativement exhaustive des différents paramètres, en est venu à recommander le mélange suivant :

> Mix B pour filtration améliorée: mélange homogène composé de 20-70 % de sable de construction, avec 30-50 % de compost organique de feuilles pour fournir un substrat avec un haut taux d'infiltration/filtration. Le sable doit être propre et exempt de matériaux non désirables *(AASHTO M-6 ou ASTM C-33 avec des dimensions des grains de 0.02″- 0.04″)*.

Davidson *et al.* (2008), dans leurs analyses du comportement de systèmes de biorétention en climat froid, ont constaté que le mélange proposé par MPCA (2005) permettait d'obtenir de bons résultats.

Différents documents fournissent une discussion approfondie des éléments à considérer pour les PGO avec biorétention (MOE, 2003; Clar *et al.*, 2004; MDE, 2000; MPCA, 2005; Davidson *et al.*, 2008; Portland, 2004; Claytor et Schueler, 1996; Prince Georges County, 1993; Vermont, 2002; Lanarc Consultants (2005)). Pour les plantations, leur sélection devrait être faite avec comme objectif de simuler un écosystème avec un couvert dense et varié pour traiter le ruissellement, tout en étant suffisamment robuste pour soutenir des infestations d'insectes, les sécheresses et les autres facteurs de stress comme la température et les vents. Il y a essentiellement 3 zones dans une PGO avec biorétention :

- Zone la plus basse, où la végétation doit supporter des inondations et la présence prolongée d'eau;
- Zone médiane, où les plantes doivent être résistantes à des inondations ponctuelles;
- Zone la plus haute, en périphérie, où on retrouve les espèces mieux adaptées à des conditions plus sèches.

A.5.4 Fossé / Noue / Bande filtrante

Dépendant du type de fossé ou de noue considéré (sec ou avec retenue permanente, avec ou sans digue favorisant l'infiltration), on devra choisir un engazonnement ou des plantations qui pourront bien se maintenir dans un environnement relativement rude, surtout à cause des vitesses d'écoulement qui sont prévues et des polluants qui devront souvent être transportés (sable, sels de déglaçage).

RÉFÉRENCES

Center for Watershed Protection (2003). *New York State Stormwater management design manual*, Elliot City, MD.

Clar, M. L., Barfield, B.J. and O'Connor, T. P. (2004). *Stormwater Best Management Practice – Design Guide Volume 2 – Vegetative Biofilters*. Rapport EPA/600/R-04/121A, Environmental Protection Agency (EPA), Edison, NJ.

Claytor, R. et Schueler, T. (1996). *Design of stormwater filtering systems*. Center for Watershed Protection. Elliot City, MD.

Davidson, J. D., Lefevre, N.-J. et Oberts, G. (2008). *Hydrologic Bioretention Pergormance and Design Criteria for Cold Climates*. Projet WERF 04-DEC-13SG, Water Environment Research Foundation.

Lanarc Consultants (2005). *Stormwater Source Control Design Guidelines*. Rapport prepare pour la Greater Vancouver Regional District (GVRD), Vancouver.

Jacobson, R. (2006). *Restoring and Managing Native Wetland and Upland Vegetation*. Minnesota Board of Soil and Water Resources et Minnesota Department of Transportation, Minnesota.

Prince Georges County (1993). *Design Manual for use of bioretention in stormwater management*. Prince Georges County Dept. of Environmental Resources, Upper Malboro, MD.

MAPAQ et MDDEP (2008). *Répertoire des végétaux recommandés pour la végétalisation des bandes riveraines du Québec*, Ministère de l'Agriculture, des Pêcheries et de l'alimentation et Ministère du Développement Durable, de l'Environnement et des Parcs, Québec.

Maryland Department of Environment (MDE) (2000). *Stormwater design manual*. Elliot City, MD.

MOE (2003). *Stormwater Management Planning and Design Manual*. Ministère de l'environnement de l'Ontario, Toronto, On.

MPCA (Minnesota Pollution Control Agency) (2005). *Minnesotta Stormwater Manual*. Minnesota Stormwater Steering Committee, Minnesotta.

New Jersey (2004). *New Jersey Stormwater Best Management Practices Manual*, New Jersey.

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

Philadelphie (2006). *Philadelphia Stormwater Manual*. Ville de Philadelphie, PA.

Portland, Bureau of Environmental Services. (Portland BES). 2004. *Portland Stormwater Management Manual*. Portland, OR.

Shaw, D. et Schmidt, R. (2003). *Plants for stormwater design – Species selection for the Upper Midwest*. Minnesota Pollution Control Agency, Saint Paul, Minnesota.

TRCA (Toronto Region Conservation Authority) (2007). *Stormwater Management Pond Planting Guidelines*. Toronto Region Conservation Authority, Toronto, On.

Vermont (2002). *The Vermont Stormwater Management Manual*. État du Vermont.

CARACTÉRISATION DES SITES POUR INFILTRATION

ANNEXE B

Un des aspects les plus importants à considérer pour le dimensionnement d'un ouvrage fonctionnant par infiltration est de bien caractériser le site où on prévoit le mettre en place. Bien qu'on puisse évaluer les taux d'infiltration des sols en place à partir de valeurs présentées dans la littérature, il est toujours recommandé d'établir, par des tests in situ, le taux auquel l'eau pourra s'infiltrer dans le sol. Ce type de test, combiné à une caractérisation des propriétés physiques du sol (texture, granulométrie, structure, densité relative, etc.), permettra de fournir des informations de base pour compléter le design hydraulique des ouvrages.

Plusieurs références fournissent une description détaillée de ce type de tests (FHWA, 1980; EAT Environnement, 1991; MDDEP, 2009; CIRIA, 1996; MDE, 2000; Washington, 2005; Argue, 2004; Pennsylvania, 2006; Gulliver et Anderson, 2008). Après une discussion générale permettant d'encadrer cette caractérisation, on donnera ci-après les procédures recommandées par le CIRIA en Grande-Bretagne (1996) et par l'état du Maryland aux États-Unis (*Center for Watershed Protection*, 2000). Ces deux organismes ont développé ces procédures spécifiquement pour la conception des ouvrages de drainage fonctionnant par infiltration. Le type d'essai et la caractérisation des sols qui doivent être faits sont toutefois similaires à ceux qui sont recommandés pour la conception des champs d'épuration pour l'assainissement autonome. On pourra donc également se référer aux références qui sont spécifiquement québécoises (EAT Environnement, 1991; MDDEP, 2001). On retrouvera toutefois aux documents précédemment cités des discussions spécifiques pour les ouvrages de drainage fonctionnant par infiltration.

Les facteurs les plus importants qui pourront avoir une influence sur la capacité d'infiltration d'un sol sont la pente naturelle du sol, le type et les propriétés des sols en surface et sous la surface, les conditions géologiques ainsi que les conditions hydro-géologiques. Les analyses devraient être axées sur les aspects suivants (FHWA, 1980) : (1) les capacités d'infiltration des sols en surface si l'eau entre par la surface, (2) les capacités de la sous-couche de sols qui peut permettre à l'eau infiltrée d'atteindre la nappe phréatique, (3) les capacités des sols souterrains pour l'évacuation des eaux infiltrées et (4) le débit de sortie du système avec des conditions de remontée de nappe au taux maximum d'infiltration.

Le taux d'infiltration est évidemment grandement affecté par la perméabilité des sols en place. Le taux d'infiltration pour la première application d'eau lors d'un test est généralement plus grand qu'après une longue saturation. Au fur et à mesure que le mouillage continue et que la partie supérieure des sédiments devient saturée, le taux d'infiltration diminuera graduellement et atteindra un taux plus ou moins constant, généralement après quelques heures (FHWA, 1980). Plusieurs études ont été complétées sur l'établissement des taux d'infiltration et sur l'importance des différents paramètres; on pourra consulter à cet effet FHWA (1980), Washington (2005), Gulliver et Anderson (2008) et EAT Environnement, (1991) pour une discussion plus approfondie.

Les tests doivent permettre de simuler les conditions qui se développeront dans le système (tant en étendue qu'au niveau de la profondeur). Le nombre de sites pour les tests est dépendant des conditions de sol existantes,

des dimensions et du type de système qui est envisagé. À titre d'exemple (FHWA, 1980), pour un bassin ou un système souterrain pour un stationnement de 92 m x 92 m, 2 ou 3 tests devraient être suffisants. Pour une tranchée linéaire, des tests à tous les 150 m peuvent être suffisants si la composition des sols est relativement uniforme. Le CIRIA (1996) recommande par ailleurs de faire un test si une des dimensions du système est moins de 25 m et 1 test additionnel pour chaque 25 m qui s'ajoute. Lorsque plus d'un test est réalisé, on pourra prendre pour rester conservateur la plus faible valeur obtenue. La profondeur des tests doit au moins atteindre le niveau du dessous envisagé des systèmes à concevoir (et idéalement plus bas). Les dimensions du trou pour le test doivent être de façon générale reliées aux dimensions de la surface tributaire (CIRIA, 1996). Si la surface tributaire est inférieure à 100 m^2, le volume d'eau utilisé dans le test devrait être au moins de 0.5 m^3; si la surface est plus grande que 100 m^2, le volume devrait être au moins de 1 m^3.

À titre indicatif, les tableaux B.1 et B.2 fournissent des ordres de grandeur pour la conductivité hydraulique dans différents sols.

Comme on peut le constater au tableau B.2, un **facteur de sécurité** devrait par ailleurs être appliqué aux valeurs de conductivité hydraulique obtenues avec les tests in situ (Washington, 2005; Barraud *et al.*, 2006). Puisque la valeur utilisée dans la conception doit refléter les conditions à long terme, tenant compte d'un possible colmatage

Tableau B.1

Ordres de grandeur de la conductivité hydraulique dans différents sols (d'après Musy et Soutter (1991), cité dans Barraud (2006)).

K (m/s)	10^{-1} 10^{-2} 10^{-3}	10^{-4} 10^{-5}	10^{-6} 10^{-7} 10^{-8}	10^{-9} 10^{-10} 10^{-11}
Types de sols	Gravier sans sable ni éléments fins	Sable avec gravier, Sable grossier à sable fin	Sable très fin Limon grossier à limon argileux	Argile limoneuse à argile homogène
Possibilités d'infiltration	Excellentes	Bonnes	Moyennes à faibles	Faibles à nulles

Tableau B.2

Taux d'infiltration typiques (adapté de Ferguson, 1994).

Type de sol	Conductivité hydraulique saturée		Taux d'infiltration pour conception (facteur de sécurité de 0,5)	
	(mm/h)	(m/s)	(mm/h)	(m/s)
Sable	210	$5,83 \times 10^{-5}$	105	$2,92 \times 10^{-5}$
Sable limoneux	61	$1,69 \times 10^{-5}$	30,5	$8,45 \times 10^{-6}$
Limon sablonneux	26	$7,22 \times 10^{-6}$	13	$3,61 \times 10^{-6}$
Limon	13	$3,61 \times 10^{-6}$	6,5	$1,81 \times 10^{-6}$
Limon silteux	6,8	$1,89 \times 10^{-6}$	3,4	$9,45 \times 10^{-7}$
Limon argilo-sablonneux	4,3	$1,19 \times 10^{-6}$	2,2	$5,95 \times 10^{-7}$
Limon argileux	2,3	$6,39 \times 10^{-7}$	1,2	$3,20 \times 10^{-7}$
Limon argilo-silteux	1,5	$4,17 \times 10^{-7}$	0,75	$2,09 \times 10^{-7}$
Argile sablonneuse	1,2	$3,33 \times 10^{-7}$	0,6	$1,67 \times 10^{-7}$
Argile silteuse	0,9	$2,50 \times 10^{-7}$	0,45	$1,25 \times 10^{-7}$
Argile	0,6	$1,67 \times 10^{-7}$	0,3	$8,35 \times 10^{-8}$

qui pourra se développer durant la vie utile de l'ouvrage, **il est recommandé de multiplier minimalement la valeur obtenue par les tests par 0,5 pour obtenir une valeur de conception pour la conductivité hydraulique**. Pour des ouvrages de plus grande ampleur ou si un mauvais fonctionnement éventuel pouvait avoir des conséquences plus importantes, **il est recommandé de multiplier la valeur de conductivité hydraulique par 0,3**.

Différentes méthodes peuvent par ailleurs être utilisées pour mesurer la perméabilité d'un sol en place (EAT Environnement, 1991; MDDEP, 2009; Washington, 2005; Gulliver et Anderson, 2008). Un essai de conductivité hydraulique (ou perméabilité) réalisé in situ avec des équipements et la méthodologie appropriée est généralement l'approche la plus fiable pour établir la capacité d'un sol à infiltrer les eaux. L'essai de percolation, qui consiste à mesurer la vitesse de la baisse du niveau de l'eau dans un trou d'essai, est relativement simple et requiert peu d'appareils.

Trois différentes procédures pour réaliser des essais de percolation sont ici décrites : celle du MDDEP (2009), dans le Guide technique sur le traitement des eaux usées des résidences isolées, ainsi que celles du CIRIA (1996) et du Maryland (MDE, 2000) dans des guides techniques destinés spécifiquement à la gestion des eaux pluviales.

Procédure du MDDEP (2009)

Le tableau B.3 donne la procédure recommandée par le MDDEP (2009).

La vitesse de percolation obtenue, exprimée en minutes/centimètre, détermine le temps moyen en minutes requis pour que l'eau s'abaisse d'un centimètre.

Au moins deux essais de percolation devraient être réalisés sur un site destiné au traitement des eaux usées. Les essais devraient être répartis sur le site et leur profondeur devrait correspondre à celle de la surface d'absorption des eaux.

Les spécialistes qui ont effectué des études sur la validité de l'essai de percolation recommandent d'utiliser les résultats de l'essai de percolation en les validant avec d'autres propriétés physiques du sol (texture, granulométrie, structure, densité relative).

Afin d'obtenir des résultats qui soient représentatifs en vue d'établir le niveau de perméabilité, certaines précautions doivent être prises pour éliminer ou atténuer les causes d'erreurs les plus fréquentes liées à la méthode :

- **trou d'essai** :
  - creuser les trous d'un diamètre uniforme;
  - éviter de compacter le sol des parois avec les outils de forage;
  - prévenir l'affaissement des parois.
- **protocole** :
  - saturer le sol pour éviter la variation de lectures de baisse du niveau d'eau;
  - relever les lectures de baisse avec précision;
  - éviter de varier de façon significative le niveau d'eau de départ pour des lectures successives; utiliser des appareils permettant d'effectuer des mesures précises.

Tableau B.3

Procédure du MDDEP (2009).

Protocole de l'essai de percolation	
Déterminer la profondeur de la nappe phréatique, si elle est à moins de 1,8 m sous la surface du sol. Creuser les trous d'essai (diamètre entre 15 et 25 cm) à la profondeur requise par le positionnement de la nappe phréatique et en fonction des niveaux d'absorption projetés. Entailler le fond du trou et les parois et extraire la terre ainsi détachée. Ajouter 5 cm de sable grossier ou de gravier fin au fond du trou.	
⇩	
Saturer le sol. Remplir d'eau claire. Maintenir le niveau pendant au moins 4 heures pour un sol à texture sablonneuse, 6 heures pour un sol à texture limoneuse, 10 heures pour un sol à texture silteuse et 20 heures pour un sol à texture argileuse. Laisser imbiber pendant au moins 12 heures, mais pas plus de 18 heures.	
⇩	⇩
Le trou est à sec.	**Il y a encore de l'eau.**
⇩	
Ramener la hauteur à 15 cm au-dessus du gravier. Attendre 30 minutes.	
⇩	⇩
Remplir d'eau claire jusqu'à 15 cm au-dessus du gravier. Mesurer les baisses de niveau à des intervalles de 10 minutes pendant 1 heure (6 lectures). Ramener le niveau d'eau à 15 cm après chaque lecture. La baisse observée au cours des 10 dernières minutes sert à calculer la vitesse de percolation.	**Ramener le niveau d'eau à 15 cm au-dessus du gravier. Mesurer la baisse de niveau toutes les 30 minutes pendant 4 heures (8 lectures). Ramener le niveau d'eau à 15 cm du gravier après chaque lecture. La dernière baisse sert à calculer la vitesse de percolation.**

Procédure du CIRIA (1996)

1. Excaver un puits de dimensions appropriées.
2. Mesurer la surface mouillée de la surface intérieure du puits, incluant les côtés et le fond lorsque le puits sera à moitié rempli d'eau.
3. Remplir le puits avec de l'eau .
4. Mesurer le niveau d'eau et le temps au fur et à mesure que le puits se vide. Le temps pris pour que le puits se vide de 75 % à 25 % de la profondeur doit être établi (t_{p75-25}), auquel on associera un volume (V_{p75-25}).
5. Répéter le test au moins deux fois en succession, préférablement le même jour.

Il est recommandé que la profondeur d'eau dans le puits au début du test soit comparable à celle qui se produira lorsque le système sera en place. Après avoir évalué la surface des côtés et de la base lorsque le puits est rempli à 50 % (a_{p50}), on pourra évaluer le coefficient d'infiltration à l'aide de l'équation suivante :

$$k = \frac{V_{p75-25}}{a_{p50} \times t_{p75-25}} \qquad (4\text{-}1)$$

où t_{p75-25} est le temps pris pour vider de 75 % à 25 % la profondeur du puits d'essai, V_{p75-25} est le volume du puits entre les niveaux correspondant à 75 % à 25 % la profondeur du puits et a_{p50} est la surface de la base et des cotés du puits à 50 % de la profondeur. La plus petite valeur obtenue avec plusieurs tests devrait être choisie.

Procédure du Maryland (2000)

Pour tous les systèmes, on recommande de ne pas utiliser les techniques par infiltration lorsque le taux d'infiltration des sols en place est inférieur à 13 mm/h. Par conséquent, l'approche pour les tests est divisée en deux étapes : faisabilité initiale et conception proprement dite. Les tests de faisabilité sont complétés pour déterminer si les tests à plus grande échelle sont nécessaires, en gardant à l'esprit la limite de 13 mm/h. Le tableau B.4 donne les recommandations pour les différents tests.

Puits d'exploration / forage

1. Excaver un puits d'exploration ou un forage à une profondeur de 1,2 m sous le dessous du système qui est envisagé.
2. Déterminer la profondeur de la nappe lors du sondage et 24 h après.
3. Compléter un essai de pénétration standard à chaque 0,6 m jusqu'à une profondeur de 1,2 m sous le dessous du système qui est envisagé.
4. Déterminer le type de sol à l'aide de la classification unifiée du département de l'Agriculture américain au fond du système et 1,2 m sous le dessous du système qui est envisagé.
5. Déterminer la profondeur du roc (si inférieure à 1,2 m sous le dessous du système qui est envisagé).
6. La description des sols doit inclure tous les horizons rencontrés.

Tableau B.4

Résumé pour les tests afin d'établir les taux d'infiltration (MDE, 2000).

Type de système	Test de faisabilité	Tests pour conception (si test de faisabilité donne un taux > 13 mm/h)	Tests pour conception (si test de faisabilité donne un taux < 13 mm/h)
Tranchée	1 test de percolation, puits d'exploration non requis	1 test d'infiltration et 1 puits d'exploration par 15 m de tranchée	Système non recommandé
Bassin	1 test de percolation, puits d'exploration non requis	1 test d'infiltration et 1 puits d'exploration par 18 m^2 de surface	Système non recommandé
Filtre à sable de surface	1 test de percolation, puits d'exploration non requis	1 test d'infiltration et 1 puits d'exploration par 18 m^2 de surface	Drainage souterrain requis
Biorétention	1 test de percolation, puits d'exploration non requis	1 test d'infiltration et 1 puits d'exploration par 18 m^2 de surface	Drainage souterrain requis

7. La localisation du puits ou du forage doit correspondre à la localisation envisagée pour l'ouvrage et doit être clairement identifiée.

Test pour infiltration

1. Après avoir excavé ou fait un forage jusqu'au niveau correspondant au dessous du système, creuser dans le fond un forage (125 mm de diamètre, longueur de 750 mm) sous le niveau inférieur du système qui est envisagé.
2. Enlever les dépôts et nettoyer les surfaces internes de façon à fournir une paroi naturelle de sol à travers laquelle l'eau pourra s'infiltrer. On pourra ajouter 50 mm de sable grossier ou de gravier pour protéger le fond contre l'érosion. Remplir le trou avec de l'eau propre sur 600 mm et laisser pendant 24 h.
3. 24 heures plus tard, remplir de nouveau jusqu'à 600 mm et suivre l'évolution du niveau d'eau pendant 1 h. Répéter cette procédure au moins 3 fois, pour un total de 4 observations. On pourra prendre comme valeur de taux (en mm/h) les résultats de la dernière observation.

On pourra également référer au manuel produit par EAT Environnement (1991) et à Gulliver et Anderson (2008), qui contiennent des discussions approfondies sur les critères et limitation de ces types d'essais. Gulliver et Anderson (2008), décrivent également les différents types d'équipements qui peuvent être utilisés in situ pour établir les capacités d'infiltration des sols en place. Comme on l'a déjà souligné, **les résultats des essais devront toujours être interprétés en combinaison avec une caractérisation des sols qui se fera par d'autres tests in situ et en laboratoire.**

RÉFÉRENCES

Argue, J. R. (2004). *Basic Procedures for Source Control of Stormwater – A Handbook for Australian Practice*. Urban Water Resources Centre, en collaboration avec Stormwater Industry Association et Australian Water Association, University of South Australia.

Barraud, S. *et al.* (2006). *Guide technique : Recommandations pour la faisabilité, la conception et la gestion des ouvrages d'infiltration des eaux pluviales en milieu urbain*. Programme MGD infiltration du RCGU, Lyon, France.

EAT Environnement (1991). *Guide technique sur la conception des installations septiques communautaires (petites agglomérations)*. Préparé pour la Société québécoise d'assainissement des eaux, Québec.

Ferguson, B. (1994). *Stormwater infiltration*. Lewis Publishers, CRC Press, Boca Raton.

FHWA (Federal Highway Administration) (1980). *Underground Disposal of Stormwater Runoff*. Rapport FHWA-TS-80-218.

CIRIA (Construction Industry Research and Information Association) (1996). *Infiltration Drainage – Manual of good practice*. Rapport 156, Londres.

Gulliver, J. S. et Anderson, J. L. (2008). *Assessment of Stormwater Best Management Practices. Stormwater Management Practice Assessment Project*, Université du Minnesota, Minnesota Pollution Control Agency, Projet 347-6053, MN.

Maryland Department of Environment (MDE) (2000). *Stormwater design manual*. Elliot City, MD.

Ministère du Développement Durable, de l'Environnement et des Parcs (MDDEP) (2009). *Guide technique sur le traitement des eaux usées des résidences isolées (Q-2, R.8)*. Direction des politiques du secteur municipal, Service de l'expertise technique en eau, Québec.

Musy A., Soutter M. (1991). *Physique du sol*. Lausanne : Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 335 p.

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

Washington State Department of Ecology (2005). *Stormwater Management in Western Washington – Volume III, Hydrologic Analysis and Flow Control Design/BMPs*. Publication 05-10-31, Water quality program, Washington State Department of Ecology, Washington.

EXEMPLES D'APPLICATIONS

ANNEXE C

Des exemples de calculs simples sont fournis ici à titre indicatif, afin de démontrer l'application de certaines méthodes qui sont actuellement d'usage moins courant. Les exemples ont été regroupés selon le concept de filière de traitement qui est décrit au Guide:

C.1- Contrôle à la source (tranchée d'infiltration; biorétention)

C.2- Contrôle en réseau (noue avec infiltration)

C.3- Bassins de rétention (sans retenue permanente et avec retenue)

Les différents exemples ont été élaborés pour être représentatifs de cas typiques mais on devra considérer, qu'en pratique, plusieurs mécanismes de contrôle pourront être applicables en combinaison ou en série, de façon à atteindre les objectifs visés. Par ailleurs, une des particularités des plus récents critères de contrôle concernant la qualité des eaux pluviales rejetées est que les objectifs peuvent être définis en fonction d'un **volume** à gérer, par opposition à un **débit maximal de rejet** qui, historiquement, a été le critère retenu pour une gestion purement quantitative des eaux pluviales. Ceci peut dans certains cas être une source de confusion.

Pour les cas concrets d'application, on devra veiller à ce que les ouvrages destinés au contrôle qualitatif (qui seront généralement de moindre envergure que les ouvrages pour les contrôles quantitatifs et ne pourront dans la plupart des cas contrôler les événements plus rares) s'intègrent de façon cohérente dans le système global de drainage.

C.1 CONTRÔLE À LA SOURCE

Plusieurs des mécanismes de contrôle à la source font intervenir des processus d'infiltration, ce qui implique le recours à la loi de Darcy :

$$q = k\, i \qquad \text{(C-1)}$$

Où q = taux d'infiltration par unité de surface ($m^3/s/m^2 = m/s$)

k = conductivité hydraulique (m/s)

i = gradient hydraulique ($\Delta h/ \Delta L$) (m/m)

On assume généralement que le gradient hydraulique est de 1 (il peut toutefois être inférieur pour l'infiltration dans les talus d'un fossé ou dans d'autres situations spécifiques – voir une excellente discussion de cet aspect dans Washington, 2005). Le débit d'infiltration peut donc être exprimé par l'équation suivante :

$$Q = \alpha\, S\, q = \alpha\, S\, k \qquad \text{(C-2)}$$

Où Q = débit d'infiltration (m^3/s)

α = coefficient de réduction

S = surface disponible pour l'infiltration (m^2)

Le chapitre 6 et l'annexe B fournissent des valeurs typiques pour la conductivité hydraulique. En pratique ce paramètre doit impérativement être évalué à l'aide de tests in situ et on doit diminuer la valeur utilisée lors de la conception par un facteur de sécurité pour tenir compte de la possibilité de colmatage à long terme et des conséquences potentielles d'un mauvais fonctionnement.

Tranchée d'infiltration

Une tranchée d'infiltration est considérée pour réduire les volumes de ruissellement pour un secteur avec des habitations de type multi-résidentiel. Les gouttières de 4 blocs de logements (superficie tributaire totale de 600 m^2) se rejettent vers des tranchées d'infiltration, qui seront situées à au moins 4 m des habitations. L'apport des eaux se fera de façon souterraine, avec un prétraitement adéquat, dans un volume de pierre nette (porosité de 35 %) entouré d'une membrane géotextile. Les tests de perméabilité ont permis d'établir une conductivité hydraulique saturée de 50 mm/h (donc, une valeur de conception de 50 x 0,5 = 25 mm/h). Il s'agit de déterminer les dimensions de la tranchée drainante pour le contrôle de la qualité.

La profondeur maximale de la tranchée drainante s'établit avec l'équation donnée au chapitre 11 :

$$d = P * T /1000 \qquad \text{(C-3)}$$

où d est la profondeur maximale de stockage dans la tranchée (m), P est le taux d'infiltration (mm/h) et T est le temps de vidange (idéalement de 24 h). Avec un taux de percolation de 25 mm/h et un temps de vidange de 24 heures, on obtient une valeur d de 0,6 m comme profondeur maximale.

Le volume de ruissellement pour une quantité de pluie de 25 mm tombant sur les toits (600 m^2) et en assumant un coefficient de ruissellement de 0,95 est de 14,3 m^3. Avec une hauteur de 0,6 m, une largeur de 1,5 m et une porosité de 35 %, la longueur de tranchée drainante remplie de pierre nette qui est requise pour contenir ce volume est de 45,4 m.

On peut maintenant évaluer le comportement de la tranchée et du volume disponible pour différents apports. Le débit pouvant être évacué par les sols autour de la tranchée dépend essentiellement de la conductivité hydraulique et peut être calculé à l'aide de l'équation C-1 donnée plus haut. On peut tout d'abord assumer que l'infiltration ne peut se faire par le fond de la tranchée (qui pourra se colmater à long terme). Par ailleurs, puisque la hauteur d'eau dans la tranchée variera dans le temps durant le remplissage et la vidange, on peut approximer un taux de relâche moyen en assumant que la percolation ne se fait que sur la demi-hauteur de la tranchée (ce qui représente ici 0,30 m). Soulignons que cette hypothèse (que l'infiltration se produira de façon prédominante par les côtés de la tranchée) implique que **les tranchées les plus efficaces seront longues et étroites.**

Le volume pouvant être évacué s'établit donc avec l'équation suivante (D étant la durée considérée, en minutes) :

$$\begin{aligned} V_{\text{évacué}} &= \alpha\, S\, k\, D \\ &= 0{,}5 * ((2*45{,}4+(1{,}5*2)) * 0{,}30) * (50/1000) * (D/60) \\ &= 0{,}0117\, D \end{aligned}$$

Les volumes d'apport peuvent par ailleurs s'établir à l'aide de la méthode rationnelle :

$$V_{\text{entrée}} = (CIA/360)\ (D*60)$$

Le volume de stockage peut s'évaluer par la méthode décrite au chapitre 6 (section 6.5.1.4) : les volumes d'entrée et de sortie sont évalués pour chaque durée (normalement des multiples de 5 minutes) et le volume à stocker est la plus grande différence calculée entre ces deux paramètres.

Si on considère les dimensions de tranchée établies pour le contrôle de la qualité (25 mm), on constatera évidemment que des volumes plus importants seront nécessaires pour des périodes de retour plus rares. Le concepteur aura alors le choix soit d'augmenter les dimensions de la tranchée pour stocker les eaux de ruissellement associées à un événement plus rare (par exemple jusqu'à 2 ans) ou encore de prévoir contrôler ailleurs l'excédent (avec un mécanisme de trop-plein permettant d'acheminer l'eau excédentaire par exemple vers les stationnements ou des conduites surdimensionnées pour effectuer une rétention complémentaire).

Biorétention

Comme pour une tranchée d'infiltration, la fonction primaire d'une zone de biorétention est de fournir le stockage nécessaire pour la gestion de la qualité et non pas pour le contrôle de débits de ruissellement de récurrence plus rare. On devra donc encore là prévoir, pour des cas pratiques, que l'excédent d'eau que l'unité de biorétention ne pourra contenir ou traiter pourra être redirigé vers des bassins de rétention conventionnels ou une unité de stockage souterrain.

Considérons la conception d'une aire de biorétention pour le contrôle qualitatif des eaux de ruissellement provenant d'une aire de stationnement de 0,47 ha (C = 0,95). Le volume à prévoir pour une précipitation de 25 mm est donc :

$$V = (25/1000) * 0{,}95 * 4\,700 = 112\ m^3$$

Sans drain perforé, la surface nécessaire pour la zone de biorétention s'établit à l'aide de l'équation suivante donnée au chapitre 11:

$$A_{inf} = (V_Q \times d_f) / ((i \times (h_f + d_f) \times t_f) \quad \text{(C-4)}$$

Où A = surface du lit de biorétention (m^2)
V_Q = volume pour le contrôle de la qualité (m^3)
d_f = profondeur du lit filtrant (m)
i = taux d'infiltration pour le sol (mm/h)
h_f = hauteur d'eau moyenne au-dessus du lit pour les conditions de design (m). (Typiquement 0,5 h_{max}, h_{max} étant la hauteur d'eau maximale agissant sur le media)
t_f = temps de vidange maximal (48 h)

Avec un volume de 112 m^3, une profondeur du lit filtrant de 1,0 m, un taux d'infiltration de 7,5 mm/h (sol de type B, selon le tableau fourni au chapitre 11), une hauteur maximale d'eau de 300 mm au-dessus du lit (donc h_f = 0,5 * 0,3 = 0,15 m) et un temps de vidange de 24 h, on obtient une surface nécessaire de

$$A_{inf} = (112 * 1) / ((7,5/1000) *(0,15 + 1)*24) = 541 \text{ m}^2$$

Avec un drain perforé, la surface nécessaire pour la zone de biorétention s'établit à l'aide de la même équation mais en utilisant le taux d'infiltration du media filtrant (150 mm/jour (6,25 mm/h pour tenir compte du colmatage éventuel (Claytor et Schueler, 1996). On obtient ainsi :

$$A_{inf} = (112 * 1) / ((6,25/1000) *(0.15 + 1)*24) = 649 \text{ m}^2$$

Une fois les caractéristiques de l'unité de biorétention établies pour le contrôle de la qualité, on devra évaluer son comportement avec l'apport généré par des pluies plus rares et prévoir des mécanismes d'évacuation appropriés (avec des exutoires aménagés au besoin avec une protection adéquate pour l'érosion) de façon à effectuer une gestion complémentaire des volumes.

Il est par ailleurs recommandé de compléter une analyse de remontée de la nappe sous l'unité de biorétention, pour s'assurer qu'il y ait toujours un minimum de 1,0 m de distance entre le niveau maximal de la nappe phréatique et le dessous de l'unité. Une des méthodes d'analyse les plus reconnues pour ce faire est celle de Hantush (1967).

C.2 CONTRÔLE EN RÉSEAU

Noue avec infiltration

Les paramètres de conception pour une noue avec infiltration sont la capacité de rétention en surface (qui dépend de la pente longitudinale et de la configuration de la noue) ainsi que l'espacement et la hauteur des petites surélévations ou barrages servant à maximiser le stockage et l'infiltration. Une variante de ce type de noue peut également inclure, en fin de parcours avant le rejet au milieu récepteur, une unité de biorétention.

La conception devrait normalement se faire en établissant tout d'abord les dimensions de la noue pour rencontrer les objectifs de contrôle pour la qualité. La deuxième étape consiste ensuite à vérifier la profondeur et les vitesses d'écoulement pour l'événement de conception et aussi l'événement 100 ans si il est jugé nécessaire.

Les paramètres de base pour la conception (qui se fait pour un ouvrage dans la région de Québec) sont les suivants :

Surface tributaire = 0,6 ha
Longueur de la noue utilisable = 200 m
Pente longitudinale = 0,5 %
Pentes latérales de la noue = 3H :1V
Pourcentage imperméable = 75 %
Pertes initiales = 1,5 mm
Profondeur du media filtrant = 0,45 m
Profondeur maximale d'eau (qualité) = 0,2 m
Temps d'évacuation maximal = 12 h
Conductivité hydraulique du media filtrant = 15 mm/h

En assumant que les barrages de contrôle auront une hauteur de 0,2 m, leur espacement sera donc 0,2/0,005 = 40 m. Considérant la longueur de 200 m, on aura donc 4 petits barrages de contrôle et 5 réservoirs de stockage.

Données pluviométriques (Station aéroport de Québec)
Contrôle de la qualité 25 mm

1 dans 2 ans $$i = \frac{401.85}{(3,10 + t)^{0,712}} \quad \text{(C-5)}$$

1 dans 10 ans $$i = \frac{578.35}{(2,80 + t)^{0,699}} \quad \text{(C-6)}$$

1 dans 100 ans $$i = \frac{797.63}{(2,60 + t)^{0,691}} \quad \text{(C-7)}$$

Le volume pour le contrôle de la qualité s'établit tout d'abord de la façon suivante :

$$V_{qualité} = 6000 * 0,75 * ((25 - 1,5)/1000) = 106 \text{ m}^3$$

En utilisant l'équation C-4, on peut établir la largeur au fond de la noue en établissant tout d'abord la surface d'infiltration nécessaire:

$$A_{inf} = (V_Q \times d_f) / ((i \times (h_f + d_f) \times t_f)$$
$$A_{inf} = (106 * 0{,}45) / ((15/1000) *((0{,}2/2) + 0{,}45)*24) = 241 \text{ m}^2$$

Le fond de la noue est donc approximativement
$241 \text{ m}^2 / 200 \text{ m} = 1{,}2 \text{ m}.$

Le débit pouvant s'infiltrer par le fond de la noue est donc :

$$Q_{inf} = k A_{inf} i = k A_{inf} (h_{stockage} + d_{media\ filtrant}) / d_{media\ filtrant})$$
$$= ((15/1000)/3600) * 241 * ((0{,}2 + 0{,}45)/0{,}45)$$
$$= 1{,}5 \text{ L/s}$$

Le volume de stockage disponible à chaque structure de contrôle peut être estimé avec l'équation suivante :

Volume = 0,5 * (d^2/pente) * (Largeur + (pente des talus*d))
d étant la hauteur des ouvrages de retenue (ici 0,2 m).

Le volume est donc, pour chaque portion entre deux ouvrages de retenue :

$$\text{Volume} = 0{,}5 * ((0{,}2^2)/0{,}005) * (1{,}2 + (3*0{,}2)) = 7{,}2 \text{ m}^3$$

Avec 5 réservoirs, on a donc une capacité de stockage de l'ordre de 36 m^3, alors que le volume nécessaire est de 106 m^3. On devra donc augmenter le stockage à fournir, soit en rehaussant la hauteur des barrages (à un maximum de 0,3 m) ou soit en modifiant les caractéristiques physiques de la noue (largeur, pente latérale, pente longitudinale).

On doit finalement vérifier le comportement de la noue pour les conditions de design (1 dans 10 ans), avec une validation pour un débit extrême de 1 dans 100 ans. Le coefficient C de la méthode rationnelle peut être évalué à partir du pourcentage d'imperméabilité :

$$C = 0{,}9 * (\%imp) + 0{,}2 * (1 - \%imp)$$

Dans ce cas, le coefficient serait donc de 0,73. Pour le coefficient à utiliser pour la récurrence 1 dans 100 ans, on devrait utiliser un facteur d'ajustement de 1,25, ce qui donnerait donc un coefficient C dans ce cas de 0,91.

En assumant que le temps de concentration serait 8 minutes, on peut calculer à l'aide des équations C-5 à C-7 les intensités de pluie correspondant à des récurrences 2 ans, 10 ans et 100 ans qui sont respectivement de 72,4 mm/h et 156,1 mm/h. Les débits de conception établis avec la méthode rationnelle seraient donc :

$$Q_{2\ ans} = CiA / 360 = 0{,}73 * 72{,}4 * 0{,}6/360 = 0{,}088 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$Q_{10\ ans} = CiA / 360 = 0{,}73 * 109{,}6 * 0{,}6/360 = 0{,}133 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$Q_{100\ ans} = CiA / 360 = 0{,}91 * 156{,}1 * 0{,}6/360 = 0{,}237 \text{ m}^3/\text{s}$$

Les niveaux d'eau dans la noue ainsi que les vitesses d'écoulement sont établis avec l'équation de Manning. Le coefficient de rugosité n peut varier selon une large gamme (en fonction notamment de la hauteur de l'herbe et de l'écoulement) et doit être choisi selon la récurrence analysée. Comme le montre la figure C-1, qui est discutée au chapitre 11, pour de faibles débits, le coefficient de Manning sera normalement plus élevé que pour de plus forts débits. On pourra par exemple utiliser un coefficient de 0,4 pour le débit 1 dans 2 ans, 0,04 pour celui 1 dans 10 ans et 0,03 pour le débit 1 dans 100 ans. L'équation de Manning est utilisée pour estimer les vitesses d'écoulement et s'assurer qu'elles sont sous les vitesses permissibles pour le type de revêtement envisagé pour la noue (faute de quoi on devra prévoir une protection appropriée).

Le type de revêtement pour la noue doit être adéquat pour permettre de soutenir sans érosion les débits 2 ans et 10 ans (qui est dans le présent cas le débit de conception). Le débit 100 ans doit également être déterminé pour vérifier les conditions extrêmes qui pourront être rencontrées et prévoir une évacuation d'urgence s'il y a lieu.

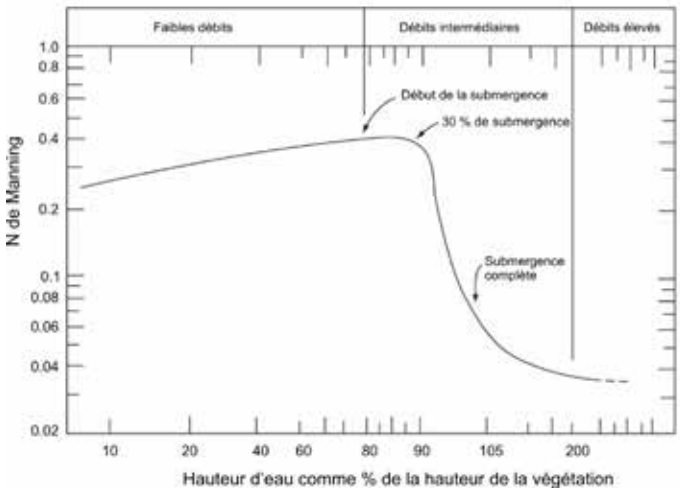


Figure C-1 Variation du coefficient n de Manning pour des canaux avec végétation (adapté de Wong *et al.*, 2006; Minton, 2005).

Soulignons par ailleurs que les calculs présentés sont basés sur l'hypothèse que les drains perforés sous la

couche filtrante ont une capacité d'évacuation suffisante pour accepter les débits qui seront infiltrés, sans quoi ils pourront devenir une contrainte. On pourra utiliser une équation d'orifice pour évaluer cette capacité d'interception, avec un facteur d'ajustement pour tenir compte d'un éventuel colmatage (par exemple 50 % des perforations qui seraient bloquées).

C.3 BASSINS DE RÉTENTION

Bassin avec rétention permanente et niveaux de contrôle multiples

Normalement, la conception d'un bassin de rétention contrôlant un bassin tributaire de plus de 5 ha devrait se faire à l'aide d'un logiciel approprié puisqu'on peut maintenant réaliser efficacement toutes les étapes de conception adéquatement avec les outils informatiques actuellement disponibles. On mettra toutefois en évidence certains aspects spécifiques de la conception sur lesquels il faut porter une attention particulière.

D'un point de vue hydraulique, la conception d'un bassin est relativement simple et consiste essentiellement à déterminer sa configuration (volume, surface, pentes latérales) en fonction des apports et des débits de rejet qui sont permis. En particulier lorsqu'on veut effectuer un contrôle pour plusieurs types de critères (ce qui devrait être un objectif de base pour la plupart des projets), la conception de la structure de sortie devra se faire de sorte que plusieurs types d'équipement, mis en place à des niveaux différents, puissent effectuer globalement les contrôles qui sont requis. Différents types d'agencement pourront être envisagés pour l'ouvrage et le concepteur a donc beaucoup de latitude pour la conception, qui devra souvent s'appuyer sur un processus d'essai et erreur avant d'en arriver à un agencement optimal.

Si on considère par exemple un bassin avec retenue permanente qui doit permettre de rencontrer les objectifs de contrôle de la qualité, de l'érosion dans le cours d'eau récepteur et des débits plus rares (1 dans 2 ans, 10 ans et 1 dans 100 ans). Comme le décrit le chapitre 11, les critères à retenir seraient donc tels que définis au tableau C.1.

Dans un cas pratique, chacun de ces volumes ne sera pas considéré indépendamment pour la conception du bassin mais ils s'emboîteront plutôt l'un dans l'autre, les volumes pour la qualité et le contrôle de l'érosion étant plus petits que ceux pour les récurrences plus rares. C'est l'ouvrage de contrôle à la sortie du bassin de rétention qui permettra de régulariser chacun des apports.

Qualité

L'hydrogramme de conception pour le contrôle de la qualité devrait en principe s'obtenir avec un logiciel, en utilisant une pluie de projet avec une quantité de pluie totale de 25 mm (voir chapitre 8). Si on considère toutefois pour fins de discussion un bassin tributaire de 10 ha pour un secteur résidentiel (unités unifamiliales avec un pourcentage imperméable de 30 %), le coefficient de ruissellement pourra alors s'évaluer à l'aide de la formule suivante :

$$C = 0{,}9 * (\%imp) + 0{,}2 * (1 - \%imp)$$

Donc, dans le cas présent, on aurait un coefficient de ruissellement de 0,41. Le volume pour le contrôle de la qualité devrait donc en principe être de :

$$\text{Volume}_{\text{qualité}} = 0{,}41 * 100\,000 * (25/1000) = 1\,025\ \text{m}^3$$

Ce qui correspond à un volume unitaire de 1 025/10 = 102,5 m^3/ ha. Des mesures in situ ont par ailleurs révélé en Ontario (SWAMP, 2006) que, pour la retenue perma-

Tableau C.1

Résumé des critères de contrôle (MDE, 2000).

Qualité	Les critères pour la qualité peuvent être spécifiques pour un ou plusieurs polluants ou encore viser à traiter 90 % des événements annuels. Une quantité de pluie de 25 mm (avec une distribution de type Chicago et une durée de 6 heures) est recommandée ici.
Potentiel d'érosion	Rétention prolongée (24 h) des débits associés à la pluie de période de retour 1 an (pluie SCS – durée de 24 h pour établir les débits de pré-développement).
Débits de pointe Contrôle pour le cours d'eau récepteur	Les contrôles pour minimiser les inondations dans les cours d'eau récepteurs devraient être fixés en fonction des conditions de pré-développement, idéalement en s'assurant que les débits après développement pour les périodes de retour 1 dans 2 ans, 1 dans 10 ans et 1 dans 100 ans sont les mêmes que ceux prévalant avant le développement. Ces critères devraient idéalement être établis en analysant l'ensemble du bassin versant, de façon à pouvoir tenir compte des possibles effets néfastes d'addition des différents hydrogrammes.

nente, des volumes plus importants devaient être alloués si on voulait atteindre les objectifs de contrôle de la qualité (figure 11.82 du chapitre 11). Pour un secteur résidentiel, le volume unitaire devrait plutôt être de l'ordre de 150 m^3/ ha (il sera plus élevé avec des secteurs plus imperméabilisés). En prenant cette valeur, on obtient donc un volume de 150 m^3/ ha * 10 = 1 500 m^3.

Ce volume correspond au volume qui devrait toujours être maintenu dans le bassin, tous les autres volumes (dont celui pour la qualité) devant donc s'accumuler au-dessus de cette retenue permanente.

Érosion

Le deuxième volume concerne le contrôle pour l'érosion dans le cours d'eau récepteur, qui devrait être évalué en utilisant la pluie de conception 1 an, pour une durée de 24 heures. Si on veut établir de façon préliminaire sans modélisation ce volume, on peut tout d'abord évaluer le débit après développement et de récurrence 1 an. D'après les statistiques d'Environnement Canada, la quantité de pluie 1 dans 2 ans pour une durée de 24 heures est de 55,3 mm. Si on considère 75 % de cette valeur, on aurait donc pour la récurrence 1 an une quantité de 41,5 mm. Le volume de ruissellement serait donc de l'ordre de :

$$\text{Volume}_{\text{érosion}} = 0{,}41 * 100\,000 * (41{,}5/1000) = 1\,702\ m^3$$

Ce volume devrait être relâché sur une période de 24 heures, donc avec un débit maximum de 19,7 L/s. Soulignons toutefois que ce calcul est approximatif puisqu'il ne tient pas compte du laminage qui se produira dans le bassin de rétention. En pratique, le volume de rétention s'établira plutôt à une fraction du volume de ruissellement (60-65 % selon MPCA, 2005); l'utilisation d'un logiciel approprié permettra de prendre en compte les effets du laminage sur le volume à prévoir.

Ce volume devra donc être disponible par-dessus la retenue permanente dans le bassin.

Contrôle quantitatif

Finalement, les ouvrages de régulation à la sortie du bassin devront permettre de maintenir les débits prévisibles après le développement aux valeurs qui prévalent avant le développement. Idéalement, les critères de contrôle devraient inclure les récurrences 2 ans, 10 ans et 100 ans mais, en pratique, on pourra contrôler seulement les récurrences 10 ans et 100 ans, en particulier si on a déjà un contrôle de la qualité et de l'érosion.

Typiquement, donc, l'ouvrage de régulation d'un bassin avec retenue permanente comprendra un orifice ou un déversoir en V installé à un niveau relativement bas, juste au niveau de la retenue permanente. Cet orifice ou déversoir en V permettra la relâche du débit pour le contrôle de l'érosion sur une période de 24 heures. Un autre déversoir mis en place un peu plus haut contrôlera le débit 10 ans, avec finalement un troisième déversoir pour le débit 100 ans. Il faudra dans tous les cas prévoir une conduite de vidange du bassin (installée au point bas avec une vanne normalement fermée) ainsi qu'un exutoire d'urgence si un événement très rare ou un blocage des déversoirs ou des orifices se produisait.

RÉFÉRENCES

Claytor, R.A., and T.R. Schueler. 1996. *Design of Stormwater Filtering Systems*. The Center for Watershed Protection, Silver Spring, MD.

Hantush, M., 1967. *Growth and Decay of Ground-water-Mounds in Response to Uniform Percolation*. Water Resources Research, 3(1): 227-234.

Minton, G. (2005). *Stormwater treatment – Biological, Chemical and Engineering Principles.*. Resources Planning Associates, Seattle, Washington.

MPCA (*Minnesota Pollution Control Agency*) (2005). *Minnesotta Stormwater Manual*. Minnesota Stormwater Steering Committee, Minnesotta.

Washington State Department of Ecology (2005). *Stormwater Management in Western Washington – Volume III, Hydrologic Analysis and Flow Control Design/BMPs*. Publication 05-10-31, Water quality program, Washington State Department of Ecology, Washington.

Wong, T. H. F. (2006). *Australia Runoff Quality – A Guide to Water sensitive urban design*. Engineers Australia, Melbourne.

Québec