

## TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION .....	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE.....	5
1.1 Généralités .....	5
1.2 Aléas hydrologiques.....	7
1.2.1 Tendances historiques des précipitations.....	8
1.2.2 Modèles de circulations générales .....	9
1.3 Vulnérabilité hydrologique .....	11
1.3.1 Système d'assainissement.....	13
1.3.2 Topographie du site.....	14
1.3.3 Situation géographique et les types de sol .....	14
1.3.4 Entretien et maintenance des ouvrages .....	15
CHAPITRE 2 MÉTHODOLOGIE.....	17
2.1 Méthodologie .....	17
2.2 Mise en œuvre pratique de la méthodologie.....	21
2.3 Bassin versant synthétique.....	23
2.4 Paramètres de simulations.....	26
2.4.1 Paramètres des changements climatiques : la pluie .....	27
2.4.2 Paramètres liés à l'urbanisme .....	28
2.4.3 Paramètres liés à la maintenance .....	31
2.5 Paramétrage du modèle.....	32
CHAPITRE 3 ANALYSE DE SENSIBILITÉ.....	35
3.1 Généralités .....	35
3.2 Indicateurs d'impacts hydrologique et hydraulique.....	35
3.2.1 Indice de performance hydraulique .....	35
3.2.2 Taux de variation du débit de ruissellement .....	39
3.2.3 Taux de débordement du débit de ruissellement.....	39
3.3 Paramètres de l'analyse de sensibilité.....	40
3.3.1 Points de différence des bassins versants pilotes.....	41
3.4 Synthèse des résultats de l'analyse de sensibilité .....	44
3.4.1 Organisation des résultats .....	44
3.4.2 Analyse de l'impact de la pluie.....	45
3.4.3 Analyse de l'impact de l'imperméabilisation des surfaces.....	52
3.4.4 Analyse de l'impact de l'infiltration dans le sol .....	55
3.4.5 Analyse de l'impact des pentes du terrain naturel .....	59
3.4.6 Analyse de l'impact des surfaces de ruissellement.....	61
3.4.7 Analyse de l'impact de la sédimentation dans les conduites de drainage.....	64
3.4.8 Analyse de l'impact de la rugosité des surfaces imperméables.....	67

3.4.9	Analyse de l'impact de la rugosité des surfaces perméables .....	69
3.4.10	Analyse de l'impact de la rugosité des conduites .....	72
3.5	Interprétation des résultats de l'analyse de sensibilité .....	75
3.5.1	Impact de la pluie .....	75
3.5.1.1	La pluie d'intensité variable dans le temps .....	75
3.5.1.2	La pluie d'intensité constante .....	77
3.5.2	Impact des surfaces imperméables .....	79
3.5.3	Impact de l'infiltration dans le sol .....	81
3.5.4	Impact des pentes du terrain naturel .....	81
3.5.5	Impact des surfaces de ruissellement .....	82
3.5.6	Impact de la sédimentation dans les conduites de drainage .....	83
3.5.7	Impact de la rugosité des surfaces imperméables .....	84
3.5.8	Impact de la rugosité des surfaces perméables .....	85
3.5.9	Impact de la rugosité des conduites de drainage .....	85
3.6	Conclusion .....	86
CHAPITRE 4	GÉNÉRALISATION DE L'ÉTUDE AU BASSIN VERSANT SYNTHÉTIQUE ÉTENDU .....	91
4.1	Généralités .....	91
4.1.1	Les paramètres qui caractérisent les changements climatiques .....	91
4.1.2	Les paramètres qui caractérisent l'urbanisme .....	91
4.1.3	Les paramètres qui caractérisent la maintenance des réseaux .....	92
4.2	Synthèse des résultats de l'étude du bassin versant étendu .....	97
4.2.1	Analyse de l'impact des changements climatiques .....	99
4.2.2	Analyse de l'impact de l'urbanisme .....	102
4.2.3	Analyse de l'impact de la maintenance .....	108
4.3	Analyse et interprétation des résultats de l'étude du bassin versant étendu .....	113
4.3.1	Pondération des indicateurs d'impacts .....	115
4.3.2	Traitement des indicateurs d'impact .....	117
4.3.3	Classement des indicateurs d'impact .....	121
CHAPITRE 5	ÉTUDE DE CAS : SITE DE L'ARRONDISSEMENT DE VERDUN .....	127
5.1	Présentation du site .....	127
5.2	Affectation des paramètres au bassin versant de Verdun .....	129
5.3	Synthèse des résultats de l'étude du bassin versant de Verdun .....	130
5.3.1	Analyse de l'impact des changements climatiques .....	131
5.3.2	Analyse de l'impact de l'urbanisme .....	133
5.3.3	Analyse de l'impact de la maintenance .....	139
5.4	Analyses et interprétation des résultats de l'étude de cas .....	144
5.4.1	Classement des indicateurs d'impact .....	148
CONCLUSION	.....	153
RECOMMANDATIONS	.....	157

ANNEXE I	PRÉSENTATION DE SWMM5 .....	159
ANNEXE II	VALEURS CARACTÉRISTIQUES DU BV SYNTHÉTIQUE.....	167
ANNEXE III	PLUIES SYNTHÉTIQUES .....	171
ANNEXE IV	RÉSULTATS INITIAUX (BV SYNTHÉTIQUE).....	175
ANNEXE V	LES INDICATEURS D'IMPACT DU TEST DE SENSIBILITÉ.....	179
ANNEXE VI	DONNÉES INITIALES (SITE DE VERDUN) .....	185
ANNEXE VII	RÉSULTATS ACTUELS (SITE DE VERDUN).....	189
	LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	193



## LISTE DES TABLEAUX

		Page
Tableau 2.1	Plage des valeurs des principaux paramètres des s/bassins versant.....	25
Tableau 2.2	Plage des valeurs des principaux paramètres du réseau .....	26
Tableau 3.1	Synthèse des paramètres caractéristiques des sous bassins versants pilotes.....	41
Tableau 3.2	Plages des valeurs des paramètres de l'analyse de sensibilité .....	43
Tableau 3.3	Pluies synthétiques du type Chicago majorée.....	45
Tableau 3.4	Pluie d'intensité constante majorée .....	49
Tableau 3.5	Intensité d'infiltration .....	56
Tableau 3.6	Pour la pluie, type Chicago. Extrait du Tableau-A IV-I-1.....	79
Tableau 3.7	Pour la pluie d'intensité constante. Extrait du Tableau-A IV-2 .....	79
Tableau 3.8	Synthèse des indices de performance, du taux de débordement.....	88
Tableau 4.1	Intensités des pluies caractérisant les changements climatiques .....	94
Tableau 4.2	Valeurs des paramètres caractérisant l'urbanisme.....	95
Tableau 4.3	Valeurs des paramètres caractérisant la maintenance.....	97
Tableau 4.4	Synthèse des résultats de l'estimation de l'impact de la pluie.....	100
Tableau 4.5	Synthèse des résultats de l'impact de l'imperméabilisation .....	102
Tableau 4.6	Synthèse des résultats de l'impact de l'infiltration .....	104
Tableau 4.7	Synthèse des résultats de l'impact de la rugosité des surfaces perméables .....	106
Tableau 4.8	Synthèse des résultats de l'impact de l'urbanisme .....	107
Tableau 4.9	Synthèse des résultats de l'impact de la sédimentation sur le ruissellement .....	109
Tableau 4.10	Synthèse des résultats de l'impact de la rugosité des conduites .....	110

Tableau 4.11	Synthèse de résultats de l'impact de la maintenance sur le ruissellement .....	112
Tableau 4.12	Taux de pondération des indicateurs .....	116
Tableau 4.13	Échelle de valeurs des impacts .....	117
Tableau 4.14	Résultats de l'analyse multicritères du sous bassin n°50 .....	119
Tableau 4.15	Résultats de l'analyse multicritères du bassin versant étendu .....	120
Tableau 4.16	Ordre d'impact des paramètres .....	121
Tableau 4.17	Ordre d'impact des paramètres .....	122
Tableau 5.1	Synthèse des résultats de l'impact de la pluie majorée sur le ruissellement .....	132
Tableau 5.2	Synthèse des résultats de l'impact de l'imperméabilisation .....	134
Tableau 5.3	Synthèse des résultats de l'impact de l'infiltration dans le sol .....	135
Tableau 5.4	Synthèse des résultats de l'impact de la rugosité des surfaces perméables.....	137
Tableau 5.5	Synthèse des résultats de l'impact de l'urbanisme .....	138
Tableau 5.6	Synthèse des résultats de l'impact de la sédimentation .....	140
Tableau 5.7	Synthèse des résultats de l'impact de la rugosité des conduites .....	142
Tableau 5.8	Synthèse des résultats de l'impact de maintenance .....	143
Tableau 5.9	Résultats de l'analyse multicritères du sous tête de réseau .....	146
Tableau 5.10	Résultats de l'analyse multicritères du bassin versant du secteur 1 de Verdun .....	147
Tableau 5.11	Ordre d'impact des paramètres .....	148
Tableau 5.12	Ordre d'impact des paramètres .....	149

## LISTE DES FIGURES

		Page
Figure 1.1	Impact de l'urbanisation sur l'hydrogramme de crue.....	12
Figure 2.1	Bassin versant topographique / bassin hydrogéologique.....	23
Figure 2.2	Schéma du bassin versant synthétique.....	24
Figure 3.1	Schéma de la ligne piézométrique dans une conduite d'égout.....	37
Figure 3.2	Positionnement des sous bassins versants pilotes.....	40
Figure 3.3	Impact de la majoration de l'intensité.....	46
Figure 3.4	Impact de la majoration de l'intensité de la pluie.....	47
Figure 3.5	Impact de la majoration de l'intensité de la pluie.....	50
Figure 3.6	Impact de la majoration de l'intensité de la pluie.....	51
Figure 3.7	Impact de l'accroissement du taux.....	52
Figure 3.8	Impact de l'augmentation.....	54
Figure 3.9	Impact de la variation de l'intensité.....	56
Figure 3.10	Impact de la variation de l'intensité.....	57
Figure 3.11	Impact de la variation des pentes.....	59
Figure 3.12	Impact de l'augmentation des pentes des sous bassins.....	60
Figure 3.13	Impact de l'augmentation des surfaces.....	62
Figure 3.14	Impact de l'augmentation des surfaces.....	63
Figure 3.15	Impact de la sédimentation dans les conduites sur l'IPH.....	65
Figure 3.16	Impact de la sédimentation dans les conduites.....	66
Figure 3.17	Impact de la variation du coefficient de Manning.....	67
Figure 3.18	Impact de la variation du coefficient de Manning.....	68

## XVIII

Figure 3.19	Impact de la variation du coefficient de Manning .....	70
Figure 3.20	Impact de la variation du coefficient de Manning .....	71
Figure 3.21	Impact de la variation du coefficient .....	73
Figure 3.22	Impact de la variation du coefficient .....	74
Figure 3.23	Schématisation – Hyétogramme de pluie et pluie nette.....	76
Figure 4.1	Les points d'évaluation des indicateurs d'impact.....	98
Figure 5.1	Plan du secteur 1 de l'arrondissement de Verdun.....	127
Figure 5.2	Le bassin versant du secteur 1 .....	128



## LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

AASHTO	American Association of State Highway and transportation officials
ASCE	American Society of Civil Engineers
BNQ	Bureau de Normalisation du Québec
BV	Bassin Versant
CC	Changements climatiques
CEMAGREF	Centre d'étude du machinisme agricole et de génie rural des eaux et forêt
CERTU	Centre d'études sur les réseaux, les transports, l'urbanisme et les constructions publiques
DVD	Digital Versatil Disc
EPA	Environnemental Protection Agency
GCM	Global Circulation Model
GES	Gaz à effet de serre
ha	hectare
HGL	ligne piézométrique (Hydraulic grade line)
IBGE	Institut Brexellois pour la Gestion de l'Environnement
IDF	intensité-durée-fréquence
GIEC	Groupe intergouvernemental d'experts sur l'évolution du climat
IPH	Indice de Performance Hydraulique

LID	Développement à faible impact (Low impact development)
MCG	Modèle de Circulation générale
MDDEP	Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs
MEDDTL	Ministère de l'Écologie, du Développement Durable, des Transports et du Logement
NF	Normes Françaises
OMM	Organisation Mondiale de la Météorologie
PGO	Pratique de gestion optimale et durable des eaux pluviales
PNUE	Programme des Nations Unies pour l'Environnement
Sbv	Sous bassin versant
Sous BV	Sous Bassin Versant
SWMM	Storm Water Management Model

## INTRODUCTION

### Problématique

Aujourd'hui avec la médiatisation des catastrophes naturelles, ces phénomènes (inondations, séismes, etc.), occupent très souvent les devants de la scène médiatique. Ceci a amené l'opinion publique à croire, à tort ou à raison, à une augmentation de leur fréquence et de leur intensité. Bien que médiatisée de nos jours, l'inondation ne semble pas être un phénomène récent.

En effet depuis la nuit des temps, de graves inondations se sont produites dans plusieurs grandes villes du monde. Paris fut inondé en 1910 par la crue de la Seine qualifiée de crue centennale. 20 000 immeubles à Paris et 30 000 maisons en banlieue sont inondés. Une crue comparable à celle de Paris en 1910 aurait coûté 17 milliards d'euros de nos jours (Prim.net et MEDDTL, 2009); tout près de nous, la crue de Montréal en 1987 a inondé 40 000 maisons, 400 000 foyers ont été privés d'électricité. Elle a occasionné deux morts et 40 millions de dollars en dommages (Environnement Canada, 2010); les inondations dans le Saguenay en 1996 ont touché plusieurs localités, dont la Côte-Nord et Charlevoix, et occasionné 600 glissements de terrain (Environnement Canada, 2010); L'inondation du Richelieu en 2011 a touché 3000 foyers en Montérégie du côté du Québec et aux États-Unis, les dommages sont estimés à six millions de dollars US (Radio-canada.ca, 2011). En France, 13000 communes sont concernées par les inondations soit une commune sur trois (Prim.net et MEDDTL, 2009). Ici au Canada au cours du 20<sup>e</sup> siècle, on a dénombré au moins 168 inondations graves qui ont entraîné plusieurs milliards de dollars en dommages et causé la mort de 195 personnes. (Brooks, Evans et Clague, 2001) et (Ressources naturelles Canada, 2007).

Selon les travaux de Sauquet, *et al.* (2003), l'inondation est un phénomène naturel, caractérisé par deux composantes à forte variabilité spatio-temporelle : l'aléa et la vulnérabilité. La pluie et l'inondation (débordement de réseau) qui caractérisent l'aléa,

dépendent du climat général et de la météorologie locale. La géomorphologie du bassin et l'état d'occupation du sol qui caractérisent la vulnérabilité, relève en partie de l'action humaine. On peut définir l'inondation comme une submersion lente ou rapide, d'une zone habituellement hors d'eau (MEDDTL, (2009)). Au sens large, les inondations comprennent les débordements d'un cours d'eau, les remontées de nappes, les ruissellements résultant de fortes pluies, d'orages, les inondations par rupture d'ouvrages de protection, les inondations estuariennes résultant de la conjonction de fortes marées, de situations dépressionnaires et de la crue des fleuves. Quelles soient de plaine, liées à une crue torrentielle, ou à la remontée d'une nappe phréatique, les inondations catastrophes qui touchent tous les territoires à l'échelle mondiale, rappellent la grande vulnérabilité de nos sociétés à ce risque majeur. Le présent mémoire traite principalement des inondations par ruissellement en secteur urbain.

## **Objectifs**

Dans un milieu urbanisé, équipé d'un réseau de drainage, qui fait l'objet de notre étude, il est fait le constat d'une augmentation avec le temps, de l'amplitude et de l'occurrence des orages pluvieux et inondations. Ces orages et inondations sont responsables de dégâts sur les biens et parfois sur les personnes. Dans cette étude, nous mènerons une réflexion étayée et argumentée sur le thème de l'étude : « analyse des refoulements dans les réseaux de drainage urbain ». Les investigations porteront sur trois groupes de paramètres que nous avons identifiés comme ayant une part de responsabilité dans ce phénomène préoccupant constaté. Ces paramètres sont en effet reliés : aux changements climatiques (CC), aux développements urbanistiques et à l'entretien des réseaux de drainage.

Afin de départager les responsabilités de chacun des paramètres et groupes de paramètres, dans le phénomène de refoulement des réseaux de drainage, nous avons organisé les travaux de cette recherche comme ci-après.

## Présentation du mémoire

Les travaux de ce mémoire comprennent cinq chapitres :

- le chapitre 1 aborde la problématique des inondations urbaines à travers une revue de littérature et particulièrement : l'évolution et les tendances des prévisions de l'aléa climatique, la validation du taux de majoration de la pluie pour l'étude; le degré de perception de la population d'hier et d'aujourd'hui face à la vulnérabilité, les effets de la croissance de la population, le type d'urbanisme mis en œuvre, l'entretien des réseaux;
- le chapitre 2 présente l'approche méthodologique de l'étude. Le logiciel Storm water management model dans sa version cinq (SWMM5) est l'outil utilisé pour l'analyse des impacts des différents paramètres liés au CC, à l'urbanisme et l'entretien de réseaux. L'analyse de sensibilité est réalisée sur deux sous bassins versants pilotes du bassin versant synthétique étendu. Ces résultats sont ensuite confirmés lors de leur généralisation sur le bassin versant étendu puis validés dans l'étude de cas d'un bassin versant réel. Les résultats des études des deux sites sont également utilisés pour comparer les impacts des paramètres et des groupes de paramètres entre eux, ce qui nous amènera à situer leur part de responsabilité dans le refoulement des réseaux de drainage;
- le chapitre 3 traite de l'analyse de la sensibilité du modèle à travers plusieurs simulations sur deux sous bassins versants synthétiques pilotes. Des indicateurs d'impact ont été utilisés pour analyser les résultats de simulations des deux sous bassins versants pilotes. Parmi les dix paramètres identifiés au départ, six ont été reconnus comme les plus impactants. Ils seront retenus pour la suite de l'étude;
- le chapitre 4 présente les résultats de la généralisation des conclusions de l'analyse de sensibilité sur le bassin versant étendu avec les paramètres les plus impactant. Pour l'étude des scénarios, un régime hydrologique présent et futur est simulé sur le bassin versant synthétique étendu. Les paramètres liés à l'urbanisme et à l'entretien des réseaux

simulent respectivement les effets d'un bassin versant entièrement urbanisé et d'un bassin versant aux équipements anciens. Les résultats de l'étude de généralisation sur le bassin versant étendu sont présentés dans ce chapitre, puis analysés pour en tirer des enseignements;

- le chapitre 5 est dédié à l'étude de cas réalisé sur le site de Verdun, le bassin d'un secteur de l'arrondissement de Verdun dans l'agglomération de Montréal pour valider les résultats obtenus sur le bassin versant synthétique.

## **CHAPITRE 1**

### **REVUE DE LITTÉRATURE**

#### **1.1 Généralités**

Avec la révolution industrielle du 19<sup>e</sup> siècle, le monde a connu ses premières villes modernes. C'est véritablement à partir des années 1950 que les villes vont connaître l'expansion la plus forte et la plus rapide, avec la naissance des premières métropoles urbaines. L'étalement des villes, l'implantation des industries, l'explosion démographique urbaine se font dans certains cas, anarchiquement échappant ainsi au contrôle des pouvoirs publics. L'urbanisation massive et mal maîtrisée, et l'application du concept qui prévalait alors, le « tout-à-l'égout » et le « tout béton » ont favorisé l'apparition d'inondations. Ainsi, différents concepts pour la gestion de l'assainissement, prenant en compte les préoccupations de chaque époque se sont succédés.

#### **L'approche des hygiénistes**

Le courant des hygiénistes du 19<sup>e</sup> siècle, suite aux grandes épidémies de choléra, définit les principes fondateurs du réseau d'assainissement moderne : évacuer rapidement les eaux usées et pluviales, dans des canalisations enterrées en dehors des agglomérations (Bertrand-Krajewski (2000). Le rejet se faisant alors dans le milieu naturel sans traitement. Les objectifs à atteindre étaient : la lutte contre les épidémies et les odeurs, l'évacuation rapide sans stagnation, loin des habitations de tous déchets, l'évacuation rapide des eaux de ruissellement et des eaux usées dans le milieu naturel, la préservation de la santé et la sécurité des citoyens, la protection du milieu naturel. L'approche des hygiénistes considérant les eaux pluviales comme source et/ou comme vecteur de contamination a vite montré ses limites dans la gestion des eaux pluviales. Elle occasionne la dégradation du milieu récepteur et expose les agglomérations à des risques d'inondation.

### **L'approche hydraulique**

Face à l'expansion continue des villes et à la saturation des les réseaux existants, l'approche hydraulicienne suggère alors l'optimisation des réseaux en proposant un système séparatif, des bassins d'orage, etc. (Bertrand-Krajewski (2000)). L'approche hydraulique a montré également ses limites face aux effets conjugués de l'urbanisation croissante et l'occurrence d'un événement pluviométrique exceptionnel. Il devient donc utopique de régler hydrauliquement les problèmes de l'assainissement, car les ouvrages de drainage aussi largement dimensionnés soient-ils, se trouveront un jour insuffisant pour faire face à l'évolution de l'urbanisme et/ou à un évènement pluviométrique exceptionnel.

### **L'approche environnementale**

Dans les années 80, la prise en compte des préoccupations environnementalistes amène les gestionnaires de l'assainissement à s'intéresser à la pollution véhiculée par les eaux de ruissellement et plus encore par les eaux unitaires. Ainsi, de nouvelles techniques, dites alternatives, visant à compléter l'approche hydraulique par une approche environnementale furent proposées (Bertrand-Krajewski (2000)).

### **L'approche intégrée**

Au début du 21<sup>e</sup> siècle, les trois approches hygiéniste, hydraulique et environnementaliste ont été combinées pour donner naissance à l'approche dite « intégrée » (Bertrand-Krajewski (2000)). En effet face aux limites de l'approche traditionaliste de l'assainissement pour la gestion des eaux pluviales, la maîtrise du ruissellement qui favorise la qualité des milieux naturels récepteurs, la qualité de vie des habitants et une meilleure gestion du risque inondation passe par une approche globale du cycle de l'eau, qui intègre la problématique de l'ensemble du bassin versant et du système d'assainissement, tout en les intégrant dans l'urbanisme. (Chocat, 2008; IBGE, 2011; Raccord et plastiques nicoll, 2011).

Selon Mailhot *et al.* (2007), certains évènements qui ont causé des dommages par le passé, n'étaient pas tous de récurrence rare. En fait, les scientifiques cherchant une explication au



phénomène d'inondation se divisent en deux groupes. Certains rendent les changements climatiques (CC), responsables de l'augmentation de la fréquence et de l'intensité des inondations, pendant que pour d'autres, l'urbanisation incontrôlée avec son corollaire, l'imperméabilisation des sols en est la cause. La plupart des chercheurs sont unanimes au sujet des CC; il s'agit d'un phénomène réel et les effets se font déjà sentir sur l'ensemble de la planète. De l'avis de ceux - ci, le phénomène s'amplifiera dans les années à venir malgré la mise en œuvre de la politique de réduction des Gaz à effet de serre (GES) décidée par les instances internationales. Les divergences apparaissent entre eux, quand il s'agit de quantifier l'incidence des changements climatiques sur les variables telles que la température, l'intensité de la pluie, etc.

Des tendances sont toutefois annoncées; au cours du présent siècle, le régime des pluies connaîtra une modification au niveau des fréquences et des intensités des événements climatiques extrêmes en fonction des zones géographiques. Selon le rapport de Mailhot *et al.*(2007), l'augmentation de l'intensité de la pluie sera comprise entre 7% et 23%; les augmentations étant plus fortes pour les durées de pluie courte. Pour d'autres chercheurs Neppel *et al.*(2003), les tests de stationnarité et les données historiques ne révèlent pas de tendances significatives à l'augmentation des pluies extrêmes. Par contre, pour ces derniers cités, l'augmentation réelle des inondations est en fait principalement liée à l'augmentation de la vulnérabilité des bassins face à l'aléa. Les travaux du Centre d'étude du machinisme agricole et de génie rural des eaux et forêt (CEMAGREF) confirment cette dernière assertion en caractérisant le risque inondation comme étant le croisement d'un aléa et d'une vulnérabilité (Auzet, 1999) et (Leblois et d'intérêt public Hydrosystèmes, 1999).

## **1.2 Aléas hydrologiques**

Selon le MEEDDAT (2008), l'aléa est un phénomène physique, naturel et non maîtrisable, d'occurrence et d'intensités données. Il peut être caractérisé suivant deux composantes, l'une fréquentielle (occurrence), l'autre spatio-temporelle (intensité). En hydrologie, l'aléa est une

manifestation exceptionnelle d'un évènement pluviométrique exacerbé par des facteurs anthropiques et naturels spécifiques (Guigo et al., 2002). De manière spécifique concernant le drainage, l'aléa est le débordement du réseau et ou du système hydrographique.

Il est certain que la concentration des GES dans l'atmosphère a modifié un certain nombre de variables climatiques, dont les précipitations à tel enseigne qu'aujourd'hui, la notion des changements climatiques et leurs effets sont des données admises au sein de la communauté scientifique. Les précipitations sont en augmentation notamment dans l'hémisphère nord pour un grand nombre de chercheurs. Deux approches méthodologiques ont soutenu ces conclusions : les tendances historiques et les modèles de circulation générale (MGC) ou *Global Circulation Model (GCM)*.

### **1.2.1 Tendances historiques des précipitations**

Les tendances historiques sont des enregistrements des moyennes de mesures pluviométriques de l'ensemble des données extrêmes d'une station ou un réseau de stations sur plusieurs années. Au moyen de lois et de techniques de la statistique, les données enregistrées sont utilisées pour caractériser les évènements pluvieux ou pour étudier la variabilité de la pluviométrie dans l'espace. Les principales tendances sont les suivantes :

- les études d'Akinremi *et al.* (1999) sur la région des prairies canadiennes portant sur 37 stations et couvrant une période de 75 ans montrent une augmentation significative du nombre d'évènements pluvieux et par conséquent une augmentation de la quantité totale de pluies annuelles;
- selon les analyses de Zhang *et al.* (2000), pour la période allant de 1900 à 1998, la précipitation totale augmentera de 12 % pour le sud du Canada. Pour l'ensemble du Canada; pour la période allant de 1950 à 1998, l'augmentation sera comprise entre 5% et 35 %;
- selon les études de Vincent *et al.* (2006), sur l'ensemble du Canada pour la période 1950-2003 et sur le sud du Canada sur la période 1900-2003, aucune tendance significative n'a

- été observée au niveau des extrêmes. Par contre, l'étude montre une augmentation générale du nombre de jours avec précipitation par année et une diminution des moyennes de pluie journalières;
- selon les travaux de Neppel *et al.* (2003) sur l'origine de l'augmentation des inondations en région méditerranéenne, les tests de stationnarité et les données historiques ne révèlent pas de tendances significatives à l'augmentation des pluies extrêmes.

En conclusion et concernant les données des précipitations, selon les auteurs cités plus haut, les tendances historiques prévoient une hausse des précipitations pour deux d'entre eux et un état stationnaire pour les deux autres.

### 1.2.2 Modèles de circulations générales

Les (MCG) ou (*GCM*) sont des modèles numériques très complexes qui servent à simuler l'atmosphère ou l'océan. Ce sont des outils incontournables dans les études d'impact des changements climatiques en climat futur :

- pour plusieurs auteurs, dont Allan *et al.* (2007), Wentz *et al.* (2007), Zhang *et al.* (2007), les tendances sur les données historiques sont substantiellement plus grandes en amplitude que celles simulées par les MCG;
- selon les études de Tebaldi *et al.* (2006), à l'échelle de la planète, les moyennes de précipitations extrêmes connaîtront une augmentation particulièrement pour les régions de latitudes élevées. Une forte variabilité régionale au niveau des précipitations est prévue;
- les études de Merritt *et al.* (2006), prévoient à l'horizon 2050 une augmentation des précipitations estivales de 5 à 20% pour la région de l'Okanagan en Colombie - britannique. Outre ces pluies estivales, la plage d'augmentation est de 0% à 35% en fonction du MGC et du scénario d'émission des GES;
- les auteurs Graham *et al.* (2007), en comparant les indices des périodes 1961-1990 et 2071-2100, prévoient pour trois bassins versants européens (baie de Botnie, mer baltique

et fleuve Rhin) des hausses pour les débits hivernaux, et des diminutions pour les débits estivaux;

- les auteurs Zhang *et al.* (2007), observent à l'échelle de planète une hausse des précipitations annuelles pour la plage de latitudes située entre 50° N et 70° N, mais ne détectent aucun changement pour la plage située entre 40° N et 50° N;
- Fowler *et al.* (2007), en comparant les indices climatiques des îles Britanniques, pour la période 1961 - 1990, pour des périodes retour de 5 et 25 ans, prévoient une augmentation des précipitations moyennes de longue durée de 10 à 20 % à l'horizon 2071, mais pour des pluies de courte durée il y a plus d'incertitudes; la plage d'augmentation est de 0% à 45 %;
- Hayhoe *et al.* (2007), en comparant les indices climatiques et hydrologiques, pour le Nord-est des États Unis et couvrant les périodes 1961 - 2000, 2035 - 2064, 2070 - 2099 prévoient dans le futur, une augmentation des précipitations hivernales de 10 à 15%, mais aucune tendance n'est observée en ce qui concerne les précipitations estivales.

En considérant les indices historiques, des études Akinremi *et al.* (1999), Zhang *et al.* (2000) et de Vincent *et al.* (2006), les précipitations moyennes sur l'ensemble du sud du Canada connaissent une augmentation sur la période 1900 à 2003. Les résultats de ces études ont été confirmés par les travaux du Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat (GIEC) sous l'égide de l'Organisation météorologique mondiale (OMM) et du Programme des Nations-Unies pour l'environnement (PNUE) (Bates *et al.*, 2008).

Au regard des indices historiques, les précipitations ont surtout augmenté sur les continents dans les latitudes les plus septentrionales au cours du 20<sup>e</sup> siècle, tandis que des diminutions ont principalement touché les latitudes comprises entre 10°S et 30°N depuis les années 1970. La fréquence des épisodes de fortes précipitations (ou la partie des précipitations totales imputable à de fortes pluies) a augmenté dans la plupart des régions. Les MGC prévoient également une hausse des précipitations totales annuelles. Une augmentation des

précipitations printanières, automnales et hivernales est prévue, par contre un état stationnaire pour les précipitations estivales est annoncé.

En conclusion et considérant les résultats de la recherche au niveau des deux approches méthodologiques : les tendances historiques et les MGC, la prise en compte de l'aléa pluviométrique de plus en plus intense devient incontournable dans la gestion de l'aléa hydrologique.

### **1.3 Vulnérabilité hydrologique**

La vulnérabilité hydrologique est la sensibilité d'un territoire à un aléa hydrologique. Cette sensibilité se décline en termes de dommages aux personnes et aux biens, de perturbation de l'activité socio-économique (Dreal nord-pas-de-calais, 2007). La vulnérabilité face aux risques naturels est de plus en plus forte, les enjeux plus élevés et le degré de tolérance aux risques naturels plus sévère. Les équipements de base d'un foyer moderne de nos jours n'ont rien de comparable avec celui d'un foyer du début de l'industrialisation. Chaque foyer possède aujourd'hui une ou deux voitures, un téléviseur, un lecteur digital versatil disc (DVD), un ordinateur, une connexion internet, etc. La perception de la notion de risque a évolué au fil du siècle. Le vécu, les réactions des habitants face aux catastrophes naturelles ne peuvent plus être les mêmes dans nos sociétés urbanisées qu'ils ne l'étaient dans le monde majoritairement rural dans un passé récent.

L'augmentation constante de la population a accentué la pression sur le milieu naturel et augmenté les enjeux exposés au risque. L'urbanisation mal contrôlée entraîne la création de quartiers pauvres, périurbains, dans des zones dangereuses comme (les pentes et talwegs des collines, les lits majeurs et mineurs des cours d'eau, les plaines alluviales, etc.), ce qui amplifie de manière disproportionnée la vulnérabilité des bassins versants exposés à l'aléa hydrologique (inondation).

Le concept d'urbanisation qui a prévalu jusqu'à un passé récent : le tout-à-l'égout et le tout béton avec l'évacuation des eaux pluviales dans des égouts largement dimensionnés, l'imperméabilisation tous azimuts, modifient considérablement les conditions hydrologiques en milieu urbain, par rapport au milieu rural. Il soustrait de l'infiltration les eaux de pluie d'une grande partie du bassin versant, augmentant ainsi le volume ruisselé et le débit de pointe, réduisant le temps de réponse du bassin versant comme le montre la Figure 1.1.

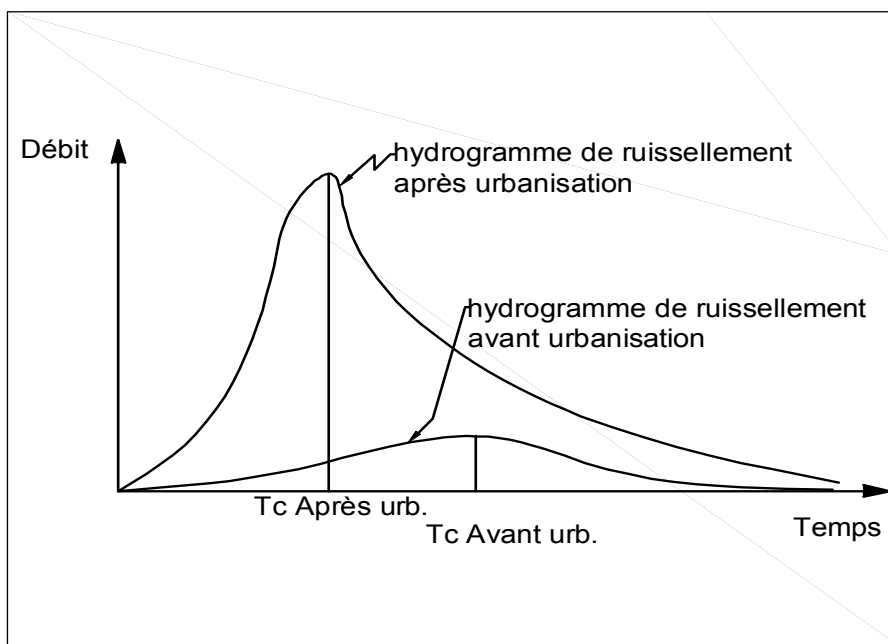


Figure 1.1 Impact de l'urbanisation sur l'hydrogramme de crue  
Adaptée de Zhang et al (2007, p. 27)

En zone rurale, la mauvaise utilisation des terres, notamment la déforestation sauvage et les activités agropastorales intensives modifie l'évapotranspiration, la perméabilité des sols. Cette pression sur le foncier rural est aussi souvent à l'origine de l'augmentation du ruissellement, de l'érosion des terres dont les conséquences peuvent être dramatiques lors d'évènements pluviométriques (glissement de terrain, coulée de boues).

L'absence d'une politique cohérente de gestion de ces types de risque exacerbe la vulnérabilité des sites concernés. Aujourd'hui avec l'émergence de nouvelles pratiques telles que les techniques alternatives, la Pratique de gestion optimale et durable des eaux pluviales (PGO), le développement à faible impact (LID), etc., soutenues par des outils réglementaires adaptés, la vulnérabilité des bassins versant face à l'aléa pourra être améliorée.

En plus du concept d'urbanisme et du taux d'imperméabilité des sols, du contexte socio-économique et réglementaire, Mailhot *et al.* (2007), ont identifié d'autres facteurs de vulnérabilité d'un bassin versant face à l'aléa et qui sont liés:

- au système d'assainissement (système, âge, critère de conception),
- à la topographie du site,
- à la situation géographique et les types de sol,
- à l'entretien et la maintenance des réseaux.

### **1.3.1 Système d'assainissement**

Jusqu'à ces dernières années (1980), les réseaux d'égouts étaient de type unitaire ou combiné. Les critères de conception étaient plus sévères pour les réseaux de type combiné (période de retour 10 ans) que pour les réseaux de type séparatif (période de retour 5 ans). Malgré ce critère de conception plus contraignant, les réseaux de type combiné sont plus vénérables face aux inondations que les réseaux de type séparatif.

En effet, ces réseaux de type combiné se situent en aval de zones d'extension de la ville, dont les apports en eaux de ruissellement et sanitaires n'ont pas été souvent pris en compte. Ces apports additionnels notamment, les eaux de ruissellement ont un impact négatif sur le niveau de service des réseaux de type combiné. L'âge avancé de ces réseaux (1960) pour certains présentant des problèmes structuraux et non structuraux contribue à diminuer grandement leur rendement. Les concepts de dimensionnement d'alors ne prenaient pas en compte les techniques alternatives ce qui augmentait les risques d'inondation.

### **1.3.2 Topographie du site**

Les conditions générales d'écoulement gravitaire sont dictées par la topographie. La topographie a donc une influence sur la vulnérabilité du réseau.

En effet, un relief relativement plat en bordure de cours d'eau impose de faibles pentes au réseau de drainage, qui subira l'influence de la marée du cours d'eau récepteur. Le rehaussement de la ligne piézométrique influencera négativement le comportement hydraulique du réseau. Par contre, un réseau à forte pente se rejetant dans un réseau aval à faible pente, pourra occasionner aussi une mise en charge rapide voir la formation de ressaut hydraulique dans ce dernier.

Par contre, un réseau à forte pente occasionne des vitesses élevées, diminuant ainsi le temps de réponse du bassin versant. Les terrains à fortes pentes et à vallées étranglées sont propices à la formation d'inondations torrentielles qui provoquent des glissements de terrain, des coulées de boue et le charriage de quantité de débris importants. Ce type d'inondation cause d'innombrables dégâts à leur passage.

### **1.3.3 Situation géographique et les types de sol**

Les caractéristiques physiques d'un bassin versant influencent sa réponse hydrologique qui elle-même affecte la vulnérabilité du bassin versant. En effet, le temps de concentration qui caractérise aussi bien l'intensité de la pluie que l'apparition du débit de pointe lors d'un événement pluvieux est influencé par les caractéristiques morphologiques du bassin versant : la surface, la forme, l'altitude, la pente et l'orientation. Également le taux d'infiltration, le taux d'humidité, le coefficient de ruissellement dépendant du type de sol, influencent l'allure de l'hydrogramme et le volume de ruissellement.



### **1.3.4 Entretien et maintenance des ouvrages**

L'entretien et la maintenance sont des facteurs très importants dans l'exploitation des réseaux. Avec l'âge, les réseaux présentent des défauts structuraux et non structuraux. L'entretien et la maintenance permettent au réseau de retrouver son niveau de performance ciblé. L'absence d'entretien et de maintenance peut faire perdre une part importante de la capacité d'un réseau. Ainsi, des niveaux de services du système d'assainissement ont été définis, modulant les exigences de performances selon les conditions météorologiques et les enjeux locaux : temps sec, pluies faibles, moyennes, fortes ou exceptionnelles (CERTU, 2003). Des performances hydrauliques, environnementales et structurelles sont ainsi exigées des réseaux d'assainissement, auxquelles s'ajoutent des exigences spécifiques liées aux conditions d'entretien (AFNOR, 1995).



## CHAPITRE 2

### MÉTHODOLOGIE

Afin de répondre aux objectifs de la recherche : « analyse des refoulements dans les réseaux de drainage urbain », nous avons identifié dix paramètres qui ont un impact sur les débordements de réseaux.

Nous les classerons en trois catégories : 1) les paramètres des CC qui se manifestent par une augmentation des intensités de la pluie pour une période de retour donnée; 2) les paramètres de l'urbanisme qui sont responsables en partie des dysfonctionnements des réseaux, lorsqu'ils ont été mal évalués lors de la conception des projets de drainage; 3) Les paramètres de maintenance qui sont responsables en partie des dysfonctionnements des réseaux lorsque les travaux d'entretien et de réhabilitation ne sont pas réalisés à temps.

Pour situer la part de responsabilité de chacun des dix paramètres et regroupement de paramètres, nous avons adopté une approche méthodologique structurée qui est développée dans les paragraphes ci-après.

#### 2.1 Méthodologie

Globalement, notre approche méthodologique sera axée sur l'utilisation de modèles de simulations hydrologique et hydraulique. Mais auparavant, il est opportun de donner quelques définitions.

Selon le MDDEP (2010) les modèles sont une représentation simplifiée soit d'un processus ou d'un système pris dans son ensemble; un logiciel ou un programme regroupe un ensemble de lignes de code traduisant en langage informatique, les différents processus et relations mathématiques les décrivant. Partant de ces définitions nous retiendrons pour la suite de nos

travaux que le modèle est la représentation schématique du processus hydrologique et hydraulique du ruissellement et le logiciel est SWMM5.

Pour atteindre notre objectif qui vise l'analyse des impacts des dix paramètres sur le débordement de réseau, nous utiliserons des modèles de simulations hydrologiques et hydrauliques bien calibrés, aux caractéristiques diversifiées.

Pour effectuer les simulations, nous utiliserons le logiciel SWMM5 développé par Environmental Protection Agency (EPA). C'est l'un des logiciels les plus utilisés en Amérique du Nord dans la modélisation et la simulation en hydrologie urbaine. Depuis sa création, il a été utilisé abondamment dans des études de réseaux d'eaux usées et d'eaux pluviales à travers le monde. Une bibliographie rassemblant les références pour plusieurs études de cas est disponible pour attester de sa validité (Rossman et Supply, 2004). Le logiciel estime entre autres, les volumes de ruissellement, les hauteurs d'eau dans les regards, les volumes de débordement au droit desdits regards pour des pluies réelles ou synthétiques. Une présentation de SWMM5 adaptée de Rossman (2006) est faite à l'ANNEXE I.

Les résultats de simulations réalisées avec le logiciel nous permettront d'estimer l'IPH hydraulique (IPH) (Bennis *et al*, (2003), le taux de variation du volume ruisselé, le taux de débordement au droit des regards. L'IPH, le taux de variation du volume ruisselé, et le taux de débordement seront utilisés comme indicateurs d'impact au cours de cette présente étude.

Dans un premier temps, l'étude sera menée sur des réseaux synthétiques, en adoptant une approche multi-paramètres pour rendre les conclusions versatiles et universelles. Pour être valide, une telle analyse doit être menée, sur des formes de réseaux suffisamment variées, pour être considérées comme représentatives de la diversité des cas rencontrés dans la réalité. Pour chacune des configurations retenues, nous allons estimer les indicateurs d'impact sur le réseau, en faisant varier séparément et successivement tous les paramètres intrinsèques et extrinsèques des réseaux.

Dans un deuxième temps, nous proposons de valider les résultats obtenus dans la première phase de l'étude, en considérant l'étude de cas d'un réseau réel. Le réseau de drainage de la ville de Montréal, de par sa taille et son hétérogénéité globale, constitue un excellent laboratoire en grandeur nature pour la réalisation de cette étude. Nous avons actuellement accès en temps réel, à partir de nos terminaux à l'École de technologie supérieure (ÉTS), à plusieurs paramètres quantitatifs et qualitatifs du ruissellement mesurés en continu dans le réseau de l'arrondissement de Verdun.

Comme il est difficile de prédire l'impact des CC, sur l'augmentation des intensités des précipitations au niveau du site de l'étude, nous adopterons deux voies différentes pour mener à bien ces travaux :

- la première consiste à simuler le comportement du réseau, avec une approche similaire à celle considérée dans le cas des bassins versants synthétiques. Cette approche consiste à travailler avec des augmentations arbitraires des intensités extrêmes du Mitci (1974). La plage d'augmentation tiendra compte des grandeurs annoncées dans le CHAPITRE 1 : Revue de littérature. Cette approche théorique possède cependant l'inconvénient de ne pas prendre en compte les réalités du site de l'étude;
- une autre approche a été mise en œuvre. Elle consiste à simuler le comportement du réseau avec les données des courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) originales proposées par Mitci (1974), puis avec ces courbes IDF mises à jour plus récemment par Osseyrane (2006). Pour maximiser l'impact des CC, l'écart entre les indicateurs d'impact obtenus à l'aide des deux scénarios, sera considéré comme une mesure directe de l'impact des CC.

Une densification insuffisante en stations pluviométriques augmente le risque de la non-observance de certains événements majeurs; depuis 1968, la borne supérieure de l'intervalle des années considérées des données pluviométriques ayant servi à la construction des courbes de Mitci 1974 à ce jour, plusieurs événements extrêmes sont produits; le Changement de la loi statistique de distribution dans le traitement des données pluviométriques en hydrologie

(Osseyrane, 2011); ces trois facteurs pourraient expliquer en partie l'écart entre les indicateurs d'impact des deux scénarios cité précédemment. En effet :

- les courbes IDF de Mitci ont été construites avec données pluviométriques de 7 stations combinées pour la période allant de 1906 à 1968;
- les courbes IDF mises à jour de Osseyrane ont été construites avec données pluviométriques de 36 stations combinées pour une période de plus de 100 ans;
- 60% des évènements extrêmes sont apparus après la publication des courbes de Mitci;
- M. Osseyrane propose d'utiliser lors de l'analyse des données historiques des 100 ans, les 100 plus fortes valeurs indépendantes enregistrées plutôt que les 100 maxima annuels.

Concernant les paramètres liés à l'urbanisme et à l'entretien des réseaux, nous adopterons une approche similaire à celle considérée dans le cas des bassins versants synthétiques. Dans cette approche, les plages des paramètres tiendront compte des grandeurs couramment utilisées.

Les résultats obtenus seront exploités de plusieurs façons :

- dans un premier temps, les résultats serviront à valider les modèles développés avec les réseaux synthétiques de la première phase de l'étude et à calibrer d'autres modèles propres au bassin réel;
- dans un deuxième temps, nous allons analyser les indicateurs d'impacts correspondant à la variation des trois groupes de paramètres, ceux liés aux CC, à l'urbanisme et l'entretien des réseaux.

À titre d'exemple, l'impact des CC sera comparé à l'impact isolé puis combiné des paramètres liés à l'urbanisation, à l'impact isolé puis combiné des paramètres liés à l'entretien des réseaux. Déjà à ce stade, les résultats obtenus nous apporteront des éléments de réponse, nous permettant de situer la part de responsabilité, des différents paramètres liés aux changements climatiques, aux développements urbanistiques et à l'entretien des réseaux d'assainissement, dans le refoulement des réseaux de drainage.

## **2.2 Mise en œuvre pratique de la méthodologie**

Pour atteindre notre objectif qui vise l'analyse des impacts des dix paramètres sur le débordement de réseau, l'utilisation des modèles de simulations hydrologique et hydraulique bien calibrés et aux caractéristiques variées est la mieux indiquée.

À cette fin, un modèle est structuré autour d'un talweg où est implanté le collecteur principal qui achemine les eaux de ruissellement vers un exutoire unique. Deux autres dépressions moins prononcées, parallèles à ce talweg et situées de part et d'autre de celui-ci sont drainées par des conduites secondaires. Une ramification de conduites tertiaires complète le réseau de conduites. Les nœuds, exutoires des sous bassins versants, assurent également la connectivité entre les conduites. La forme des sous bassins est bâtie autour desdits nœuds, l'ensemble formant un bassin versant étendu de 187 ha environ. Pour faire fonctionner le modèle, des données sont nécessaires : les données météorologiques, les caractéristiques du sol, les caractéristiques du réseau.

La mise en place du modèle complétée, nous procéderons à la compilation des données pour vérifier les connectivités entre les conduites et les nœuds, et la continuité du flux dans le modèle. Des correctifs sont apportés au modèle en cas de besoin. Le modèle étant fonctionnel on procède alors l'analyse de sensibilité.

L'analyse de sensibilité portera sur deux sous bassins versants pilotes dont les valeurs caractéristiques sont présentées au CHAPITRE 3. Les paramètres retenus seront utilisés à cette fin. L'impact de chacun des paramètres retenus sur les débits générés sera estimé en les faisant varier un à un tout en maintenant les autres paramètres constants. Les débits générés étant estimés à l'aide du logiciel SWMM5. Lors de l'analyse de sensibilité, les paramètres ayant le plus d'impact sur l'apparition des débordements de réseau seront retenus pour la suite de l'étude.

Ensuite, nous généraliserons les résultats de l'analyse de sensibilité sur le bassin versant synthétique étendu afin d'en confirmer les conclusions. Les paramètres les plus influents des débits générés et reconnus comme tels lors de l'analyse de sensibilité seront utilisés à cette fin.

Enfin, une étude de cas sera entreprise sur le site d'un secteur de l'arrondissement de Verdun à Montréal dont les résultats viendront valider ceux de la généralisation des résultats de l'analyse de sensibilité sur le bassin versant étendu.

Nous avons enfin considéré, pour comparer les résultats de ces études, les impacts maximums apportés par d'une part l'ensemble des paramètres liés à l'urbanisme et d'autre part, l'ensemble des paramètres liés à l'entretien des réseaux.

Finalement pour comparer les niveaux d'impact des paramètres de l'étude sur l'apparition du débordement de réseau, nous utiliserons trois indicateurs :

- 1- l'IPH ou cote de performance hydraulique est un référentiel pour l'évaluation des performances hydrauliques d'un réseau d'égout. Il caractérise les mises en charge du réseau, les dépassements de capacité;
- 2- le taux de variation du débit généré lors des simulations faites avec le paramètre de l'étude considéré;
- 3- le taux de volume débordé, survenu lors des simulations faites avec le paramètre concerné de l'étude.

Les valeurs des indicateurs ainsi estimées seront soumises à une analyse multicritères pour aboutir à leur notation. Les notes affectées aux indicateurs de chaque paramètre ou groupe de paramètres lors de l'analyse multicritères permettront un classement objectif par ordre d'impact des paramètres ou groupe de paramètres.



Le fruit de ce travail permettra ainsi d'estimer et comparer les impacts des facteurs liés aux changements climatiques, à l'urbanisme et à l'entretien des réseaux de drainage. Il offrira finalement une contribution raisonnée à la réflexion stratégique, sur les actions (souvent coûteuses) à entreprendre pour mitiger les tendances aux débordements et inondations des réseaux de drainage existants.

### 2.3 Bassin versant synthétique

C'est l'unité de référence en hydrologie. Bennis (2007) définit le bassin versant comme un espace géographique tel que chaque goutte d'eau tombée non évaporée ou absorbée par infiltration, est acheminée par gravité en un point commun appelé exutoire.

Mais la définition du bassin versant peut être source d'incertitude dans la démarche de modélisation, car les limites topographiques ne correspondent pas toujours aux contours définis par la structure géologique sous-jacente. Ainsi, des terres situées en dehors des limites topographiques peuvent être drainées par des couches géologiques qui alimentent le bassin comme le montre la Figure 2.1.

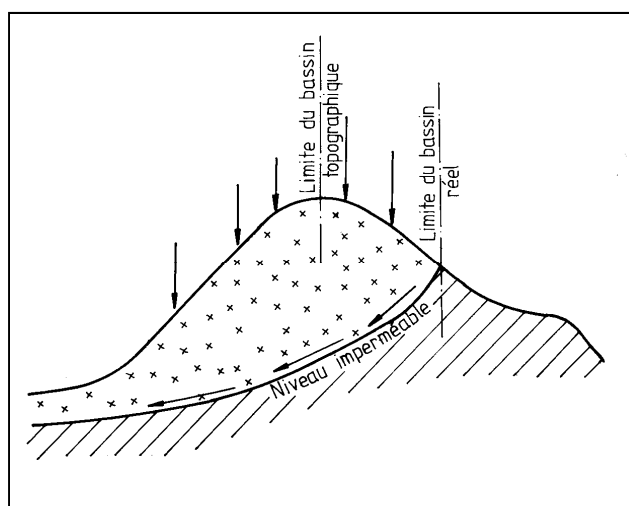


Figure 2.1 Bassin versant topographique / bassin hydrogéologique  
Tirée de Roche (1963, p. 143)

Selon Roche (1963), en pratique on admet la plupart du temps que le bassin versant coïncide avec le bassin topographique et ce sera le cas dans le contexte de notre recherche. Ainsi la définition de bassin synthétique et ses sous bassins versants est essentiellement topographique. La représentation schématique du bassin versant synthétique considéré est faite à la Figure 2.2.

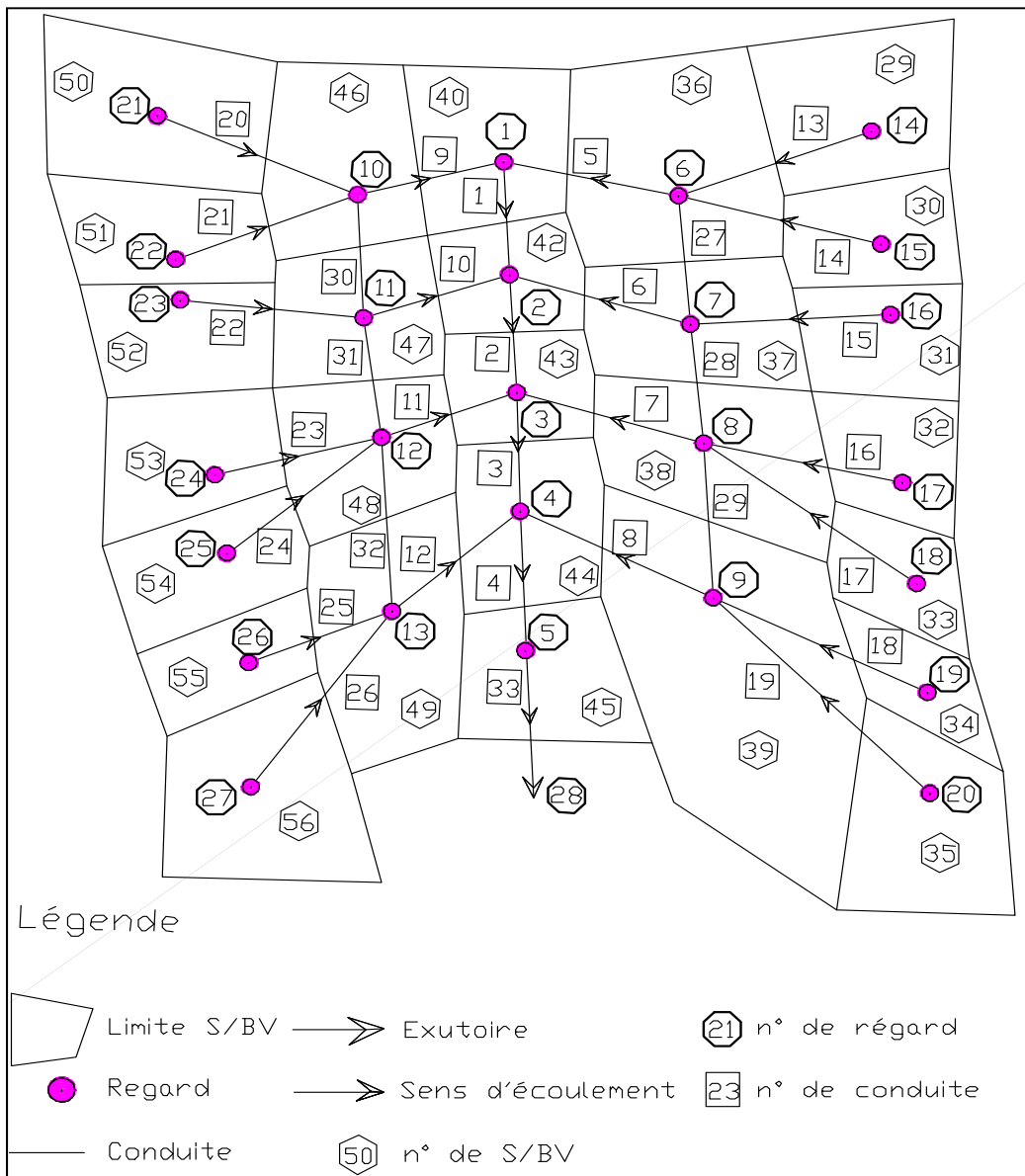


Figure 2.2 Schéma du bassin versant synthétique

Le bassin versant synthétique étendu que nous avons considéré est un agencement de 58 sous-bassins versants artificiels, avec un exutoire unique et aux caractéristiques aussi variées pour se rapprocher au mieux des caractéristiques d'un bassin versant réel.

Chaque sous bassin versant est une unité hydrologique dont la topographie et le système de drainage orientent l'eau de ruissellement vers un exutoire unique représenté par un nœud. Chaque sous bassin versant est constitué de surfaces perméables et imperméables. La surface totale du bassin versant synthétique est la somme des surfaces de l'ensemble des 58 sous bassins versant élémentaires qui le composent soit 187,5ha. Les valeurs caractéristiques du bassin versant synthétique sont présentées à l'ANNEXE II, Tableau-A II-1. La plage des valeurs caractéristiques des sous bassins versants synthétiques est présentée au Tableau 2.1.

Tableau 2.1 Plage des valeurs des principaux paramètres des s/bassins versant

Désignation	Plage des valeurs	
	Mini	Maxi
Superficie (ha)	1	22,50
Largeur (m)	100	474
Altitude (m)	14,40	17,90
Pente de terrain (%)	0,30	2
Surface imperméable (%)	10	95
Coefficient de Manning des surfaces imperméables	0,014	
Coefficient de Manning des surfaces perméables	0,030	

Le bassin versant synthétique est équipé de 33 tronçons de conduites en béton pour un total de 5995m, 28 regards appelés nœuds dont six sont des diviseurs de débit (divider). Les caractéristiques du réseau sont à l'ANNEXE II, Tableau-A II-2, Tableau-A II-3 et Tableau-A II-6. Les plages des valeurs des caractéristiques principales du réseau sont données dans le Tableau 2.2.

Tableau 2.2 Plage des valeurs des principaux paramètres du réseau

Désignation	Plage des valeurs	
	Mini	Maxi
Diamètre (mm)	375	2250
Longueur de tronçons (m)	180	700
Pente des conduites (%)	0,3	2,2
Coefficient de Manning des conduites (-)	0,013	

#### 2.4 Paramètres de simulations

La modélisation pluie-débit d'un bassin versant synthétique permet de mieux comprendre son fonctionnement, ainsi que l'influence de ses paramètres caractéristiques sur sa réponse hydrologique. C'est également le meilleur moyen d'analyser efficacement et à moindre coût, les phénomènes hydrologiques et hydrauliques d'un réseau en milieu urbain avant tous travaux de modification, car les interventions dans ce domaine sont onéreuses. Bien que la modélisation pluie-débit concerne aussi bien l'aspect quantitatif que qualitatif, dans notre étude, nous nous intéresserons uniquement à l'aspect quantitatif, l'aspect qualitatif étant un autre grand champ d'investigation.

Pour atteindre pleinement les objectifs de notre étude, nous utiliserons le logiciel SWMM5. Il permettra de tester et de retenir les paramètres qui influencent le comportement hydrologique et hydraulique du bassin versant, objet de notre étude lors de l'analyse de sensibilité. Il sera également utilisé pour déterminer les impacts des paramètres de simulations sur le ruissellement lors de la généralisation des résultats de l'analyse de sensibilité sur le bassin versant synthétique. Il sera fait usage de SWMM5 lors de l'étude de cas qui concernera un secteur de l'arrondissement de Verdun. Comme annoncé au début du CHAPITRE 2, nous vous présentons ci-après les jeux de paramètres pertinents du modèle qui ont un impact sur le débordement du réseau.

### 2.4.1 Paramètres des changements climatiques : la pluie

Les stratégies de protection d'une agglomération contre les inondations sont basées sur la notion de protection contre des débits d'orage, d'une fréquence donnée, compatible avec les intérêts à protéger. Les événements critiques pour les bassins urbains et la conception des réseaux d'égout, sont généralement directement liés à la précipitation. La pluviométrie est sans conteste, la donnée la plus importante en hydrologie urbaine, car elle est au cœur de la génération des débits et volumes de ruissellement. Un accroissement du nombre et ou de l'intensité des précipitations, aura pour conséquence un accroissement du nombre de débordements de réseau.

Les modèles climatiques actuels ne permettent pas une appréciation exacte des précipitations; par contre, ils permettent d'affirmer que les changements climatiques entraineront une augmentation des événements pluvieux, en intensité et en quantité dans certaines régions du globe terrestre (hémisphère nord), tandis que d'autres régions connaîtront une baisse de précipitation (région de l'équateur). C'est certainement l'un des paramètres les plus pertinents qui représente les changements climatiques.

Des pluies synthétiques seront utilisées sur le bassin versant synthétique, ainsi que dans l'étude de cas, qui concernera un secteur de l'arrondissement de Verdun. Leur intensité sera considérée uniforme sur l'ensemble du bassin versant, car les superficies mises en œuvre en hydrologie urbaine sont de quelques centaines d'hectares. Les pluies synthétiques sont tirées des courbes intensité-durée-fréquence (IDF) de Mitci (1974) et des courbes récemment mise à jour par (Osseyrane, 2011).

Nous utiliserons des pluies d'intensité variable de type Chicago et des pluies d'intensités constantes. Nous présentons à l'ANNEXE III. :

- à la Figure-A-III-1 les courbes intensité-durée-fréquence (IDF) de Mitci (1974),
- à l'Équation-A III-1 les Équations des nouvelles courbes IDF de Montréal (2010),

- au Tableau-A-III-1 les pluies synthétiques de type Chicago de Mitci de 1974,
- au Tableau-A-III-2 les pluies synthétiques de type Chicago de Montréal récemment mises à jour par (Osseyrane, 2011).

Les intensités des pluies extrêmes de Mitci (1974) seront majorées de façon arbitraire de 10 à 30 % pour simuler l'effet des changements climatiques au niveau de la validation des modèles. Ces taux sont conformes aux prévisions de majoration de plusieurs chercheurs relatives aux CC dont Zhang et *al* (2000) qui prévoient une augmentation des précipitations pour l'ensemble du Canada au cours du 20<sup>e</sup> siècle comprise entre 5 et 35%. L'analyse des volumes et débits obtenus par simulations lors de l'analyse de sensibilité permettra de retenir la plus impactant des pluies de type Chicago et d'intensité constante pour la suite dans l'étude. Cette pluie sera utilisée pour caractériser l'effet des CC sur la génération du ruissellement au niveau du bassin versant synthétique étendu et du site d'un secteur réel de Verdun.

#### **2.4.2 Paramètres liés à l'urbanisme**

Pour analyser les effets négatifs d'une urbanisation mal maîtrisée sur les dysfonctionnements des réseaux d'assainissement, nous présentons ci-après les paramètres pertinents liés à l'urbanisme et qui ont un impact sur le ruissellement.

##### **Imperméabilisation du sol**

La croissance accélérée des agglomérations au cours des cinquante dernières années, a eu pour conséquence une imperméabilisation accrue des sols; la végétation existante a été remplacée dans une grande proportion par des stationnements, des rues, des toits, et d'autres infrastructures urbaines (Rivard (1998). L'imperméabilisation des sols est très souvent la cause de dégâts matériels et parfois des pertes de vies humaines, lors d'évènements pluvieux de fréquence courante. Le taux d'imperméabilité du sol est certainement l'un des paramètres les plus pertinents qui représente l'impact de l'urbanisation sur le ruissellement. Afin

d'analyser l'impact de l'imperméabilisation des sols sur le ruissellement, on assignera successivement aux deux sous bassins versants pilotes des taux d'imperméabilité du sol variant entre 0,10 et 0,950. Brière (2006) suggère 0,300 pour les terrains en friche à 0,950 pour les zones commerciales.

### **Infiltration dans le sol**

L'intensité d'infiltration peut se définir comme la vitesse à laquelle l'eau se déplace de manière verticale de la surface à l'intérieur du sol. C'est un paramètre essentiel dans la quantification du ruissellement lors des événements pluvieux. En effet, l'intensité d'infiltration permet de déterminer la fraction de la pluie qui participe au ruissellement, et la fraction qui va alimenter les écoulements souterrains. Si l'on néglige l'évapotranspiration, l'infiltration est la différence entre la pluie brute et le ruissellement. Elle dépend de la texture du sol, des conditions précédentes et de la durée de la pluie, de l'état de compactage du sol. En agriculture, l'intensité d'infiltration influence la quantité d'eau destinée à l'irrigation des terres. Le processus d'infiltration a lieu essentiellement sur les surfaces perméables où l'on considère en général que la plus grande partie de la pluie tombée sur cette surface s'infiltré jusqu'à saturation. Dans une moindre mesure, le processus d'infiltration a lieu également sur certaines surfaces imperméables où les intensités d'infiltration sont faibles.

Plusieurs modèles ont été développés pour la quantification de l'infiltration lors des événements pluvieux : Green et Ampt 1911; Horton, 1942; Philip, 1957; Holtan et Lopez, 1967, etc. Dans le cadre notre étude, nous utiliserons le modèle de Horton, l'un des modèles les plus utilisés en Amérique du Nord. Ainsi, nous considérons que l'intensité d'infiltration maximum varie entre 200 à 5mm/h et l'intensité d'infiltration minimum varie entre 25 à 1,5mm/h. Ces taux sont conformes à ceux suggérés par Akan (1993).

### **Pente du bassin versant**

La pente est un paramètre important qui caractérise la topographie du bassin versant. C'est un indice représentatif du temps de parcours du ruissellement direct, car l'écoulement est généralement gravitaire en hydrologie urbaine; une pente forte favorise et accélère

l'écoulement superficiel, réduisant ainsi le temps de réponse du bassin versant. À l'inverse, une pente faible ralentit l'écoulement, favorise l'infiltration, occasionne un temps de réponse du bassin versant plus long. La pente influence donc directement le temps de montée vers le débit de pointe lors d'un événement pluvieux. Dans le cadre de notre étude, nous considérons que la pente varie entre 0,300 % pour les plats à 10 % pour les terrains accidentés.

### **Surface du bassin versant**

La surface du bassin versant en milieu urbain joue un rôle particulièrement important en hydrologie. C'est le lieu du déroulement du processus d'interception, d'infiltration, du ruissellement et de l'évapotranspiration. Elle présente une forte variabilité spatiale de ses caractéristiques ce qui a pour conséquence une forte variabilité de son comportement hydrologique. En général, la surface du bassin versant est constituée de surfaces imperméables telles que les voiries et de surfaces perméables telles que les pelouses. La surface du bassin versant est un paramètre connu et invariable dans le temps généralement. Mais il arrive des situations où le sens de l'écoulement est méconnu faisant attribuer des surfaces de drainage aux conduites inappropriées ce qui a des conséquences fâcheuses dans l'estimation du débit de ruissellement servant au dimensionnement des conduites.

### **Rugosité des surfaces perméables et imperméables**

La rugosité des surfaces du bassin versant traduit la résistance que celle-ci oppose au déplacement de l'écoulement superficiel. Il caractérise la nature du sol et son état de surface qui lui-même est fonction de l'occupation du sol. Pour représenter la rugosité, nous avons opté pour le coefficient de Manning. Un coefficient de rugosité élevé influence à la baisse le débit de pointe de l'hydrogramme et augmente le temps de concentration.

Pour l'analyse de sensibilité, la plage des valeurs utilisée pour le coefficient de rugosité est comprise entre 0,009 pour la valeur minimale et 0,200 pour la valeur maximale. Ces valeurs sont inspirées de Yen et Chow (1983). Nous avons considéré les coefficients de Manning



pour les surfaces imperméables d'une part et pour les surfaces perméables d'autre part dans l'évaluation des impacts sur le ruissellement.

### **2.4.3 Paramètres liés à la maintenance**

Les écoulements dans les réseaux d'assainissement se font en principe de manière gravitaire. Le dysfonctionnement des réseaux de drainage urbain trouve sa source dans plusieurs causes, dont l'obstruction des conduites par des débris et/ou des sédiments ; ce qui réduit gravement leur capacité hydraulique. Également, l'âge des réseaux peut être la cause dysfonctionnement. En effet avec le temps les matériaux constitutifs des réseaux de drainage se détériorent ce qui provoque des ruptures de joints, des déboitements de conduites. Les parois affaiblies par l'usure provoquent souvent des effondrements sous l'effet des charges. Au total, les conditions d'écoulement ne sont plus les mêmes qu'au moment de la conception des ouvrages de drainage, car certains paramètres de dimensionnement ont évolué avec le temps. Nous présentons les paramètres pertinents d'entretien qui ont un impact négatif sur le rendement de conduites dans les paragraphes qui suivent.

#### **Sédimentation dans les conduites**

Ce paramètre représente pour l'essentiel, le manque d'entretien des réseaux de drainage. L'insuffisance de pente et la présence de débris dans des ouvrages de drainage favorisent les dépôts de sédiments. Par défaut d'entretien régulier, ces dépôts vont croître et réduire considérablement ainsi la capacité hydraulique des ouvrages, allant parfois jusqu'à leur obstruction totale.

Selon Riochet (2008) certains tronçons de collecteur ont un taux d'encrassement pouvant atteindre 35% de hauteur des ouvrages. Compte tenu de la difficulté rencontrée par les exploitants des réseaux drainage, dans l'exécution des programmes de curage préventif de grands diamètres notamment, les fréquences de curage atteignent rarement les exigences des

cahiers de charge. Prenant également en compte l'insuffisance de données en la matière, la hauteur des sédiments adoptée pour l'étude varie entre 0 et 50% du diamètre des conduites.

### **Rugosité des conduites**

La rugosité caractérise les aspérités d'une surface. En hydraulique, son choix est essentiel dans la quantification du débit des canaux et conduites. Ce paramètre représente pour l'essentiel l'effet de l'usure et de dégradation des réseaux d'assainissement. Pour représenter la rugosité des conduites, nous avons opté pour le coefficient de Manning. Dans le cadre de notre étude, le coefficient de Manning pour les conduites inspiré de Yen et Chow (1983), varie entre 0,009 et 0,200.

## **2.5 Paramétrage du modèle**

Comme annoncé au paragraphe 2.2, avant d'utiliser le modèle, il est opportun de s'assurer de la cohérence des résultats numériques en rapport avec les phénomènes hydrologiques et hydrauliques que l'on se propose d'étudier. Ainsi, plusieurs simulations avec le modèle paramétré seront réalisées pour corriger les erreurs de saisie de paramétrage décelées par le logiciel d'une part, et d'autre part pour s'assurer de la cohérence des données, de la conformité des résultats avec les normes de dimensionnement des réseaux d'eau pluviale, notamment la norme du Bureau de normalisation du Québec (BNQ) (2007) et la directive 004 du Ministère de l'Environnement (1989) sur les réseaux d'égout.

Les résultats de la simulation qui satisfont ces conditions de cohérence sont appelés résultats de référence. Ces résultats de référence sont présentés à l'ANNEXE IV. Tableau-A-IV-1 à Tableau-A-IV-4. Les paramètres utilisés lors de cette simulation sont appelés les paramètres initiaux présentés en même temps que les valeurs caractéristiques du modèle présentées à l'ANNEXE II. Tableau-A-II-1 à Tableau-A-II-4. Les résultats de référence serviront d'éléments de comparaison aux résultats des simulations de l'analyse de sensibilité. Ils

serviront également d'éléments de comparaison aux résultats de simulations de la généralisation des conclusions de l'analyse de sensibilité.



## CHAPITRE 3

### ANALYSE DE SENSIBILITÉ

#### 3.1 Généralités

L'analyse de sensibilité a pour objectif d'analyser l'influence de la variation des paramètres d'entrée sur la réponse du modèle. Elle est donc indispensable pour comprendre le fonctionnement d'un modèle. Au cours de l'analyse de sensibilité, chaque paramètre fait l'objet d'une série de calculs à l'aide du logiciel SWMM5, où seul le paramètre concerné varie dans une plage de valeurs déterminées, pendant que les autres paramètres demeurent fixes. Une analyse des résultats des simulations sera effectuée pour apprécier l'influence des variations du paramètre concerné sur les grandeurs hydrologiques et hydrauliques préalablement sélectionnées.

#### 3.2 Indicateurs d'impacts hydrologique et hydraulique

Au cours de l'analyse de sensibilité, nous aurons recours à trois indicateurs pour l'évaluation des impacts hydrologiques et hydrauliques de la variation des différents paramètres de simulations sur le ruissellement :

- l'IPH hydraulique,
- le taux de variation du volume généré,
- le taux de débordement du volume généré.

##### 3.2.1 Indice de performance hydraulique

Le concept d'indice de performance hydraulique (IPH) a été développé par Bennis, *et al* (2003) . Le développement ci-après s'inspire de ces travaux. L'évaluation de la performance hydraulique d'un réseau d'assainissement peut être accomplie selon les critères suivants :

- capacité hydraulique des tronçons,
- fréquence des mises en charge et leur durée,
- volumes débordés,
- durée de débordement,
- étendue des débordements dans l'espace,
- importance stratégique des zones touchées.

Le réseau d'assainissement est constitué essentiellement d'ouvrages enterrés. Il est le siège d'un certain nombre de contraintes qui vont être déterminées notamment par sa profondeur qui varie généralement entre 2m et 5,5m. Selon la réglementation au Québec, l'écoulement dans les conduites d'assainissement est gravitaire. La mise en charge ou le refoulement survient quand le réseau de drainage n'est plus à mesure de fonctionner dans les conditions d'un écoulement à surface libre. Quand la hauteur de mise en charge atteint le niveau du sol, ou le sous-sol des habitations, on parle alors de refoulement ou d'inondation. Entre l'écoulement à surface libre et le refoulement, une cote est nécessaire pour quantifier le niveau de charge de la conduite. Cette cote est appelée indice de performance hydraulique de la conduite concernée (IPH).

D'un point de vue théorique, on peut représenter le phénomène du refoulement comme une variation de l'énergie spécifique entre des tronçons successifs provoquant une remontée de l'écoulement vers l'amont. Bourrier *et al.* (1985). Sur le plan pratique, la remontée de la ligne piézométrique dans un réseau d'assainissement peut-être due à une ou plusieurs des raisons suivantes :

- insuffisance du diamètre de la conduite pour drainer le ruissellement qui va en augmentant de l'amont vers l'aval du réseau;
- diminution de la pente ou augmentation de la rugosité dans le sens de l'écoulement;
- présence d'obstacles provoquant des pertes de charge singulières (dépôt de graisse; accumulation de sédiments et d'objets de grande taille, grille, seuil, etc.);
- remontée du niveau dans le regard aval ou du cours d'eau, exutoire de l'égout.

L'IPH ou cote de performance hydraulique est un référentiel pour l'évaluation des performances hydrauliques d'un réseau d'égout. Il caractérise les mises en charge du réseau, les dépassements de capacité. Il est représenté par la relation linéaire (3.1) suivante :

$$N_i = N_{min} + (N_{max} - N_{min}) * \left[ 1 - \left( \frac{PR_i - H_i}{PR_i} \right)^n \right] \quad (3.1)$$

Dans cette formule les paramètres sont illustrés sur la Figure 3.1

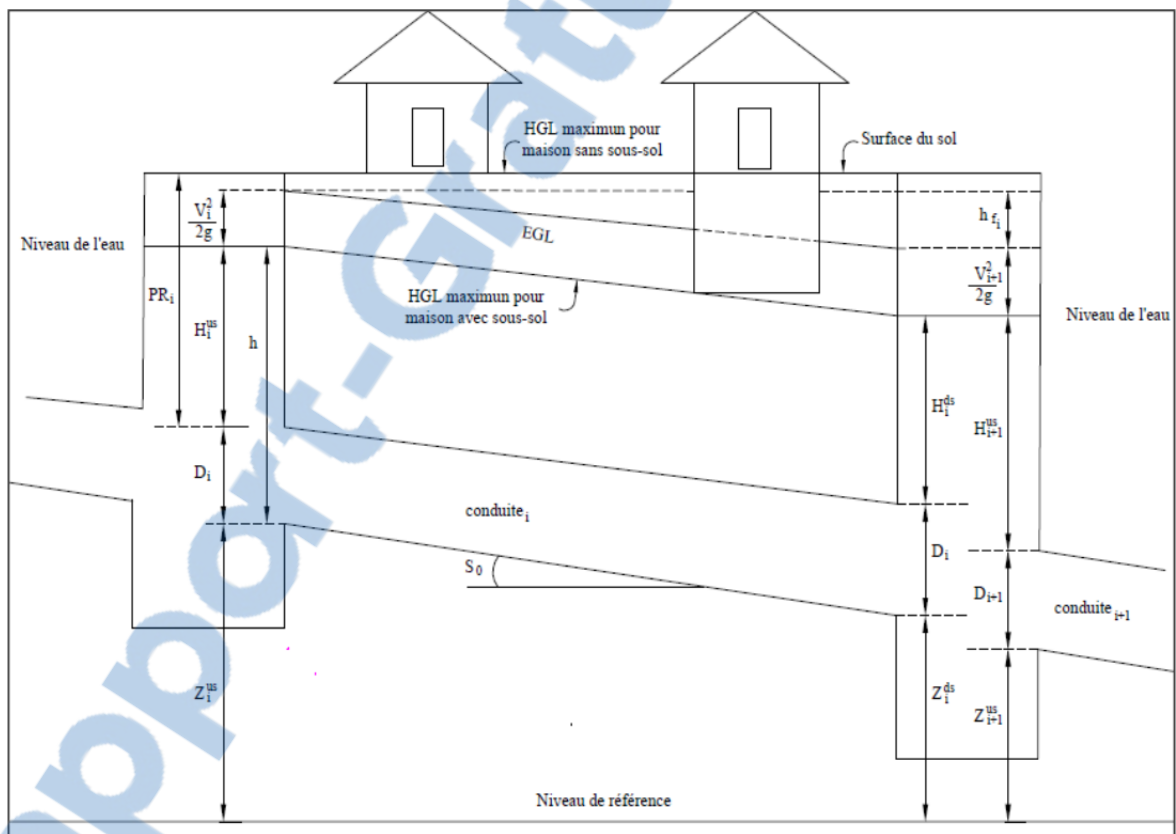


Figure 3.1 Schéma de la ligne piézométrique dans une conduite d'égout  
Adaptée de Bennis *et al.* (2003, p. 506)

Les paramètres illustrés sur la Figure 3.1 signifient :

- $N_i$  : est la cote allouée au tronçon  $i$ , elle varie de  $N_{min} = 0$  à  $N_{max} = 100$  ;

- $H_i$  : est la hauteur de mise en charge maximale dans le regard situé juste en amont de la conduite  $i$ ;
- $PR_i$  : est la profondeur d'enfouissement de la conduite mesurée à partir de la surface du sol jusqu'à la couronne amont de la conduite  $i$ .

Quand  $H_i = PR_i$  dans l'équation (3.1), ceci signifie que la hauteur de mise en charge a atteint la surface du sol et que la conduite déborde, dans ce cas,  $N_i = N_{max}$  (100). À l'opposé, quand la hauteur de mise en charge  $H_i = 0$ ,  $N_i = N_{min}$  (0), l'écoulement se fait à surface libre et la conduite est hydrauliquement adéquate. Entre ces deux extrêmes, la note  $N_i$  exprime directement le degré de mise en charge de la conduite, exprimée en pourcentage de la profondeur d'enfouissement au regard amont. L'ordre de grandeur du paramètre  $n$  permet de moduler l'importance stratégique, que l'on veut accorder à la mise en charge ou débordement d'une conduite, en fonction de la vulnérabilité du site.

Comme on utilise le principe de superposition qui fait appel à des modèles linéaires pour séparer les effets de refoulement, on adopte systématiquement la valeur  $n = 1$  pour les développements qui suivent. Ceci n'empêche pas d'adopter d'autres valeurs de  $n$  dans la mise en œuvre pratique de la méthodologie. Dans ce cas l'équation (3.1) devient :

$$N_i = N_{min} + (N_{max} - N_{min}) \quad (3.2)$$

En effet, si on considère la hauteur d'eau atteinte au-dessus du couronnement de la conduite exprimée en % de la hauteur totale, entre le couronnement de la conduite et le niveau du sol, l'IPH de 0% indique que l'on est à la limite de l'écoulement à surface libre et l'IPH de 100 % indique le départ du débordement sur le sol, avec un écoulement en charge dans la conduite.

L'IPH en % ainsi défini, permet de savoir pour des IPH compris entre 0 et 100% (écoulement en charge), que le niveau de l'eau tout en dépassant la couronne de la conduite, n'atteint pas encore le niveau du sol et pourrait alors être considéré comme acceptable par rapport au risque de débordement et inondation possible.



### 3.2.2 Taux de variation du débit de ruissellement

Le taux de variation du débit de ruissellement est un indicateur qui permettra de quantifier de l'augmentation ou la diminution du débit ruisselé suite à la variation des valeurs des paramètres de l'étude. Il est donné par la relation suivante :

$$\text{Taux de variation du volume}_j = \frac{V_j - V_{\text{initial}}}{V_{\text{initial}}} * 100 \quad (3.3)$$

Avec :

$V_{\text{initial}}$  : le volume de ruissellement relatif à la valeur initiale du paramètre étudié;

$V_j$  : le volume de ruissellement relatif à la valeur j du paramètre étudié.

### 3.2.3 Taux de débordement du débit de ruissellement

Certains paramètres notamment les paramètres intrinsèques au réseau, produisaient des débordements de réseau (indice de performance hydraulique atteint 100) sans qu'il y ait augmentation de volume ruisselé comme on le verra plus loin dans l'analyse de sensibilité, au cours de l'étude notamment dans les paragraphes 3.4.7 et 3.4.10 . L'introduction de ce troisième indicateur d'impact permet de tenir compte de ce phénomène. Le taux de débordement du volume ruisselé est le rapport du volume débordé avec le volume total de ruissellement. Il est donné par la relation suivante :

$$\text{Taux de débordement du volume ruisselé}_j = \frac{V_{\text{débordé}}}{V_{\text{ruisselé}}} * 100 \quad (3.4)$$

### 3.3 Paramètres de l'analyse de sensibilité

Pour l'analyse de sensibilité, nous retiendrons les sous bassins versants n° 36 et n°50 du bassin versant étendu. Ces deux sous bassins versants pilotes présentés hachurés à la Figure 3.2 ont été choisie parce qu'ils présentent des paramètres caractéristiques différents rendant ainsi les conclusions de l'analyse de sensibilité représentatives du bassin versant étendu.

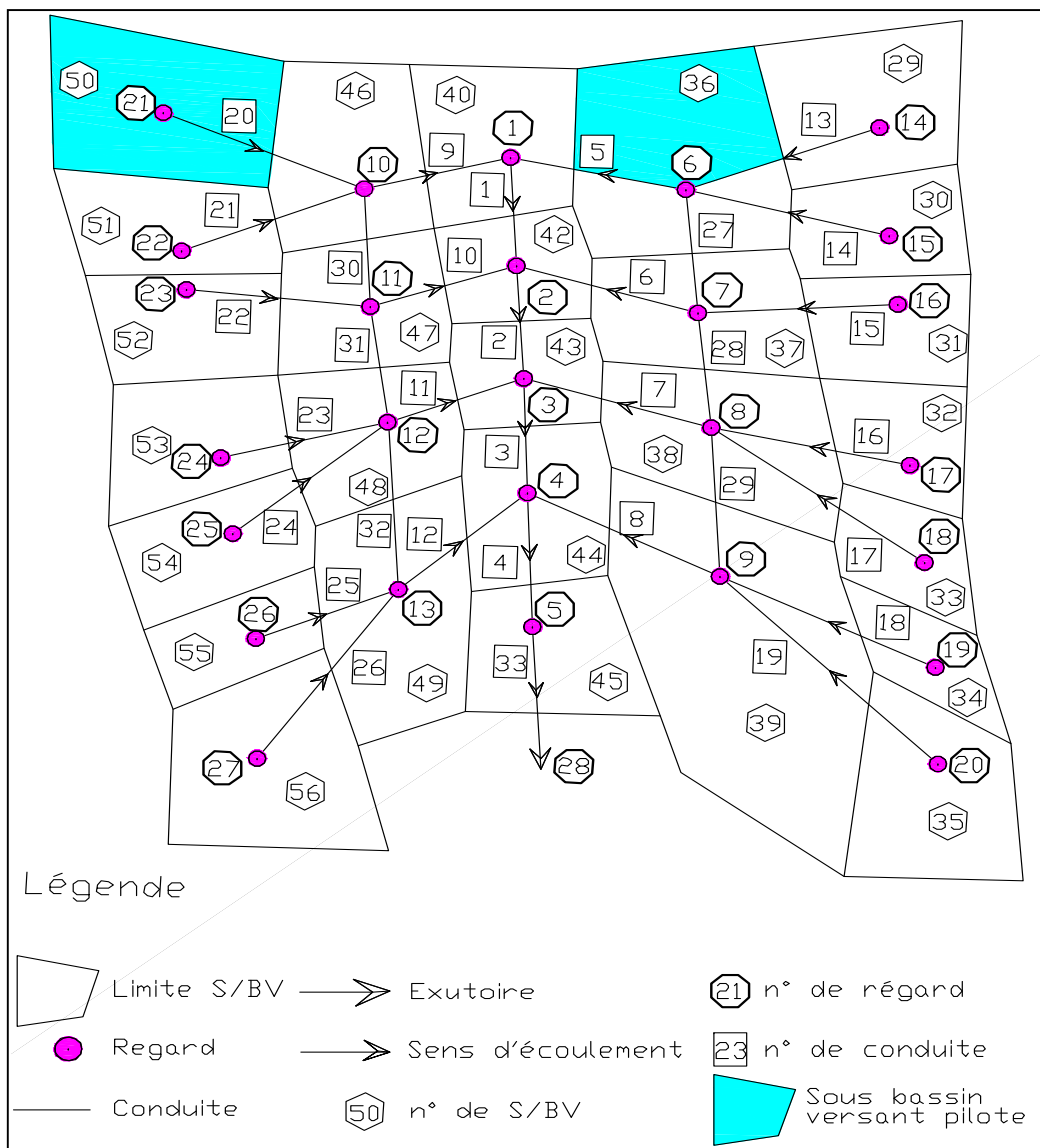


Figure 3.2 Positionnement des sous bassins versants pilotes

La synthèse des valeurs initiales des paramètres caractéristiques des deux sous bassins versants pilotes retenus pour l'analyse de sensibilité est présentée au Tableau 3.1.

Tableau 3.1 Synthèse des paramètres caractéristiques des sous bassins versants pilotes

	Sous bassin n° 36		Sous bassin n° 50
Conduites	C5	C27	C20
Diamètre (mm)	825	525	600
Taux de remplissage (%)	77	77	81
Exutoire N° nœud	6		21
Superficie (ha)	9,70		22,50
Largeur (m)	311		474
Pente (%)	1		0,5
Surface imperméable (%)	80		10
Surface imperméable (ha)	7,76		2,25
Surface perméable (ha)	1,94		20,25

Les deux sous bassins versants pilotes retenus pour l'analyse de sensibilité ont été choisis différents l'un de l'autre pour mieux prendre en compte la variabilité spatiale des paramètres qui interviennent dans la génération du ruissellement. Au paragraphe suivant, nous soulignons quelques paramètres différenciés entre ces deux sous bassins versants pilotes.

### 3.3.1 Points de différence des bassins versants pilotes

#### Au niveau de l'exutoire

Le sous bassin versant n°50 est drainé par une conduite unique raccordée en amont sur un regard; par contre, le sous bassin versant n°36 est drainé par deux conduites raccordées en

amont sur un regard diviseur de débit. Une seule conduite assure donc l'évacuation des eaux de ruissellement du sous bassin n° 50 contre deux pour le sous bassin versant n°36, donnant ainsi deux possibilités pour l'évacuation des eaux de ruissellement de ce dernier sous bassin.

#### **Au niveau des surfaces**

Le sous bassin versant n°50 (22,5ha) possède plus du double de la superficie du sous bassin n°36 (9,70ha). Le sous bassin n°50 sera donc plus productif au niveau de la génération du ruissellement, en phase post-développement alors que en phase pré-développement le sous bassin versant n°50 est moins productif au niveau de la génération du ruissellement que le sous bassin n°36 qui est déjà urbanisé.

#### **Au niveau des pentes**

La pente du terrain naturel (0,50%) du sous bassin versant n°50 est deux fois plus petite que celle du sous bassin versant n°36 (1%). Le débit de pointe de l'hydrogramme sera plus hâtif au niveau du sous bassin n°36 qu'au niveau du sous bassin n°50.

#### **Au niveau des surfaces imperméables**

Le pourcentage de surface imperméable (10%) du sous bassin versant n°50 est huit fois moindre que celui le sous bassin versant n°36 (80%). Les surfaces contributives à la génération du ruissellement au niveau du sous bassin n°36 y sont beaucoup plus importantes qu'au niveau du sous bassin n°50. Bien que le sous bassin versant n°50 possède la plus grande superficie, il sera moins productif au niveau de la génération du ruissellement, en phase pré-développement que le sous bassin n°36. À l'inverse, en phase post-développement le sous bassin versant n°50 sera plus productif au niveau de la génération du ruissellement que le sous bassin n°36 qui est déjà urbanisé.

Les autres caractéristiques des deux sous bassins sont du même ordre de grandeur, notamment, les coefficients de Manning des surfaces perméables et imperméables sont identiques. Toutes les valeurs caractéristiques du bassin versant synthétique étendu y compris ceux des sous bassins versants pilotes sont présentées à l'ANNEXE II Tableau-A-

III-1 à Tableau-A-III-6. Pour l'analyse de sensibilité, les plages de valeurs pour chacun des principaux paramètres des deux bassins versants pilotes, ont été adoptés en conformité avec les valeurs couramment utilisées et présentes dans la littérature. Ces plages de valeurs sont présentées au Tableau 3.2

Tableau 3.2 Plages des valeurs des paramètres de l'analyse de sensibilité

N°	Paramètres	Plage de valeurs
1	Pente du terrain naturel	1 % à 10 %
2	Surface de ruissellement	0% à 100%
3	Pourcentage de surface imperméable	10 % à 90 %
4	Infiltration de Horton (mm/h)	5 à 200 mm/h
5	Taux d'augmentation de la pluie type Chicago	5 % à 30 %
6	Taux d'augmentation de la pluie constante	5 % à 30 %
7	Coefficient de Manning des conduites	0,012 à 0,200
8	Coefficient de Manning des surfaces perméables	0,009 à 0,200
9	Coefficient de Manning des surfaces imperméables	0,009 à 0,200
10	Hauteur de sédiments (pourcentage des diamètres)	5 % à 50 %

Au cours de l'analyse de sensibilité, nous mettrons en œuvre la méthodologie comme stipulé au paragraphe 2.2. Les paramètres de simulation, données d'entrée du modèle paramétré, sont présentés au paragraphe 2.4. On fera varier ces paramètres individuellement lors de simulations sur les deux sous bassins versants pilotes pendant que les paramètres initiaux des autres sous bassin versant du bassin versant étendu demeureront fixes.

Une première simulation utilisant les paramètres initiaux est réalisée; elle porte sur le bassin versant étendu. Au cours de cette simulation, toutes les conduites auront un taux de remplissage d'au moins 70 % pour les débits générés avec les valeurs initiales des paramètres de simulation. Les résultats de référence ainsi obtenus serviront de base de comparaison pour

les résultats des autres simulations de l'analyse de sensibilité et de généralisation des résultats sur bassin versant global. Rappelons que les résultats initiaux sont présentés à l'ANNEXE IV. Tableau-A IV-1 à Tableau-A IV-4

### **3.4 Synthèse des résultats de l'analyse de sensibilité**

#### **3.4.1 Organisation des résultats**

##### **Estimations des impacts hydrologiques et hydrauliques**

L'estimation des impacts est déduite des résultats de simulations réalisées avec les paramètres retenus pour l'étude. Les résultats du modèle de simulation calibré avec les données du bassin versant synthétique étendu comme indiqué au paragraphe 2.5 servent de base de comparaison pour toutes les autres simulations. Les données du modèle calibré sont alors appelées données initiales et les résultats de cette simulation sont les résultats initiaux.

Comme indiqué dans le paragraphe 2.2, chaque paramètre retenu, sera modifié séparément dans le modèle paramétré, dans une plage prédéfinie et assigné aux deux sous bassins versants pilotes. Lorsqu'un paramètre est modifié dans le modèle paramétré, trois résultats seront retenus, des calculs effectués par SWMM5 au cours de cette simulation : la hauteur piézométrique, utilisée dans l'équation (3.1) pour l'estimation de l'IPH, le volume ruisselé, utilisé dans l'équation (3.3) pour l'estimation du taux de variation du volume ruisselé, et le volume débordé, utilisé dans l'équation (3.4) pour l'estimation du taux de débordement.

##### **Présentation des résultats**

Dans les paragraphes qui suivent, nous présentons dans un premier temps les résultats synthétisés des indicateurs d'impact à l'ANNEXE V. Tableau-A V-1 à Tableau-A V-10. Avec ces indicateurs d'impact, nous avons bâti pour chacun des deux sous bassins versants pilotes, deux types de graphes (Cf. Figure 3.3 à Figure 3.22). Ces graphes représentent deux indicateurs d'impact pour chacun des deux sous bassins versants pilotes : la courbe de

l'évolution de l'IPH des conduites de drainage et la courbe de l'évolution du débit de ruissellement. Dans un deuxième temps, nous procéderons à leurs analyses au paragraphe 3.5. Le troisième indicateur qu'est le taux de volume débordé interviendra dans l'étude de généralisation sur le bassin versant étendu et l'étude cas au chapitre V.

### 3.4.2 Analyse de l'impact de la pluie

#### La pluie d'intensité variable dans le temps

La variation des intensités des pluies futures est l'un des paramètres représentatifs des CC. Dans un premier temps, les simulations sont établies sur la base d'hétérogramme de pluie dont les valeurs sont présentées ANNEXE III. Tableau-A III-1. La pluie d'intensité variable considérée est une pluie quinquennale de type Chicago et de durée une heure; ce type de pluie est couramment utilisée en Amérique du Nord. Cette pluie a été calculée avec les courbes IDF de Mitci (1974) présentées à ANNEXE III. Figure-A III-1.

Afin d'analyser l'impact de l'augmentation des intensités de pluie sur le ruissellement des deux sous bassins versants pilotes, on a fait varier l'intensité de la pluie initiale en la majorant de 10%, 15%, 20%, 25%, et 30% tel que présenté au Tableau 3.3.

Tableau 3.3 Pluies synthétiques du type Chicago majorée

	<b>Période de retour : 5ans; Durée 1 h</b>					
<b>Temps (min)</b>	<b>Intensité 1974 mm/h</b>	<b>Majoration de 10% mm/h</b>	<b>Majoration de 15% mm/h</b>	<b>Majoration de 20% mm/h</b>	<b>Majoration de 25% mm/h</b>	<b>Majoration de 30% mm/h</b>
10	34	37,40	39,100	40,800	42,500	44,200
20	77	84,70	88,550	92,400	96,250	100,100
30	41	45,10	47,150	49,200	51,250	53,300
40	16	17,60	18,400	19,200	20,000	20,800
50	10	11,00	11,500	12,000	12,500	13,000
60	8	8,80	9,200	9,600	10,000	10,400

La synthèse des résultats de simulations est représentée sur la Figure 3.3 et la Figure 3.4. Les résultats détaillés sont présentés à l'ANNEXE V. Tableau-A V-1.

La Figure 3.3 montre l'impact de la majoration de l'intensité de la pluie type Chicago, sur l'IPH des conduites qui drainent les deux sous bassins versants pilotes.

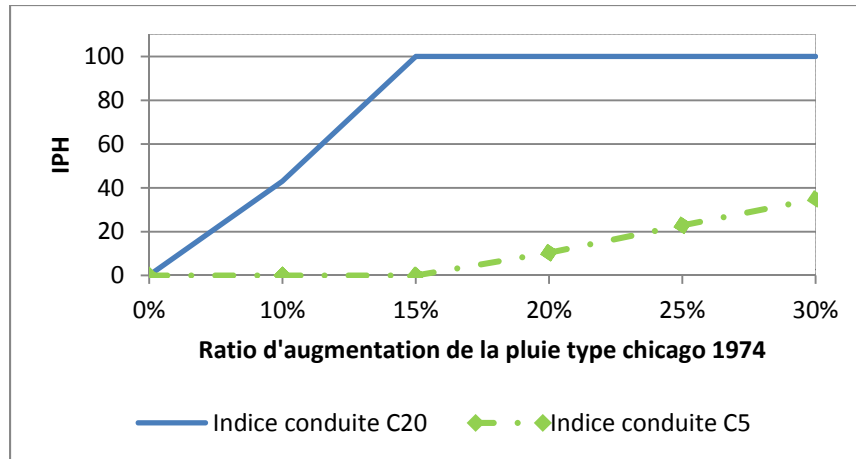


Figure 3.3 Impact de la majoration de l'intensité de la pluie type Chicago sur l'IPH

Deux conduites C5 et C27 drainent le sous bassin versant n°36. Par contre, une seule conduite C20 draine le sous bassin n°50. Pour obtenir la même côte IPH pour ces deux conduites, nous avons calé leur couronne à la même côte géométrique. Dans la suite du développement nous nous intéresserons uniquement à l'IPH de l'une des deux conduites en l'occurrence, la conduite C5 quand il s'agira d'estimer l'IPH de la conduite de drainage du sous bassin n°36.

Concernant l'impact du taux de majoration de la pluie initiale sur l'IPH, nous constatons comme le montre la Figure 3.3 que :

- lorsque la pluie initiale non majorée est utilisée pour la simulation, l'écoulement de l'eau dans la conduite C20 est à surface libre, l'IPH étant nul. Lorsque le taux de majoration de l'intensité de la pluie initiale est compris entre 0 % et 15 %, la conduite C20 est en



- charge, l'IPH étant compris entre 0 et 100. Lorsque le taux de majoration de l'intensité de la pluie est compris entre 15% et 30%, l'IPH atteint 100, la ligne piézométrique de la conduite C20 touche alors le niveau du sol, provoquant ainsi le débordement du réseau sur la chaussée;
- lorsque le taux de majoration de l'intensité de la pluie initiale est compris entre 0% et 15 %, l'écoulement de l'eau dans la conduite C5 est à surface libre, l'IPH étant nul. Lorsque le taux de majoration de l'intensité de la pluie initiale est compris entre 15 % et 30 %, la conduite C5 est en charge, l'IPH étant compris entre 0 et 35. La mise en charge de la conduite C5 n'a pas atteint le niveau du sol pour la plage de valeurs de majoration de l'intensité de la pluie initiale que nous nous sommes fixées, l'IPH n'ayant pas atteint 100 au cours de cette série de simulations pour la conduite de drainage C5.

La Figure 3.4 montre l'impact de la majoration de l'intensité de la pluie initiale de type Chicago, sur le volume de ruissellement généré par les sous bassins versants pilotes n°36 et n°50. Nous constatons que l'impact de la majoration de l'intensité de la pluie initiale est une fonction croissante et pratiquement linéaire pour les 2 sous bassins avec une plus grande pente et donc un impact plus important pour le sous bassin n°50.

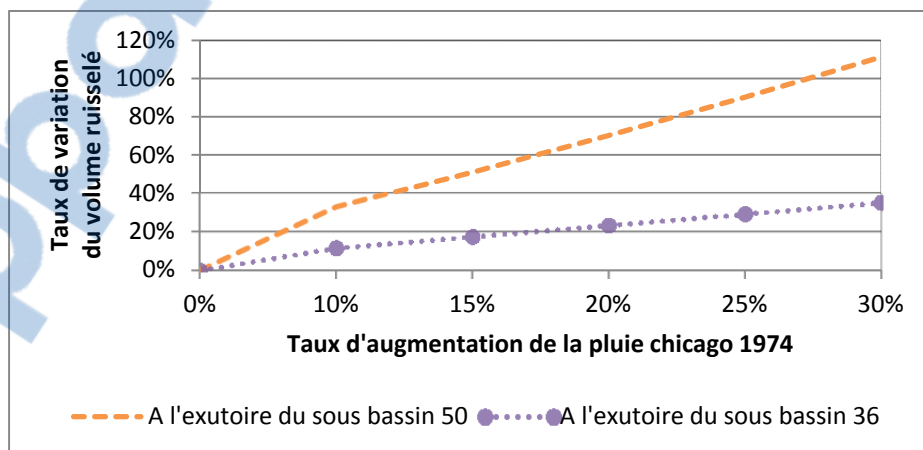


Figure 3.4 Impact de la majoration de l'intensité de la pluie type Chicago sur le volume ruisselé

Le volume de ruissellement généré avec la pluie sans majoration augmente de 111,13 % à l'exutoire du sous bassin n°50, lorsque l'intensité de la pluie initiale est majorée 30 %. Pour la même majoration de la pluie initiale, cette augmentation est de 34,80% à l'exutoire du sous bassin n°36.

Dans ces deux sous bassins pilotes, nous avons examiné l'impact du taux de majoration de la pluie initiale sur l'IPH et le taux d'augmentation du volume de ruissellement généré. C'est ainsi que nous émettons les commentaires suivants :

- la Figure 3.3 et la Figure 3.4 montrent que l'accroissement de l'intensité de la pluie a plus d'impact sur le sous bassin n°50 que sur le sous bassin n°36. En effet, l'IPH de la conduite qui draine le sous bassin n°50 montre que le réseau déborde sur la chaussée lorsque le taux de majoration de pluie est compris entre 15% et 30%; alors que pour les mêmes taux de majoration de la pluie, l'IPH de la conduite qui draine le sous bassin n°36 indique que le réseau est en charge sans déborder la chaussée;
- le taux de variation du volume ruisselé présenté à la Figure 3.4, confirme que l'accroissement de l'intensité de la pluie a plus d'impact sur le sous bassin n°50 que sur le sous bassin n°36. En effet, le taux de variation du volume ruisselé du sous bassin n°50 est supérieur à celui du sous bassin n°36 dans la plage de majoration de la pluie que nous nous sommes fixés;
- la Figure 3.4 montre également qu'avec l'accroissement du taux de majoration de la pluie, l'écart s'amplifie entre les deux courbes qui représentent le taux de variation du volume ruisselé; nous en déduisons donc que l'impact du ruissellement augmente beaucoup plus vite sur le sous bassin n°50 avec l'accroissement du taux de majoration de la pluie, que sur le sous bassin n°36.

### **La pluie d'intensité constante**

Nous avons ensuite analysé l'impact de la variation des intensités de la pluie sur la performance des réseaux en considérant une pluie d'intensité constante lors de l'orage. La

pluie d'intensité constante considérée est une pluie quinquennale de durée une heure. L'intensité de cette pluie est tirée des courbes IDF de Mitci (1974). La courbe de la pluie quinquennale de durée une heure est calculée avec l'équation (3.5).

$$i = \frac{2184,4}{t + 12} \quad (3.5)$$

$i$  : intensité de la pluie pour une période de retour de 5 ans (mm/h)

$t$  : durée de la pluie (minutes)

Afin d'analyser l'impact de l'augmentation des intensités de pluie sur le ruissellement des deux sous bassins versants pilotes, on a fait varier l'intensité de la pluie initiale en la majorant de 10%, 15%, 20%, 25%, et 30% tel que présenté au Tableau 3.4.

Tableau 3.4 Pluie d'intensité constante majorée

Période de retour : 5ans; Durée 1 h					
Intensité de 1974 mm/h	Majoration de 10% mm/h	Majoration de 15% mm/h	Majoration de 20% mm/h	Majoration de 25% mm/h	Majoration de 30% mm/h
30,340	33,374	34,891	36,408	37,925	39,442

La synthèse des résultats de simulations est présentée sur la Figure 3.5 et la Figure 3.6. Les résultats détaillés sont présentés à l'ANNEXE V. Tableau-A V-2.

La Figure 3.5 montre l'impact de la majoration de la pluie d'intensité constante sur l'IPH des conduites qui drainent les deux sous bassins versants pilotes.

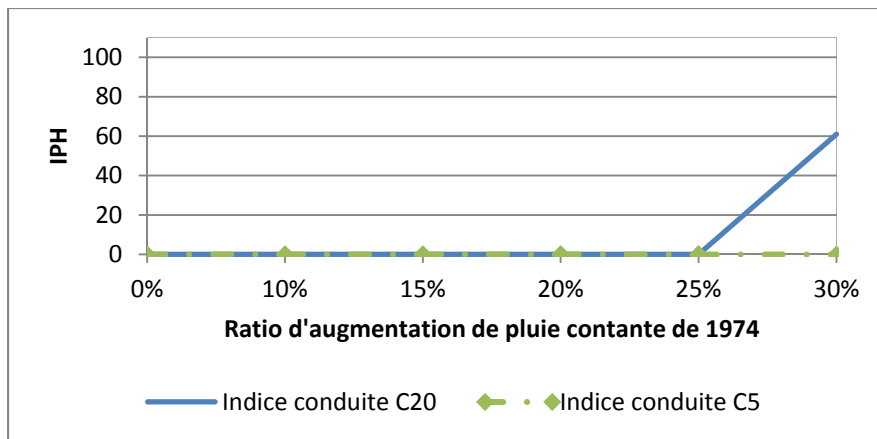


Figure 3.5 Impact de la majoration de l'intensité de la pluie d'intensité constante sur l'IPH

Concernant l'impact du taux de majoration de la pluie initiale sur l'IPH, nous constatons comme le montre la Figure 3.5 que :

- lorsque la pluie initiale non majorée est utilisée pour la simulation, l'écoulement de l'eau dans la conduite C20 est à surface libre, l'IPH étant nul. Lorsque le taux de majoration de l'intensité de la pluie initiale est compris entre 0 % et 25 %, l'écoulement dans la conduite C20 est à surface libre, l'IPH étant égal à 0. Lorsque le taux de majoration de l'intensité de la pluie est compris entre 25 % et 30 %, la conduite C20 est en charge, l'IPH étant compris entre 0 et 60. La mise en charge de la conduite C20 n'a pas atteint le niveau du sol pour la plage de la majoration de la pluie d'intensité constante que nous nous sommes fixée, l'IPH de la conduite de drainage C20 n'ayant pas atteint 100 au cours de cette série de simulations;
- au cours de cette série de simulations, la conduite C5 n'a pas été mise en charge pour la plage de valeurs de majoration de la pluie d'intensité constante que nous nous sommes fixés, l'IPH étant resté constant et égal à 0.

La Figure 3.6 montre l'impact de la majoration de la pluie initiale d'intensité constante, sur le volume de ruissellement généré par les sous bassins versants pilotes n°36 et n°50. Nous constatons que l'impact de la majoration de l'intensité de la pluie initiale est une fonction

croissante et pratiquement linéaire pour les 2 sous bassins avec une plus grande pente et donc un impact plus important pour le sous bassin n°50.

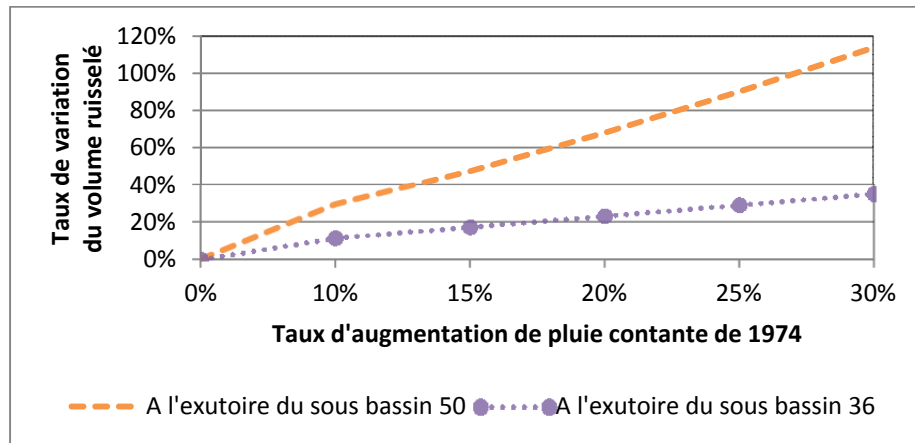


Figure 3.6 Impact de la majoration de l'intensité de la pluie d'intensité constante sur le volume ruisselé

Le volume de ruissellement du sous bassin versant n°50 généré avec la pluie sans majoration augmente de 112,67 % lorsque la pluie qui lui est assignée est majorée de 30%. Dans le cas du sous bassin n°36, cette augmentation est de 35,06%.

Dans ces deux sous bassins pilotes, nous avons examiné l'impact du taux de majoration de la pluie initiale sur l'IPH et le taux d'augmentation du volume de ruissellement généré. C'est ainsi que nous émettons les commentaires suivants :

- les interprétations de la Figure 3.3 et la Figure 3.4 du sous paragraphe a. sont valables pour la Figure 3.5 et pour la Figure 3.6. La différence entre les deux scénarios se situe au niveau de l'importance de l'impact;
- en ce qui concerne les courbes du taux de variation du débit ruisselé, elles sont pratiquement les mêmes pour les deux scénarios. En effet pour le même taux d'augmentation de la pluie, les taux de variation du débit ruisselé sont sensiblement les mêmes dans les deux scénarios;

- par contre, les IPH sont plus élevés dans le cas de la pluie de type Chicago que dans le cas de la pluie d'intensité constante. En effet dans le cas de la pluie de Chicago, l'IPH montre qu'il y a des débordements de la conduite de drainage du sous bassin n°50 et une mise en charge de la conduite de drainage du sous bassin n°36, alors que dans le cas de la pluie d'intensité constante, l'IPH montre que la conduite qui draine le sous bassin versant n°50 est en charge et l'écoulement est gravitaire dans la conduite qui draine le sous bassin versant n°36.

### 3.4.3 Analyse de l'impact de l'imperméabilisation des surfaces

Pour représenter l'effet de l'urbanisation, nous analyserons le comportement des réseaux drainés par les deux sous bassins versants pilotes en considérant les taux d'imperméabilité suivants : 10 %, 20 %, 30 %, 40 %, 60 %, 80 % et 95 %. Ces taux sont conformes aux valeurs rencontrées dans la littérature notamment dans Brière (2006).

La Figure 3.7 montre l'impact de l'accroissement du taux de surfaces imperméables, sur l'IPH des conduites qui drainent les deux sous bassins versants pilotes.

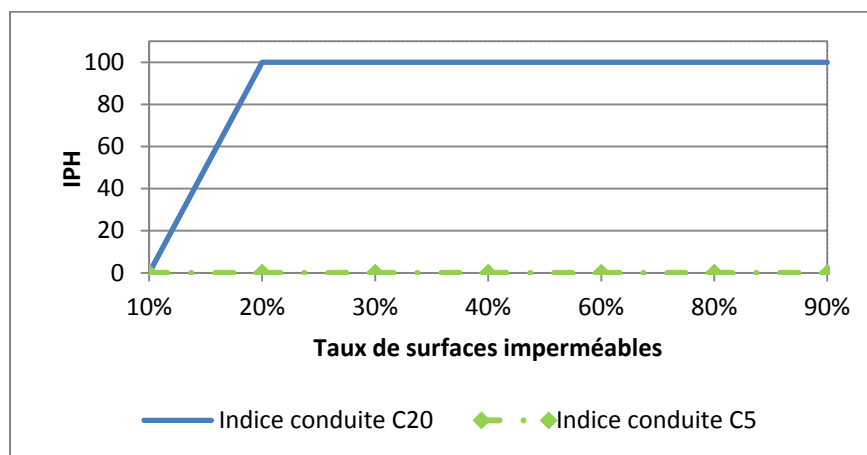


Figure 3.7 Impact de l'accroissement du taux de surfaces imperméables sur l'IPH

Pour mieux faire ressortir l'impact de l'urbanisation, nous avons opté pour un taux d'imperméabilité arbitraire initial de 10% pour les deux sous bassins pilotes. La synthèse des résultats de simulations est montrée sur la Figure 3.7 et la Figure 3.8 . Les résultats détaillés sont présentés à l'ANNEXE V, au Tableau-A V-3.

Concernant l'impact du taux de majoration du taux d'imperméabilité sur l'IPH, nous constatons comme le montre la Figure 3.7 que :

- lorsque le taux de 10% des surfaces imperméables est assigné aux deux sous bassins versants pilotes, l'écoulement de l'eau dans la conduite C20 est à surface libre, l'IPH étant nul. Lorsque le taux de surfaces imperméables est compris entre 10 % et 20 %, la conduite C20 est en charge; l'IPH, étant compris entre 0 et 100. Lorsque le taux de surfaces imperméables est supérieur à 20% l'IPH atteint 100, la ligne piézométrique de la conduite C20 touche alors le niveau du sol, provoquant ainsi le débordement du réseau sur la chaussée;
- au cours de cette série de simulations, la conduite C5 n'a pas été mise en charge pour la plage de surface imperméable que nous nous sommes fixés, l'IPH étant resté constant et égal à 0.

La Figure 3.8 montre l'impact du taux de majoration du taux d'imperméabilité sur le volume de ruissellement généré par les sous bassins versants pilotes n°36 et n°50. Nous constatons que l'impact de la majoration du taux d'imperméabilité est une fonction croissante pour les 2 sous bassins. Les deux courbes présentent la même allure avec des valeurs plus importantes du volume ruisselé et donc un impact plus important pour le sous bassin n°50.

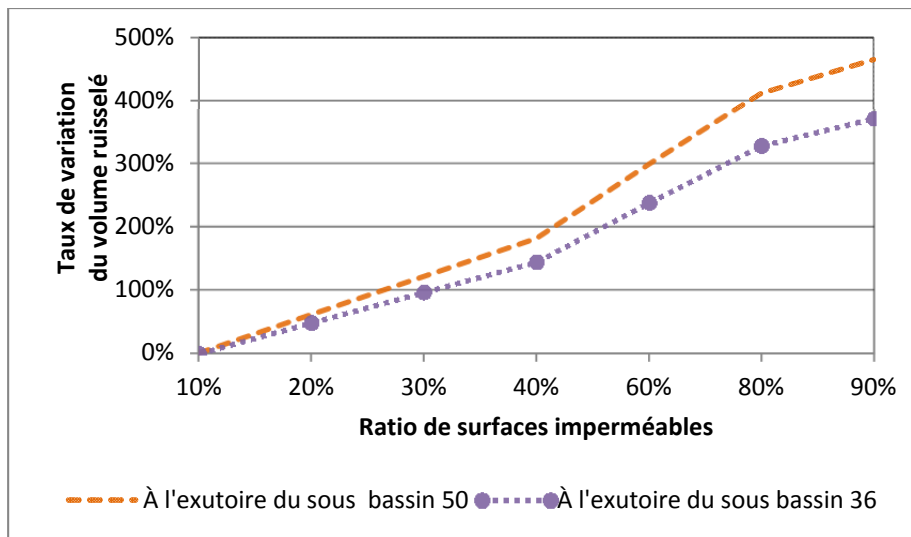


Figure 3.8 Impact de l'augmentation des surfaces imperméables sur le volume ruisselé

Le volume de ruissellement généré avec le taux de surface imperméable 10 % servira de base de comparaison pour les volumes de ruissellement générés lors de cette série de simulations. Le volume de ruissellement obtenu avec le taux de surface imperméable de 10% augmente de 465,36 % à l'exutoire du sous bassin n°50, lorsque le taux de surface imperméable affecté au sous bassin n°50 devient 90%. Pour le même taux de surface imperméable, cette augmentation est de 371,61% à l'exutoire du sous bassin n°36.

Dans ces deux sous bassins pilotes, nous avons examiné l'impact du taux de majoration des surfaces imperméables sur l'IPH et le taux d'augmentation du volume de ruissellement généré. C'est ainsi que nous émettons les commentaires suivants :

- la Figure 3.7 et la Figure 3.8 montrent que l'augmentation des surfaces imperméables a plus d'impact sur le sous bassin n°50 que sur le sous bassin n°36. En effet, l'IPH de la conduite qui draine le sous bassin n°50 montre que le réseau déborde sur la chaussée lorsque le pourcentage de surface imperméable est compris 20% et 90%, alors que pour les taux de surface imperméable l'IPH de la conduite qui draine le sous bassin n°36 montre que l'écoulement y est gravitaire. Les conduites qui drainent le sous bassin n°36 ont été dimensionnées avec un taux de surface imperméable de 85%; pour des taux



- inférieurs à 85% les conduites fonctionnent en dessous de leur capacité de dimensionnement; ce qui est confirmé par les résultats présentés à la Figure 3.7;
- le taux de variation du volume ruisselé des deux sous bassins versants pilotes présentés à la Figure 3.8, confirme que l'augmentation des surfaces imperméables a plus d'impact sur le sous bassin n°50 que sur le sous bassin n°36. En effet le taux de variation du volume ruisselé du sous bassin n°50 est supérieur au taux de variation du volume ruisselé du sous bassin n°36 dans la plage de pourcentage de surface imperméable que nous nous sommes fixés;
  - avec l'augmentation du pourcentage de surface imperméable l'écart s'amplifie entre les deux courbes qui représentent le taux de variation du volume ruisselé.

#### **3.4.4 Analyse de l'impact de l'infiltration dans le sol**

L'intensité d'infiltration dans le sol fait partie des paramètres liés à l'urbanisme. Selon Pit (1999), le compactage réduit considérablement l'intensité d'infiltration des sols sablonneux, cette réduction est amplifiée avec les effets conjugués du taux d'humidité des sols. Le compactage et le taux d'humidité affectent également l'intensité d'infiltration des sols argileux.

L'intensité d'infiltration étant sujette à un fort taux de variabilité, nous analyserons le comportement des deux sous bassins versants, en considérant plusieurs intensités d'infiltration, adaptés des valeurs suggérées par Akan (1993) et présentées au Tableau 3.5. Pour mieux faire ressortir l'impact de l'intensité d'infiltration, nous avons opté pour une intensité arbitraire initiale dont l'intensité maximale est de 200mm/h et l'intensité minimale est de 25mm/h:

Tableau 3.5 Intensité d'infiltration  
Adapté de Akan (1993)

<b>Intensité d'infiltration Maximum (mm/h)</b>	<b>Intensité d'infiltration Minimum (mm/h)</b>
200	25
152	17
75	12,5
25	6.5
5	1,5

La synthèse des résultats de simulations est montrée sur la Figure 3.9 et la Figure 3.10. Les résultats détaillés sont présentés à l'ANNEXE V. au Tableau-A V-4.

La Figure 3.9 montre l'impact de la variation de l'intensité d'infiltration sur l'IPH des conduites qui drainent les deux sous bassins versants pilotes.

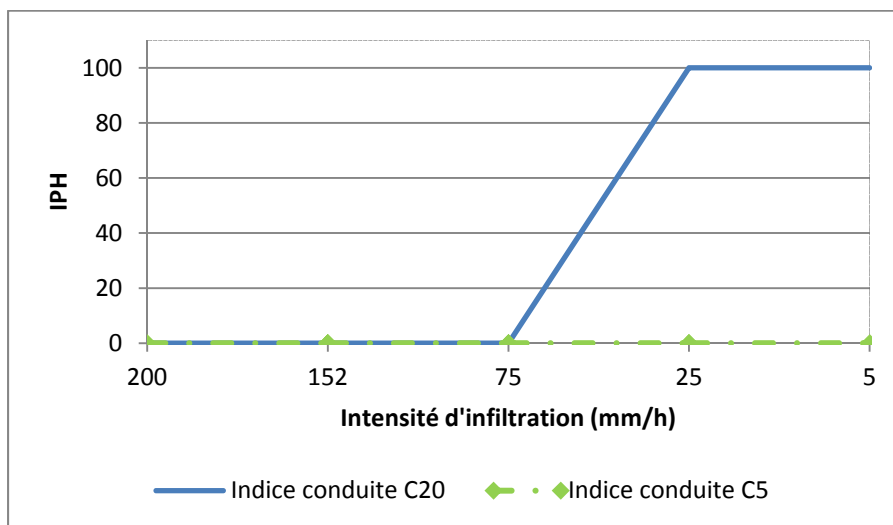


Figure 3.9 Impact de la variation de l'intensité de l'infiltration sur l'IPH

Concernant l'impact de l'intensité de l'infiltration sur l'IPH, nous constatons comme le montre la Figure 3.9 que :

- lorsque l'intensité d'infiltration est comprise entre 200 mm/h et 75 mm/h, l'écoulement de l'eau dans la conduite C20 est surface libre, l'IPH étant égal à 0. Lorsque l'intensité d'infiltration est comprise entre 75mm/h et 25mm/h, la conduite est en charge; l'IPH étant compris entre 0 et 100; lorsque l'intensité d'infiltration est comprise entre 25mm/h et 5mm/h, l'IPH atteint 100, la ligne piézométrique de la conduite C20 touche alors le niveau du sol, provoquant ainsi le débordement du réseau sur la chaussée;
- au cours de cette série de simulations, la conduite C5 n'a pas été mise en charge pour la plage d'intensité de l'infiltration dans le sol que nous nous sommes fixés, l'IPH étant resté constant et égal à 0.

La Figure 3.10 montre l'impact de la variation de l'intensité de l'infiltration sur les volumes de ruissellement généré par les deux sous bassins versants pilotes. Nous constatons que l'impact de la majoration de l'intensité d'infiltration est une fonction croissante pour les 2 sous bassins. Les deux courbes ont des allures différentes avec des valeurs en général plus importantes du volume ruisselé et donc un impact plus important pour le sous bassin n°50.

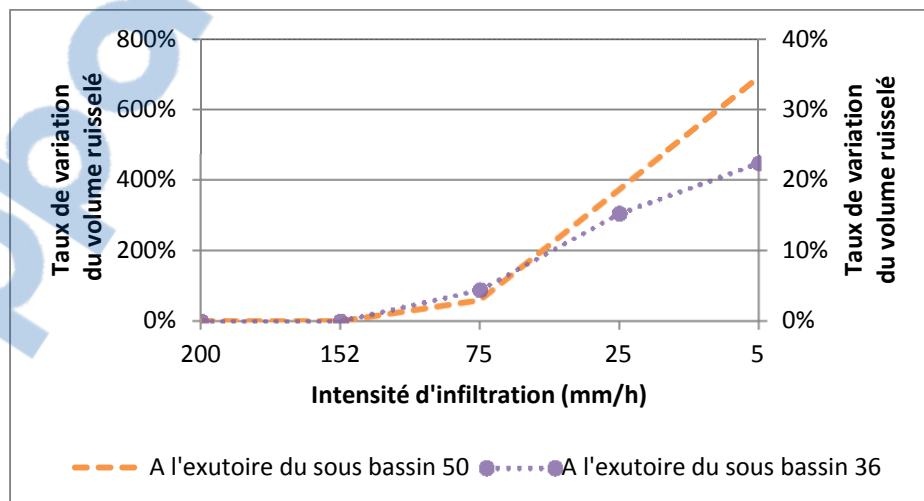


Figure 3.10 Impact de la variation de l'intensité d'infiltration sur le volume ruisselé

Le volume de ruissellement généré avec une intensité d'infiltration de 200 mm/h servira de base de comparaison pour les volumes générés lors des autres simulations. Lors de cette série de simulations, le volume de ruissellement est en augmentation pour les deux sous bassins pilotes lorsque l'intensité d'infiltration diminue.

Le volume de ruissellement généré avec l'intensité d'infiltration de 200mm/h augmente de 689,50% à l'exutoire du sous bassin n°50, lorsque l'intensité d'infiltration affectée au sous bassin n°50 devient 5mm/h. Pour la même dernière intensité d'infiltration, l'augmentation est de 35,06% à son exutoire du sous bassin n°36.

Dans ces deux sous bassins pilotes, nous avons examiné l'impact de l'intensité d'infiltration sur l'IPH et le taux d'augmentation du volume de ruissellement généré. C'est ainsi que nous émettons les commentaires suivants :

- la Figure 3.9 et la Figure 3.10 montrent que la diminution de l'intensité d'infiltration dans le sol a plus d'impact sur le sous bassin n°50 que sur le sous bassin n°36. En effet, l'IPH de la conduite qui draine le sous bassin n°50 montre que le réseau déborde sur la chaussée lorsque l'intensité d'infiltration est inférieure 25 mm/h alors que pour les mêmes intensités l'IPH de la conduite qui draine le sous bassin n°36 montre que l'écoulement y est gravitaire;
- les conduites qui drainent le sous bassin n°50 et n°36 ont été dimensionnées avec une intensité d'infiltration de 75mm/h; pour des intensités d'infiltration supérieures à 75mm/h les conduites fonctionnent en dessous de leur capacité de dimensionnement ce que confirment les résultats présentés à la Figure 3.9;
- le taux de variation du volume ruisselé des deux sous bassins versants pilotes présenté à la Figure 3.10, confirme que la diminution de l'intensité d'infiltration a plus d'impact sur le sous bassin n°50 que sur le sous bassin n°36. En effet le taux de variation du volume ruisselé du sous bassin n°50 est supérieur en tout temps au taux de variation du volume ruisselé du sous bassin n°36 dans la plage de l'intensité d'infiltration que nous nous sommes fixés;

- avec la diminution de l'intensité d'infiltration l'écart s'amplifie entre les deux courbes qui représentent le taux de variation du volume ruisselé.

### 3.4.5 Analyse de l'impact des pentes du terrain naturel

La pente du terrain naturel un des paramètres qui caractérise la morphologie du bassin versant est sujette à une variabilité spatiale. Nous analyserons le comportement des deux sous bassins versants, en considérant plusieurs pentes du terrain naturel au niveau des deux sous bassins versants pilotes.

La plage des pentes exprimées en m/m sera représentative aussi bien les terrains plats que les terrains accidentés : 0,003; 0,010; 0,030; 0,060; 0,080; et 0,100. La synthèse des résultats de simulations est montrée sur la Figure 3.11 et la Figure 3.12. Les résultats détaillés sont présentés à l'ANNEXE V. au Tableau-A V-5.

La Figure 3.11 montre l'impact de la variation des pentes du terrain naturel sur l'IPH des conduites qui les drainent les deux sous bassins versants pilotes.

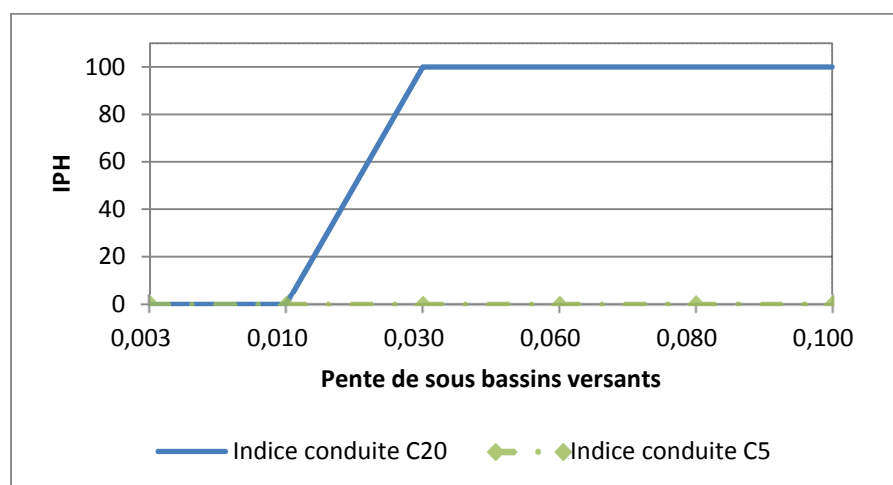


Figure 3.11 Impact de la variation des pentes des sous bassins sur l'IPH

Concernant l'impact de la variation de la pente des sous bassins sur l'IPH, nous constatons comme le montre la Figure 3.11 que :

- lorsque la pente du terrain naturel inférieure ou égale à 1 %, l'écoulement de l'eau dans la conduite C20 est à surface libre, l'IPH étant égal à 0. Lorsque pente du terrain naturel compris entre 1 % et 3 %, la conduite C20 est en charge, l'IPH étant compris entre 0 et 100. Lorsque la pente est comprise entre 3 % et 10%, l'IPH atteint 100, la ligne piézométrique de la conduite C20 touche alors le niveau du sol, provoquant ainsi le débordement du réseau sur la chaussée;
- au cours de cette série de simulations, la conduite C5 n'a pas été mise en charge pour la plage de pentes que nous nous sommes fixés, l'IPH étant resté constant et égal à 0.

La Figure 3.12 montre l'impact de la variation de la pente du terrain naturel des sous bassins versants pilotes, sur les volumes générés. Nous constatons que l'impact de la pente des sous bassins est une fonction croissante et pratiquement linéaire pour les 2 sous bassins avec une plus grande pente et donc un impact plus important pour le sous bassin n°50.

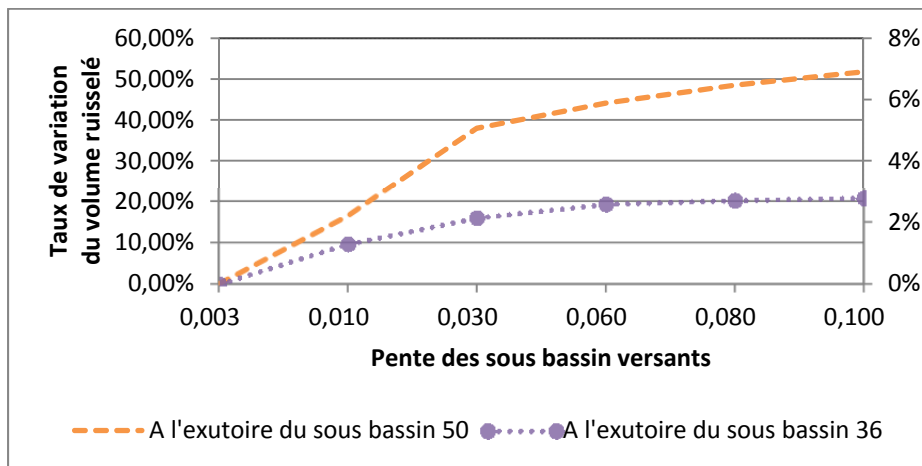


Figure 3.12 Impact de l'augmentation des pentes des sous bassins sur le volume de ruissellement

Le volume de ruissellement généré avec la pente de 0,3% augmente de 51,80 % à l'exutoire du sous bassin n°50, lorsque la pente du terrain naturel est affectée au sous bassin n°50 est de

10%. Pour la même pente de 10%, l'augmentation est de 2,77% à l'exutoire du sous bassin n°36.

Dans ces deux sous bassins pilotes, nous avons examiné l'impact de la variation de la pente sur l'IPH et le taux d'augmentation du volume de ruissellement généré. C'est ainsi que nous émettons les commentaires suivants :

- la Figure 3.11 et la Figure 3.12 montrent que l'augmentation des pentes du terrain naturel a plus d'impact sur le sous bassin n°50 que sur le sous bassin n°36. En effet, l'IPH de la conduite qui draine le sous bassin n°50 montre que le réseau déborde sur la chaussée lorsque la pente du terrain naturel est inférieure 1% alors que pour les mêmes pentes l'IPH de la conduite qui draine le sous bassin n°36 montre que l'écoulement y est gravitaire dans la plage de pentes du terrain naturel que nous nous sommes fixés;
- le taux de variation du volume ruisselé des deux sous bassins versants pilotes présenté à Figure 3.12, confirme que l'augmentation des pentes du terrain naturel a plus d'impact sur le sous bassin n°50 que sur le sous bassin n°36. En effet le taux de variation du volume ruisselé du sous bassin n°50 est supérieur en tout temps au taux de variation du volume ruisselé du sous bassin n°36 dans la plage de l'intensité d'infiltration que nous nous sommes fixés;
- avec l'augmentation des pentes du terrain naturel l'écart s'amplifie entre les deux courbes qui représentent le taux de variation du volume ruisselé.

### **3.4.6 Analyse de l'impact des surfaces de ruissellement**

La surface de ruissellement est le lieu du déroulement du processus de ruissellement lors d'un évènement pluvieux. Elle n'est pas susceptible d'évoluer dans le temps, mais des erreurs d'appréciation peuvent amener les concepteurs à affecter les ruissellements générés au mauvais exutoire. Nous analyserons le comportement des deux sous bassins versants, en considérant plusieurs taux de majoration des superficies des sous bassins versants pilotes : 25%, 50%; 75%; 100%. La synthèse des résultats de simulations est

montrée sur la Figure 3.13 et la Figure 3.14. Les résultats détaillés sont présentés à l'ANNEXE V. au Tableau-A V-6.

La Figure 3.13 montre l'impact de la majoration de la surface des sous bassins versants pilotes sur l'IPH des conduites qui les drainent.

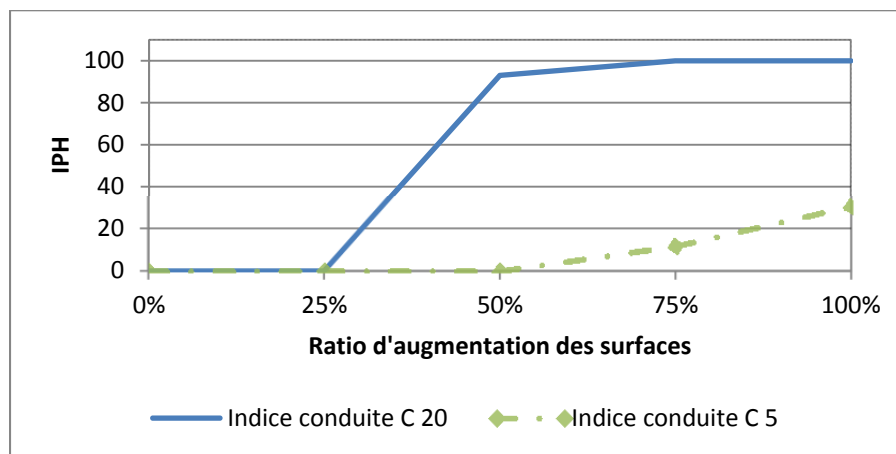


Figure 3.13 Impact de l'augmentation des surfaces de ruissellement sur l'IPH

Concernant l'impact du taux de majoration du taux d'imperméabilité sur l'IPH, nous constatons comme le montre la Figure 3.13 que :

- lorsque le taux de majoration de la surface initiale est compris entre 0 % à 25 %, l'écoulement dans la conduite C20 est à surface libre, l'IPH étant nul; lorsque le taux de la surface initiale est compris entre 25 % et 75 %, la conduite C20 est alors en charge; l'IPH étant compris entre 0 et 100. Lorsque le taux de surface initiale est compris entre 75 % et 100%, l'IPH atteint 100, la ligne piézométrique de la conduite C20 touche alors le niveau du sol, provoquant ainsi le débordement du réseau sur la chaussée;
- lorsque le taux de majoration de la surface initiale comprise entre 0 à 50 %, l'écoulement dans la conduite C5 est à surface libre, l'IPH étant nul. Lorsque le taux de majoration de la surface initiale est compris entre 50 % et 100 %, la conduite C5 est en charge, l'IPH étant compris entre 0 et 31. Au cours de cette série de simulations, le niveau de mise en



charge de la conduite C5 n'a pas atteint le niveau du sol pour la plage de majoration de la surface de bassin versant que nous nous sommes fixés; l'IPH n'ayant pas atteint 100.

La Figure 3.14 montre l'impact de la majoration des surfaces des sous bassins versants pilotes, sur les volumes générés. Nous constatons que l'impact de la majoration des surfaces est une fonction croissante et linéaire pour les 2 sous bassins avec une plus grande pente et donc un impact plus important pour le sous bassin n°36.

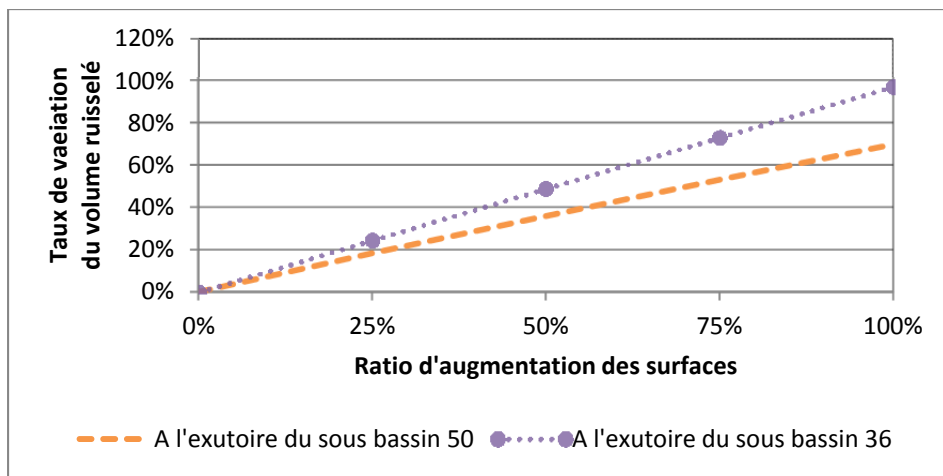


Figure 3.14 Impact de l'augmentation des surfaces de ruissellement sur le volume de ruissellement

Le volume de ruissellement du sous bassin versant n°50 augmente de 69,81% lorsque la surface initiale est majorée de 100%. Dans le cas du sous bassin n°36, cette augmentation est de 97,02 %.

Dans ces deux sous bassins pilotes, nous avons examiné l'impact de la majoration des surfaces sur l'IPH et le taux d'augmentation du volume de ruissellement généré. C'est ainsi que nous émettons les commentaires suivants :

- la Figure 3.13 montre que la majoration des superficies des sous bassins versants pilote a plus d'impact sur le sous bassin n°50 que sur le sous bassin n°36. En effet, l'IPH de la conduite qui draine le sous bassin n°50 montre que le réseau déborde sur la chaussée

lorsque le taux de majoration des superficies est compris entre 75% et 100%, alors que pour le même taux de majoration des superficies, l'IPH de la conduite qui draine le sous bassin n°36 montre que l'écoulement y est gravitaire;

- le taux de variation du volume ruisselé des deux sous bassins versant pilotes présenté à la Figure 3.14, montre que la majoration des superficies des sous bassins versants pilotes a plus d'impact sur le sous bassin n°36 que sur le sous bassin n°50. En effet le taux de variation du volume ruisselé du sous bassin n°36 est supérieur au taux de variation du volume ruisselé du sous bassin n°50 dans la plage du taux majoration des superficies des sous bassins versants que nous nous sommes fixés;
- avec la majoration des superficies des sous bassins versants l'écart s'amplifie entre les deux courbes comme le montre la Figure 3.14 et se réduit quand on considère la Figure 3.13. Au total en considérant les deux résultats, la majoration des superficies a plus d'impact sur le sous bassin n°50 que sur le sous bassin n°36.

### **3.4.7 Analyse de l'impact de la sédimentation dans les conduites de drainage**

La hauteur de sédiments est l'un des paramètres retenu pour reproduire la déficience dans l'entretien des réseaux; elle représente pour l'essentiel le manque d'entretien des réseaux de drainage. Nous analyserons le comportement des conduites de drainage des deux sous bassins versants en considérant plusieurs hauteurs de sédiments, exprimées en pourcentage leur diamètre : 10%, 15%, 20%, 25%, 30%, 50%. La synthèse des résultats de simulations est montrée sur la Figure 3.15 et la Figure 3.16. Les résultats détaillés sont présentés à l'ANNEXE V. au Tableau-A V-7.

La Figure 3.15 montre l'impact de la variation de la hauteur de sédiments dans les conduites qui drainent les sous bassins versants pilotes sur leur IPH.

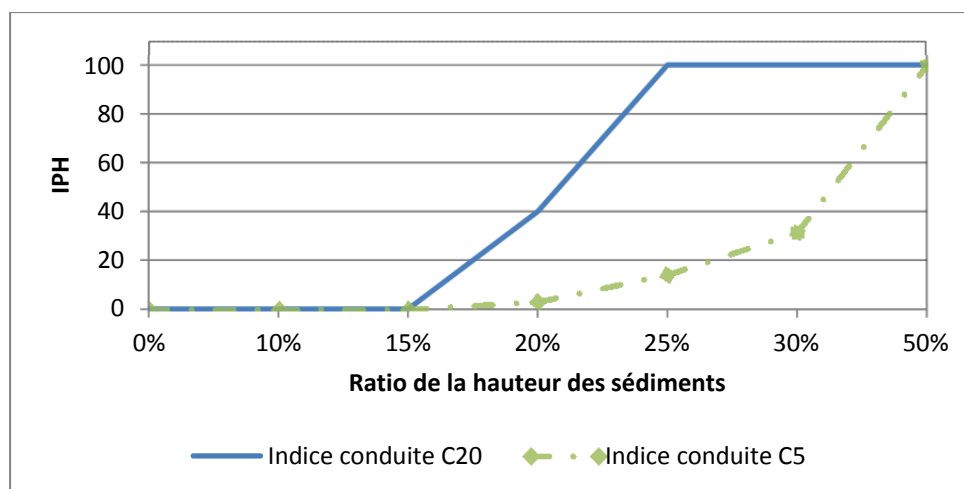


Figure 3.15 Impact de la sédimentation dans les conduites sur l'IPH.

Concernant l'impact de la présence des sédiments dans les conduites sur l'IPH, nous constatons comme le montre la Figure 3.15 que :

- lorsque la hauteur de sédiments dans la conduite C20 est comprise entre 0 % et 15 % du diamètre, l'écoulement de l'eau dans la conduite C20 est à surface libre, l'IPH étant égal à 0. Lorsque la hauteur de sédiments est comprise entre 15 % et 25 % du diamètre, la conduite C20 est en charge, l'IPH étant compris entre 0 et 100; lorsque la hauteur de sédiments dans la conduite est comprise entre 25 % et 50% du diamètre, l'IPH atteint 100, la ligne piézométrique de la conduite C20 touche alors le niveau du sol, provoquant ainsi le débordement du réseau;
- lorsque la hauteur de sédiments dans la conduite C5 est comprise entre 0 % et 15 % du diamètre, l'écoulement de l'eau dans la conduite C5 est à surface libre, l'IPH étant égal à 0. Lorsque la hauteur de sédiments dans la conduite C5 est comprise entre 15 % et 50 % du diamètre, la conduite C5 est en charge, l'IPH étant compris entre 0 et 100. Au cours de cette série de simulations, le niveau de mise en charge de la conduite C5 a atteint le niveau du sol, sans provoquer de débordement, pour la plage de hauteur de sédiments que nous nous sommes fixés.

La Figure 3.16 montre l'impact de la variation de la hauteur de sédiments dans les conduites, sur le volume de ruissellement généré par les deux sous bassins versants pilotes. Nous constatons que l'impact de la hauteur des sédiments est une fonction nulle pour les 2 sous bassins.

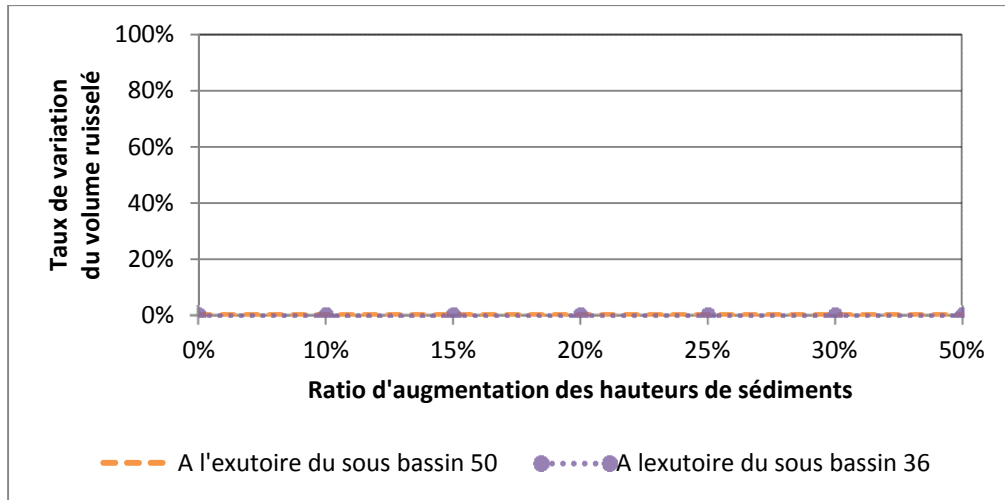


Figure 3.16 Impact de la sédimentation dans les conduites sur le volume de ruissellement

Les deux courbes sont confondues et indiquent qu'il n'y a aucune variation de volume ruisselé généré par les deux sous bassins versants pilotes pour la plage de valeurs des hauteurs de sédiment que nous nous sommes fixés.

Dans ces deux sous bassins pilotes, nous avons examiné l'impact de la hauteur de sédiment sur l'IPH et le taux d'augmentation du volume de ruissellement généré. C'est ainsi que nous émettons les commentaires suivants :

- la Figure 3.15 et la Figure 3.16 montrent que l'augmentation de la hauteur de sédiments dans les conduites de drainage, a plus d'impact sur le sous bassin n°50 que sur le sous bassin n°36. En effet, l'IPH de la conduite qui draine le sous bassin n°50 montre que le réseau déborde sur la chaussée lorsque la hauteur de sédiments est comprise entre 25% et

- 50% du diamètre alors que pour les mêmes valeurs de hauteur de sédiment, l'IPH de la conduite qui draine le sous bassin n°36 montre que l'écoulement y est gravitaire;
- le taux de variation du volume ruisselé des deux sous bassins versant pilotes présenté à la Figure 3.16, montre que la hauteur de sédiments dans les conduites n'influence pas la génération du volume de ruissellement des deux sous bassins versants pilotes.

### 3.4.8 Analyse de l'impact de la rugosité des surfaces imperméables

La rugosité des surfaces imperméables fait partie du groupe des paramètres liés à l'urbanisme. Pour représenter la rugosité des surfaces imperméables, nous avons adopté le coefficient de Manning des surfaces imperméables.

La Figure 3.17 montre l'impact des différents coefficients de Manning des surfaces imperméables sur l'IPH des conduites qui les drainent les deux sous bassins versants pilotes.

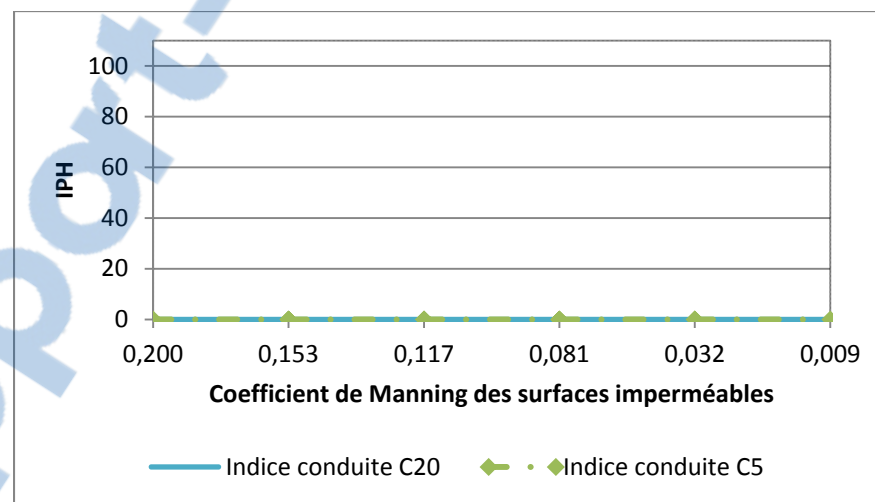


Figure 3.17 Impact de la variation du coefficient de Manning des surfaces imperméables sur l'IPH

Ce paramètre étant sujet à une variabilité spatiale, nous analyserons le comportement des deux sous bassins versants, en considérant plusieurs coefficients de Manning : 0,2; 0,153;

0,117; 0,081; 0,032; et 0,009. La synthèse des résultats de simulations est montrée sur la Figure 3.17 et la Figure 3.18. Les résultats détaillés sont présentés à l'ANNEXE V. au Tableau-A V-8.

Concernant l'impact de la variation du coefficient de Manning l'IPH, nous constatons comme le montre la Figure 3.17 que les deux courbes sont confondues et indiquent que l'écoulement de l'eau dans les conduites C20 et C5 est à surface libre, pour la plage du coefficient de Manning des surfaces imperméables que nous sommes fixés, car leur IPH respectif est resté constant et égal à 0.

La Figure 3.18 montre l'impact des différents coefficients de Manning des surfaces imperméables sur le volume de ruissellement, généré par les deux sous bassins versants. Nous constatons que l'impact de la variation du coefficient de Manning est une fonction nulle pour les 2 sous bassins. Les IPH des conduites C20 et C5 sont nuls. L'écoulement y est donc gravitaire.

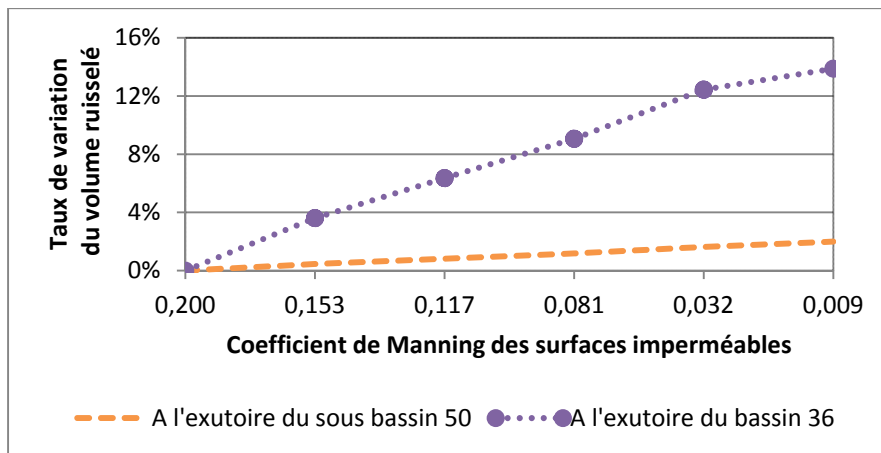


Figure 3.18 Impact de la variation du coefficient de Manning des surfaces imperméables sur le volume ruisselé

Le volume de ruissellement généré avec le coefficient de Manning des surfaces imperméables de 0,200 affecté au sous bassin versant n°50, augmente de 69,81% à son

exutoire lorsque le coefficient assigné au sous bassin versant n°50 devient 0,009. Pour ce même dernier coefficient, cette augmentation est 2,00 % à l'exutoire du sous bassin n°36.

Dans ces deux sous bassins pilotes, nous avons examiné l'impact du coefficient de Manning des surfaces imperméables sur l'IPH et le taux d'augmentation du volume de ruissellement généré. C'est ainsi que nous émettons les commentaires suivants :

- la Figure 3.17 montre que le coefficient de Manning des surfaces imperméables n'influence pas l'IPH des conduites qui drainent les deux sous bassins versants pilotes dans la plage des valeurs du coefficient de Manning que nous nous sommes fixés. En effet, les IPH des conduites qui drainent les deux sous bassins versants sont constants et égaux à 0;
- le taux de variation du volume ruisselé des deux sous bassins versant pilotes présentés à la Figure 3.18, montre que la diminution de coefficient de Manning des surfaces imperméables a plus d'impact sur le sous bassin n°36 que sur le sous bassin n°50, mais l'impact demeure faible dans les deux cas de figure. En effet le taux de variation du volume ruisselé du sous bassin n°50 est de 2,00% lorsque le coefficient baisse à 0,009%. Dans le cas du sous bassin n°36, le taux de variation du volume ruisselé est de 13,88 %;
- avec la diminution du coefficient de Manning des surfaces imperméables l'écart s'amplifie entre les deux courbes représentant le taux de variation du volume ruisselé.

### **3.4.9 Analyse de l'impact de la rugosité des surfaces perméables**

La rugosité des surfaces perméables fait partie également du groupe des paramètres liés à l'urbanisme. Pour représenter la rugosité des surfaces perméables, nous avons adopté également le coefficient de Manning des surfaces perméables.

Ce paramètre étant sujet à la variabilité spatiale, nous analyserons le comportement des deux sous bassins versants, en considérant plusieurs coefficients de Manning : 0,2; 0,153; 0,117;

0,081; 0,032; 0,009. La synthèse des résultats de simulations est montrée à la Figure 3.19 et à la Figure 3.20. Les résultats détaillés sont présentés à l'ANNEXE V. Tableau-A V-9.

La Figure 3.19 montre l'impact des différents coefficients de Manning des surfaces perméables des sous bassins versants pilotes, sur l'IPH des conduites qui les drainent.

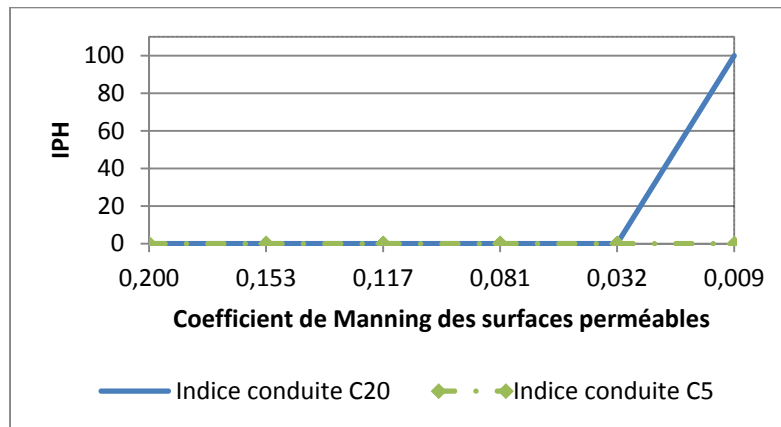


Figure 3.19 Impact de la variation du coefficient de Manning des surfaces perméables sur l'IPH

Concernant l'impact du coefficient de Manning des surfaces perméables sur l'IPH, nous constatons comme le montre la Figure 3.19 que :

- lorsque le coefficient de Manning des surfaces perméables est compris entre et 0,032 et 0,200, l'écoulement dans la conduite C20 est à surface libre, l'IPH étant égal à 0. Lorsque le coefficient de Manning des surfaces perméables est compris entre 0,009 et 0,032, la conduite C20 est en charge, l'IPH étant compris entre 0 et 100. Au cours de cette série de simulations, le niveau de mise en charge de la conduite C20 a atteint le niveau du sol, sans provoquer de débordement, pour la plage de coefficient de Manning que nous nous sommes fixés;
- au cours de cette série de simulations, la conduite C5 n'a pas été mise en charge pour la plage du coefficient de Manning des surfaces perméables que nous nous sommes fixés, l'IPH étant resté constant et égal à 0.



La Figure 3.20 montre l'impact des différents coefficients de Manning des surfaces perméables sur le volume de ruissellement généré par les sous bassins versants pilotes. Nous constatons que l'impact de la variation du coefficient de Manning des surfaces perméables est une fonction croissante pour le sous bassin n°50 et quasiment nulle pour le sous bassin n°36. L'impact est donc plus important pour le sous bassin n°50.

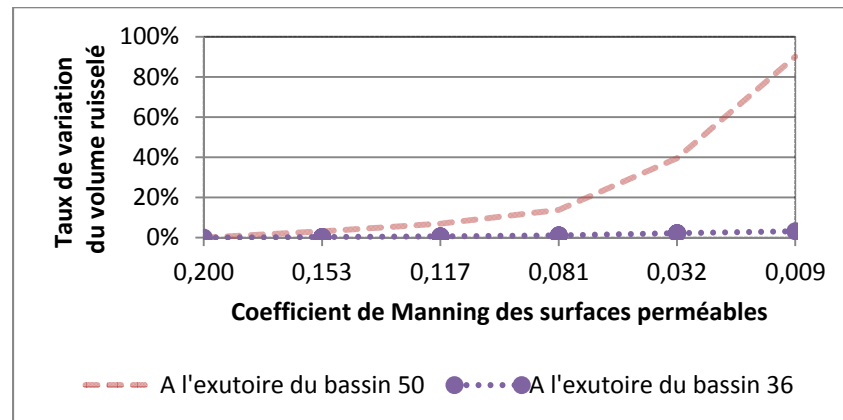


Figure 3.20 Impact de la variation du coefficient de Manning des surfaces perméables sur le volume de ruissellement

Le volume de ruissellement obtenu en assignant au sous bassin versant n°50, un coefficient de Manning des surfaces perméables de 0,200, augmente de 90,15% lorsque ce coefficient devient 0,009. Dans le cas du sous bassin n°36 cette augmentation du volume de ruissellement est de 3,21% à son exutoire.

Dans ces deux sous bassins pilotes, nous avons examiné l'impact de la variation du coefficient de Manning des surfaces perméables sur l'IPH et le taux d'augmentation du volume de ruissellement généré. C'est ainsi que nous émettons les commentaires suivants :

- la Figure 3.19 et la Figure 3.20 montrent que la diminution du coefficient de Manning des surfaces perméables des sous bassins versants pilotes a plus d'impact sur le sous bassin n°50 que sur le sous bassin n°36. En effet, l'IPH de la conduite qui draine le sous bassin n°50 montre que le réseau est en charge lorsque le coefficient de Manning des surfaces

perméables est compris entre 0,009 et 0,032 alors que pour les mêmes, valeurs du coefficient de Manning, l'IPH de la conduite qui draine le sous bassin n°36 montre que l'écoulement y est gravitaire;

- le taux de variation du volume ruisselé des deux sous bassins versant pilotes présenté à la Figure 3.20, confirme que la diminution du coefficient de Manning des surfaces perméables a plus d'impact sur le sous bassin n°50 que sur le sous bassin n°36. En effet le taux de variation du volume ruisselé du sous bassin n°50 est supérieur au taux de variation du volume ruisselé du sous bassin n°36 dans la plage du coefficient de Manning des surfaces perméables que nous nous sommes fixés;
- avec la diminution du coefficient de Manning des surfaces perméables des sous bassins versants, l'écart s'amplifie entre les deux courbes qui représentent le taux de variation du volume ruisselé. L'impact est donc plus important pour sous le bassin versant n°50.

#### **3.4.10 Analyse de l'impact de la rugosité des conduites**

La rugosité des conduites est le deuxième paramètre du groupe de paramètres liés à la maintenance du réseau que nous avons retenu. Pour représenter la rugosité des conduites, nous avons adopté le coefficient de Manning des conduites.

L'estimation de ce paramètre étant complexe, nous analyserons le comportement des conduites qui drainent les deux sous bassins versants, en considérant plusieurs coefficients de Manning : 0,009, 0,032, 0,081, 0,117, 0,153, 0,200. La valeur initiale du coefficient de Manning pour les conduites qui drainent les sous bassins pilotes est de 0,013. La synthèse des résultats de simulations est montrée sur la Figure 3.21 et sur la Figure 3.22. Les résultats détaillés sont présentés à l'ANNEXE V, au Tableau-A V-10.

La Figure 3.21 montre l'impact des différents coefficients de Manning des conduites sur IPH des conduites qui drainent les sous bassins versants pilotes.

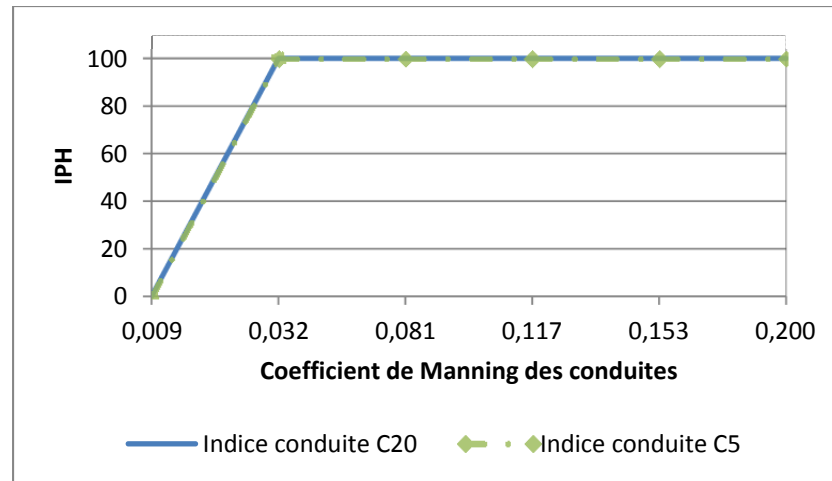


Figure 3.21 Impact de la variation du coefficient de Manning des conduites sur l'IPH

Concernant l'impact du coefficient de Manning des conduites sur l'IPH, nous constatons comme le montre la Figure 3.21 que :

- les deux courbes sont confondues sur la plage des coefficients de ruissellement que nous nous sommes fixés. Les impacts sont donc les mêmes pour les deux conduites;
- lorsque le coefficient de Manning est compris entre 0,009 et 0,032, les conduites C5 et C20 qui drainent les sous bassins pilotes sont en charge; l'IPH étant compris entre 0 et 100; lorsque le coefficient de Manning est compris entre 0,032 et 0,200, l'IPH atteint 100, la ligne piézométrique de la conduite C20 touche alors le niveau du sol, provoquant ainsi le débordement des conduites.

La Figure 3.22 montre l'impact de la variation du coefficient de Manning des conduites, sur les volumes de ruissellement générés par les sous bassins versants pilotes. Nous constatons que l'impact du coefficient de Manning des conduites est une fonction nulle pour les 2 sous bassins. Il n'y a donc pas d'impact pour les deux sous bassin concernant la variation du volume ruisselé.

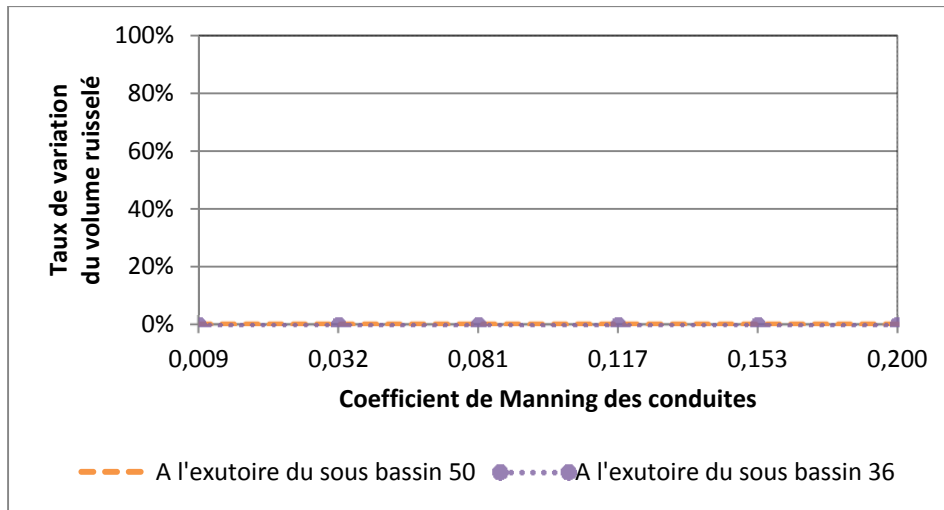


Figure 3.22 Impact de la variation du coefficient de Manning des conduites sur le ruissellement

Les deux courbes sont confondues et indiquent qu'il n'y a aucune variation de volume ruisselé pour la plage de valeurs du coefficient de Manning des conduites que nous nous sommes fixés.

Dans ces deux sous bassins pilotes, nous avons examiné l'impact de la variation du coefficient de Manning des conduites sur l'IPH et le taux d'augmentation du volume de ruissellement généré. C'est ainsi que nous émettons les commentaires suivants :

- la Figure 3.21 et la Figure 3.22 montrent que l'impact du coefficient de Manning des conduites est le même pour les deux conduites qui drainent les deux sous bassins versants pilotes. En effet, l'IPH des deux conduites est le même pour la plage de coefficient de Manning des conduites que nous nous sommes fixés; les courbes qui représentent les IPH des deux conduites sont confondues;
- le taux de variation du volume ruisselé des deux sous bassins versant pilotes présenté à la Figure 3.22, montre que le taux de variation est le même pour les deux conduites. En effet le taux de variation du volume ruisselé des deux sous bassins versant est égal à 0 pour la plage du coefficient de Manning des conduites que nous nous sommes fixés.

### **3.5 Interprétation des résultats de l'analyse de sensibilité**

Nous procéderons dans ce paragraphe à l'interprétation des résultats de l'analyse de sensibilité dont les résultats ont été présentés précédemment. Pour les besoins de l'interprétation, nous tiendrons compte des spécificités de chacun des deux sous bassins versants pilotes dont la synthèse des paramètres caractéristiques est présentée au Tableau 3.1.

#### **3.5.1 Impact de la pluie**

##### **3.5.1.1 La pluie d'intensité variable dans le temps**

Selon les résultats de l'analyse de sensibilité présentés au paragraphe 3.4.2, la majoration de l'intensité de la pluie a plus d'impact sur le sous bassin n°50 que sur le sous bassin n°36. *Voir* Figure 3.3, Figure 3.4 et le Tableau-A IV-1. La différence entre les réponses hydrologiques des deux sous bassins versants pilotes est la conjonction de plusieurs facteurs.

##### **Au niveau du ruissellement**

Le processus de ruissellement urbain s'appuie sur la théorie de l'infiltration de Horton. Le ruissellement de surface se produit après que toutes les pertes aient été soustraites de la pluie dont l'intensité est supérieure à la capacité d'infiltration. Les pertes initiales et les pertes par infiltration ne participent pas au ruissellement de surface lors d'un événement pluvieux (MDDEP, 2010). La théorie de l'infiltration de Horton concerne les surfaces perméables.

Après les pertes initiales, ce sont les intensités de la pluie qui seront supérieures à l'intensité d'infiltration qui produiront le ruissellement. La différence entre l'intensité de la pluie et l'intensité de l'infiltration est appelée la pluie nette comme la montre la Figure 3.23.

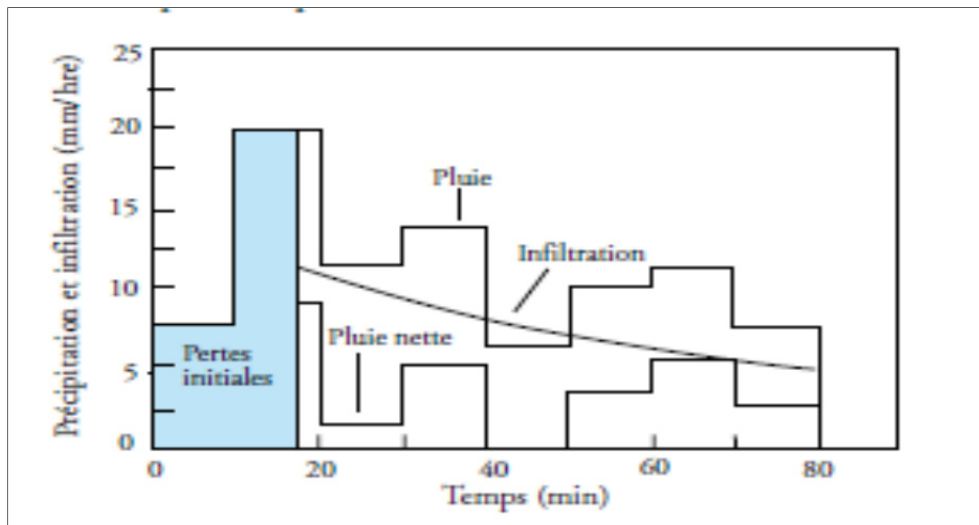


Figure 3.23 Schématisation – Hyétogramme de pluie et pluie nette  
Tirée du MDDEP(2010) (chap. 6-4)

La pluie avant la majoration ayant déjà produit un ruissellement, a donc une intensité qui est supérieure à la somme de la capacité d'infiltration et les pertes initiales du sous bassin versant concerné. La pluie supplémentaire apportée par la majoration de l'intensité de la pluie produira du ruissellement aussi bien sur les surfaces imperméables que sur les perméables. Le sous bassin versant n°50 qui dispose plus de surface (perméable et imperméable), générera alors plus de ruissellement comparativement au sous bassin n°36.

On le constate au niveau des résultats de simulations où le sous bassin n°50 occasionne un taux d'augmentation du débit ruisselé avant majoration, de 113,13%. Par contre, ce taux est de 34,80% pour le sous bassin n°36.

#### **Au niveau des conduites de drainage**

Une seule conduite C20 de diamètre 600mm assure l'évacuation des eaux de drainage du sous bassin n°50 avec un taux de remplissage de 80% sous la pluie sans majoration; alors que le sous bassin versant n°36 est drainé par deux conduites, les conduites C5 et C27 de diamètre respectivement 825mm et 525mm, qui ont un taux de remplissage de 77% sous la

pluie sans majoration. L'action combinée d'un accroissement plus important du ruissellement comme présenté au point a et d'une hauteur de revanche moindre pour les sous bassin n°50 provoquera un débordement des eaux sur la chaussée pour le sous bassin n°50 bien avant qu'un débordement ne se produise à l'exutoire du sous bassin n°36.

Les résultats le confirment d'ailleurs : À l'exutoire du sous bassin n°50 on a un débordement sur la chaussée contre une mise charge à l'exutoire du sous bassin n°36 pour une majoration de la pluie de 30%. Le ruissellement du sous bassin versant n°50 est donc plus impactant pour la conduite de drainage que celui du sous bassin versant n°36.

### **3.5.1.2 La pluie d'intensité constante**

Selon les résultats de l'analyse de sensibilité présentés au paragraphe 3.4.2 au point b, la majoration de l'intensité de la pluie a plus d'impact sur le sous bassin n°50 que sur le sous bassin n°36. Voir Figure 3.5, Figure 3.6 et le Tableau-A IV-2.

La différence entre les réponses hydrologiques des deux sous bassins versants pilotes est la conjonction de plusieurs facteurs comme nous l'avons vu dans le cas de la pluie d'intensité variable. Le raisonnement utilisé dans le cas de la pluie d'intensité constante sera le même que dans le cas de la pluie d'intensité variable.

#### **Au niveau du ruissellement**

Les résultats de simulations présentés au paragraphe 3.4.2 au point b, confirment la démarche exposée au paragraphe A précédent sur le ruissellement. En effet, ces résultats montrent que le sous bassin n°50 occasionne un taux d'augmentation du débit ruisselé de 112,67% contre 35,06% pour le sous bassin n°36. Sous l'effet de la majoration de la pluie d'intensité constante, le sous bassin versant n°50 génère donc plus de ruissellement comparativement au sous bassin n°36.

### **Au niveau des conduites de drainage**

Les résultats de simulations présentés au paragraphe 3.4.2 au point b, confirment la démarche exposée au paragraphe A précédent sur les conduites de drainage.

En effet, ces résultats montrent que la conduite de drainage du sous bassin n°50 est en charge alors que l'écoulement est gravitaire dans la conduite de drainage du sous bassin n°36 sous l'effet de la majoration de 30% de la pluie d'intensité constante. Le ruissellement du sous bassin versant n°50 affecte donc plus la conduite de drainage que le ruissellement du sous bassin versant n°36.

La synthèse des résultats de simulations présentés sur la Figure 3.3 et à la Figure 3.4 montre que le taux de majoration de la pluie de 30% est le plus impactant dans la plage de majoration de la pluie choisie, aussi bien au pour le sous bassin versant n°50 que pour le sous bassin versant n°36. Les extraits des résultats de simulations ci-dessous tirés des Tableau-A IV-1 et Tableau-A IV-2, montrent également que la pluie type Chicago est la plus influente des deux pluies projets.

En effet, la pluie type Chicago majorée de 30% provoque une mise charge de la conduite de drainage du sous bassin n°36, l'IPH étant égal à 35, alors qu'avec la même majoration de 30% la pluie d'intensité constante, l'écoulement dans la conduite de drainage du sous bassin n°36 est à surface libre, l'IPH étant égal à 0.

Également, la pluie type Chicago majorée de 30% provoque un débordement sur la chaussée à l'exutoire du sous bassin n°50, l'IPH ayant atteint 100, alors pour la même majoration de 30% de la pluie d'intensité constante, l'écoulement dans la conduite de drainage du sous bassin n°50 est en charge, l'IPH étant égal à 61.



Tableau 3.6 Pour la pluie, type Chicago. Extrait du Tableau-A IV-I-1

majoration de la pluie	Sous bv n°36 Conduite C5			Sous bv n°50 Conduite C20		
	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)
30	34,800	35	0	111,220	100	7,550

Tableau 3.7 Pour la pluie d'intensité constante. Extrait du Tableau-A IV-2

majoration de la pluie	Sous bv n°36 Conduite C5			Sous bv n°50 Conduite C20		
	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)
30	36,06	0	0	113,77	61	0

Nous retenons à la suite de cette série de simulations que la pluie de type Chicago sera retenue pour la suite des travaux.

### 3.5.2 Impact des surfaces imperméables

L'augmentation des surfaces imperméables diminue le potentiel d'infiltration dans le sol, favorisant ainsi le ruissellement. Pour que les résultats de simulations deux sous bassins soient comparables lors de leur exploitation, nous avons choisi le taux de surface imperméable initial de 10% pour les deux sous bassins.

Lorsque le taux d'imperméabilité assigné aux sous bassins versants est de 20%, la conduite de drainage du sous bassin n°50 déborde sur la chaussée, alors que dans la conduite de drainage du sous bassin n°36 l'écoulement est gravitaire.

Il faut noter que lors du dimensionnement des conduites de drainage du sous bassin n°36, nous avons assigné au sous bassin n°36 le taux de surface imperméable de 85%. La capacité de drainage de conception des conduites qui drainent le sous bassin n°36 ne sera dépassée que lorsque le taux de surface imperméable sera supérieur à 85%. Concernant le sous bassin n°50, un taux de surface imperméable de 10% lui a été assigné lors du dimensionnement de la conduite de drainage. Sa capacité de drainage de conception sera dépassée lorsque le taux de surface imperméable sera supérieur à 10%.

Lorsque 20% de surface imperméable est assigné aux sous bassins versants, le sous bassin n°50 génère un ruissellement supplémentaire correspondant à 10% de sa superficie imperméable. Ce ruissellement supplémentaire a provoqué la mise en charge de la conduite de drainage comme le montre la Figure 3.7 et l'on note que l'IPH est compris entre 0 et 100. Lorsque le taux de surface imperméable est compris entre 20 % et 90%, la capacité de drainage de conception est largement dépassée alors la conduite déborde sur la chaussée.

Par contre, dans les conduites de drainage du sous bassin n°36 l'écoulement y est resté gravitaire pour la plage de surface imperméable que nous nous sommes fixée. En effet, le supplément maximum de ruissellement généré au cours de ces simulations correspond à 5% de surface du sous bassin n°36. Ce supplément de ruissellement n'a pas été suffisant pour mettre en charge les conduites de drainage du sous bassin n°36 qui disposent d'une capacité supplémentaire de drainage plus important. Le taux de remplissage initial des deux conduites drainant le sous bassin n°36 était de 77%. Le taux d'imperméabilité de 90% s'est avéré le plus d'impactant dans la plage de taux de surface imperméable que nous nous sommes fixés.

### **3.5.3 Impact de l'infiltration dans le sol**

Les résultats de l'analyse de sensibilité confirment la théorie de l'infiltration de Horton évoqué au paragraphe 3.5.1. En effet, en assignant successivement des intensités d'infiltration comprises entre 200mm/h à 5 mm/h aux sous bassins versants pilotes, on augmente la pluie nette et par ce fait on augmente le ruissellement généré par les surfaces perméables.

Le sous bassin n°50 dispose d'un potentiel initial de surface perméable plus important que le sous bassin n°36; par voie de conséquence le sous bassin n°50 générera plus de ruissellement que le sous bassin n°36 au fur et à mesure que l'intensité d'infiltration baisse. On note à la suite de cette série de simulations que l'intensité d'infiltration de 5% est la plus impactante de la plage de valeurs que nous nous sommes fixés.

### **3.5.4 Impact des pentes du terrain naturel**

L'augmentation des pentes du terrain naturel en milieu urbain entraine l'accroissement de la vitesse d'écoulement sur les surfaces du bassin versant. Le premier effet de l'accroissement de la vitesse est la réduction du temps de transfert des eaux de ruissellement à l'exutoire. Ainsi, le débit de pointe se produira plus tôt.

Le deuxième effet est la diminution de la quantité d'eau infiltrée, l'augmentant du volume ruisselé. En effet, la pluie qui ruisselle sur les surfaces perméables dispose d'un temps d'infiltration plus court. La quantité d'eau infiltrée se trouve réduit et le volume ruisselé augmente.

Les résultats de simulations présentés à la Figure 3.12 confirment que lorsque la pente du terrain naturel augmente, le volume de ruissellement augmente. En effet en faisant varier la pente du terrain naturel entre 0,3% et 10%, la conduite de drainage du sous bassin n°50

déborde sur la chaussée lorsque la pente atteint 3%. Par contre dans la conduite de drainage du sous bassin n°36 l'écoulement se fait à surface libre. La conduite de drainage du sous bassin n°50 n'est pas en mesure de supporter le surplus de ruissellement occasionné par la variation de la pente du terrain naturel dans la plage de valeurs que nous nous sommes fixés; par contre les conduites de drainage du sous bassin n°36 supportent le surplus de ruissellement occasionné par la variation de la pente du terrain naturel dans la plage de valeurs que nous nous sommes fixés car leur taux remplissage initial est plus faible (77%); elles disposent donc de plus de capacité d'évacuation supplémentaire.

### **3.5.5 Impact des surfaces de ruissellement**

Les surfaces des sous bassins influencent la génération de volume de ruissellement. La contribution de la surface imperméable est plus importante que celle de la surface perméable. Une grande partie de la pluie tombée sur la surface perméable s'infiltré en fonction de l'intensité d'infiltration. L'intensité d'infiltration assignée aux sous bassins versants pilotes est de 75mm/h; une grande partie de l'eau tombée sur les surfaces perméables s'infiltré. Il n'y a donc qu'une infime partie de la pluie tombée sur les surfaces perméables qui contribue au ruissellement.

Le taux de surface imperméable du sous bassin n°36 est de 85% contre 10% pour le sous bassin versant n°50. L'augmentation de la surface de ruissellement générera plus de surface imperméable sur le sous bassin versant n°36 comparativement au sous bassin n°50. En considérant la superficie imperméable de chacun des sous bassins versants pilotes, comme contribuant principal pour le ruissellement, l'augmentation de surface de ruissellement devrait produire plus de ruissellement sur le sous bassin versant n°36 comparativement au sous bassin n°50.

Le résultat de simulations de la Figure 3.14 confirme d'ailleurs ce raisonnement. Pour une majoration des surfaces de ruissellement de 100%, l'augmentation du ruissellement est de

97,02% pour le sous bassin versant n°36, contre 69,81% pour le sous bassin versant n°50. La hauteur de revanche dans les conduites de drainage, est plus contraignante pour la conduite de drainage du sous bassin versant n°50 que pour les conduites de drainage du sous bassin n°36. Cette contrainte fera que la conduite de drainage du sous bassin versant se mettra plus vite en charge.

Ainsi la conduite de drainage du sous bassin versant 36 déborde sur la chaussée, pour un taux de majoration des surfaces de 100% alors la conduite de drainage du sous bassin versant 36, est en charge comme le montre la Figure 3.13. On note à la suite de cette série de simulations que le taux d'augmentation de 100% est le plus d'impactant de la plage des valeurs que nous nous sommes fixés pour cette expérience aussi bien au niveau du bassin versant 50 que du bassin versant 36.

### **3.5.6 Impact de la sédimentation dans les conduites de drainage**

La hauteur de sédiment est l'un des paramètres intrinsèques aux conduites de drainage. Elle n'intervient donc pas dans la génération du ruissellement, mais plutôt dans le transfert du ruissellement vers l'exutoire. Les résultats de la Figure 3.16 le confirment d'ailleurs, car ils montrent qu'il n'y a aucune variation de volume ruisselé pour les deux sous bassins versants lorsque l'on fait varier la hauteur de sédiment. Ce sont donc les conditions de transport qui influenceront la parution ou non de débordement de réseau lors qu'on fera varier la hauteur de sédiment dans les conduites.

Les conduites de drainage qui disposent de hauteur de revanche limitée seront plus sensibles à l'augmentation de la hauteur de sédiments. La hauteur de revanche est moins importante dans la conduite C20 qui draine le sous bassin versant n°50 que dans la conduite C5 qui draine le sous bassin versant n°36; les conduites C5 et C27 sont pleines à 77% et la conduite C20 à 81% de leur hauteur. C'est donc au niveau de la conduite C20 que le débordement se produira en premier si l'on considère le débit initial de dimensionnement.

D'ailleurs les résultats de la Figure 3.15 confirment que la conduite de drainage C20 du sous bassin n°50 est la première à se mettre en charge lorsque la hauteur de sédiment atteint 20% de son diamètre, car son IPH est de 40 contre 3 pour les conduites C5 et C27 du sous bassin n° 36. C'est également la conduite C20 qui débordera sur la chaussée lorsque la hauteur de sédiment atteindra 25% de sa hauteur alors que pour la plage de hauteurs de sédiment que nous nous sommes fixés les conduites C5 et C27 qui drainent le sous bassin versant n°36 n'ont pas débordé sur la chaussée. Les conditions d'écoulement se sont beaucoup plus dégradées pour la conduite C20 que pour les conduites C5 et C27.

On note à la suite de cette série simulations que la hauteur de sédiment correspondant au taux de diamètre de 50% est la plus impactante dans la plage de hauteurs de sédiment que nous nous sommes fixés, aussi bien au niveau du bassin versant n°50 que du bassin versant n°36.

### **3.5.7 Impact de la rugosité des surfaces imperméables**

Le coefficient de rugosité du sol représente l'état de la surface du sol en considération des conditions du ruissellement. Il est proportionnel aux obstacles qui retardent le ruissellement notamment les poches d'emménagement de l'eau ruisselée. Le coefficient de Manning des surfaces imperméables que nous avons retenu pour représenter la rugosité des surfaces, concerne les écoulements dont le processus se déroule sur les surfaces imperméables. La réponse hydrologique du sous bassin versant qui dispose de plus de surface imperméable, sera donc plus sensible à la variation du coefficient de Manning des surfaces imperméables; en l'occurrence le sous bassin versant n°36.

Les résultats de la Figure 3.18 le confirment d'ailleurs. La variation du taux de volume ruisselé est nettement plus importante pour le sous bassin n°36 (13,88%) qui a le plus de superficies imperméables (7.75ha) que pour sous bassin versant n°50 (2,00 %) qui a le moins surface imperméable (2,25). On note à la suite de cette série de simulations que le coefficient de Manning des surfaces imperméables de 0,009 est le plus d'impactant dans la plage de

valeurs que nous nous sommes fixés, aussi bien au niveau du bassin versant n°50 que du bassin versant n°36.

### **3.5.8 Impact de la rugosité des surfaces perméables**

Le coefficient de Manning des surfaces perméables concerne les écoulements dont le processus se déroule sur les surfaces perméables. La réponse hydrologique du sous bassin versant qui dispose de plus de surface perméable, sera donc plus sensible à la variation du coefficient de Manning des surfaces perméables; en l'occurrence le sous bassin versant n°50. Les résultats de la Figure 3.19 et de la Figure 3.20 l'attestent. La variation du taux de volume ruisselé est nettement plus importante au niveau du sous bassin n°50 (90,15%) qui dispose le plus de superficies perméables (20,25ha) qu'au niveau du sous bassin n°36 (3,21%) qui dispose de la plus petite surface perméable (1,94ha). On note à la suite de cette série de simulations que le coefficient de Manning des surfaces perméables de 0,009 est le plus impactant dans la plage de valeurs que nous nous sommes fixés, aussi bien au niveau du bassin versant n°50 que du bassin versant n°36.

### **3.5.9 Impact de la rugosité des conduites de drainage**

Le coefficient de Manning des conduites est le second paramètre intrinsèque aux conduites de drainage. Il n'intervient donc pas dans la génération du ruissellement, mais plutôt dans le transfert du ruissellement vers l'exutoire.

Les résultats de la Figure 3.22 le confirment d'ailleurs, car ils montrent qu'il n'y a aucune variation du volume ruisselé pour les deux sous bassins versants lorsque l'on fait varier le coefficient de Manning des conduites. Ce sont donc les conditions de transport qui influenceront encore une fois la parution ou non de débordement de réseau lorsqu'on fera varier le coefficient de Manning des conduites.

Les conduites de drainage qui disposent de hauteurs de revanche limitées seront plus sensibles à la variation du coefficient de Manning des conduites. La hauteur de revanche est moins importante dans la conduite C20 qui draine le sous bassin versant n°50 que dans la conduite C5 qui draine le sous bassin versant n°36; les conduites C5 et C27 sont pleines à 77% et la conduite C20 à 81% de leur hauteur. C'est donc au niveau de la conduite C20 que le débordement se produira en premier si l'on considère le débit initial de dimensionnement.

À première vue, les résultats de la Figure 3.21 ne semblent pas confirmer le raisonnement mené plus haut, car les deux courbes qui représentent l'IPH en fonction du coefficient de Manning des conduites sont confondues. Ce qui montre que les deux conduites de drainage ont la même sensibilité face à la variation du coefficient de Manning.

Pour éclairer notre démarche, nous avons fait une simulation supplémentaire en assignant au modèle le coefficient de Manning de 0,020. Ces derniers résultats nous montrent que la conduite de drainage C20 du sous bassin n°50 est bien la première à déborder sur la chaussée lorsque le coefficient de Manning considéré est 0,020 car son IPH est de 100 contre 22 pour les conduites C5 et C27 qui drainent le sous bassin n° 36.

On note à la suite de cette série simulations que le coefficient de Manning de 0,2 est le plus d'impactant des six valeurs testées; aussi bien au niveau du bassin versant n°50 que du bassin versant n°36.

### **3.6 Conclusion**

Les synthèses de l'IPH, du taux de débordement et du taux d'augmentation du ruissellement établies, lors des simulations avec les paramètres de l'analyse de sensibilité sont présentées dans le Tableau 3.8 ci-dessous. Cette présentation globale de l'ensemble des résultats de simulations de manière synthétique permet d'analyser et de comparer plus aisément les résultats et d'en dégager des enseignements pour la suite des études.



Au cours de l'analyse de sensibilité, nous avons bien noté que le regard diviseur de débit supporte mieux les surplus de ruissellement, ce qui a influencé positivement les résultats du sous bassin n°36. Mais cette forme de regard n'est pas couramment utilisée en assainissement urbain. Les résultats du sous bassin n°50 nous semblent conformes à la réponse hydrologique d'un bassin versant urbain conventionnel.

Néanmoins, les résultats du sous bassin versant n°36 seront mis à contribution pour tirer les conclusions de l'analyse de sensibilité. Les résultats du sous bassin versant n°50, ayant connu le plus de cas de débordement de réseau, nous nous appuyerons principalement sur ses résultats pour soutenir notre démarche.

Au niveau du sous bassin n°50, l'IPH a bien évalué l'ensemble des paramètres impactant, du point de vue du débordement du réseau sur la chaussée et de sa mise charge. Le taux de débordement atteste la présence ou non de débordements du réseau, sans évaluer les mises en charge. La variation du volume ruisselé ne prend pas en compte les paramètres intrinsèques au réseau alors que ces derniers font partie des causes possibles de débordement de réseau. Ces trois indicateurs d'impact se complètent pour évaluation objective du débordement des réseaux.

Pour une hiérarchisation des indicateurs d'impact, nous prendrons en compte l'ordre d'apparition des événements qu'ils évaluent; le ruissellement précède la mise charge des réseaux et la mise en charge précède débordement des réseaux.

Partant du principe énoncé ci-dessus, les indicateurs d'impact par ordre d'importance au cours de notre démarche seront le taux de variation de volume ruisselé, l'IPH et enfin le taux de débordement.

Tableau 3.8 Synthèse des indices de performance, du taux de débordement et du taux de variation de volume

		Sous bassin versant n°36 (Conduite C5)			Sous bassin versant n°50 (Conduite C20)			
		Valeurs	Variation de volume ruisselé (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)	Variation de volume ruisselé (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)
Paramètres	Pluie de Chicago	30%	34,80	35	0,00	111,13	100	7,55
	Pluie constante	30%	35,06	0,00	0,00	113,77	61	0,00
	Surface imperméable	90%	371,60	0,00	0,00	465,18	100	33,91
	Infiltration de Horton	5mm/h	20,72	0,00	0,00	583,69	100	22,97
	Pente de sous bassin	0,1m/m	2,77	0,00	0,00	51,80	100	5,63
	Surface de sous bassin	100%	96,98	31,00	0,00	69,72	100	5,52
	Hauteur de sédiment	50%	0,00	100	22,70	0,00	100	22,26
	Manning imperméable	0,009	13,88	0,00	0,00	2,00	0,00	0,00
	Manning perméable	0,009	3,21	0,00	0,00	90,15	100	6,31
	Manning conduite	0,20	0,00	100	88,45	0,00	100	84,95

De manière spécifique :

- le coefficient de Manning des surfaces imperméables a le moins d'impact sur la génération du ruissellement, alors nous l'éliminerons pour la suite de l'étude;
- la pluie d'intensité constante a moins d'impact que la pluie d'intensité variable dans la génération du ruissellement nous l'éliminerons au profit de cette dernière;
- la pente et la surface des sous bassins sont très peu susceptibles d'évoluer dans le temps. Elles ont moins d'effet en considérant les trois indicateurs d'impact. Dans les cas de dimensionnement des réseaux, il est recommandé de tenir compte de l'occupation future des espaces prévus par le plan d'aménagement même si elles sont inoccupées au moment des études de projet. Ils seront également abandonnés pour la suite des études;
- le coefficient de Manning des conduites bien qu'il n'a pas occasionné de variation de volume mais, est l'un des plus influents sur le débordement de réseau; il a occasionné un IPH de 100 lors de l'évaluation des conduites de drainage des deux sous bassins pilotes. Il est l'un des paramètres ayant occasionné un débordement de réseau au niveau des deux sous bassins. Le coefficient de Manning des conduites a obtenu de bons scores pour les deux premiers indicateurs, il sera retenu pour la suite de l'étude;
- la hauteur de sédiment se classe parmi les quatre paramètres les plus impactant sur le débordement de réseau. Il a occasionné un IPH de 100 lors de l'évaluation des conduites de drainage des deux sous bassins n°36 et n°50. Ce paramètre est retenu pour la suite de l'étude;
- les paramètres suivants : pluie d'intensité variable, Surface imperméable, Infiltration de Horton, rugosité des surfaces perméable, ont obtenu des scores satisfaisants pour les trois indicateurs d'impact au niveau du sous bassin versant n°50, ils sont retenus pour la suite des études;
- les paramètres suivants : hauteur de sédiment dans la conduite, rugosité de la conduite sont des paramètres intrinsèques au réseau; ils n'interviennent donc pas dans le processus de génération du ruissellement; les taux de variation du volume ruisselé nuls pour ces deux paramètres le confirment d'ailleurs. Par contre, ils sont les plus influents au niveau du débordement de réseau; le taux de débordement et de l'IPH qu'ils ont obtenus au

niveau des deux sous bassins versants lors de l'évaluation l'attestent ; ils sont retenus pour la suite de l'étude.

L'analyse de sensibilité du modèle aux paramètres intervenant dans la génération du débit d'eau pluviale que nous avons effectuée en analysant deux sous bassins versants pilotes, a permis d'une part de mieux apprécier la sensibilité de la réponse hydrologique et hydraulique du modèle par rapport auxdits paramètres, d'autre part elle a permis de mettre en évidence les paramètres pertinents en considération des indicateurs de l'étude : l'IPH des conduites drainant lesdits sous bassins, le taux de débordement et le taux de variation de débit généré.

## **CHAPITRE 4**

### **GÉNÉRALISATION DE L'ÉTUDE AU BASSIN VERSANT SYNTHÉTIQUE ÉTENDU**

#### **4.1 Généralités**

Les paramètres les plus impactants retenus lors de l'analyse de sensibilité seront affectés à l'ensemble du bassin versant synthétique étendu pour simuler les effets des changements climatiques, de l'urbanisme et de la maintenance des réseaux. Pour une meilleure appréciation des impacts des paramètres de l'étude lors de leur analyse, ils seront regroupés en trois catégories : ceux qui caractérisent les changements climatiques, ceux qui caractérisent l'urbanisme et ceux qui caractérisent la maintenance des réseaux.

##### **4.1.1 Les paramètres qui caractérisent les changements climatiques**

La pluie d'intensité variable sera utilisée. Deux pluies de type Chicago sont retenues pour l'étude de généralisation au bassin versant étendu :

- pluie de Chicago de 1974 majorée,
- pluie de Chicago de 1974 mise à jour en 2010.

##### **4.1.2 Les paramètres qui caractérisent l'urbanisme**

Trois paramètres sont retenus pour l'étude de généralisation au bassin versant étendu, suite aux résultats de l'analyse de sensibilité :

- surfaces imperméables,
- infiltration dans le sol,
- rugosité des surfaces perméables.

### 4.1.3 Les paramètres qui caractérisent la maintenance des réseaux

Deux paramètres sont retenus pour l'étude de généralisation au bassin versant étendu, suite aux résultats de l'analyse de sensibilité :

- hauteur de sédiments dans les conduites,
- rugosité des conduites.

Au cours de cette étude, nous analyserons l'impact des paramètres qui caractérisent les changements climatiques, l'urbanisme et la maintenance des réseaux sur la génération du ruissellement. Pour l'analyse de l'impact des paramètres, nous utiliserons le logiciel SWMM5. Trois indicateurs d'impact seront utilisés pour leur évaluation : l'IPH, le taux de variation des volumes ruisselés et le taux de débordement de réseau; les paramètres à analyser seront affectés au bassin versant étendu, individuellement puis par groupe en fonction des cibles visées lors de plusieurs séries de simulations.

Dans un premier temps, nous assignerons les valeurs initiales de tous les paramètres au modèle pour une première simulation. Les résultats de cette simulation appelés résultats initiaux et présentés à l'ANNEXE IV. Tableau-A IV-1 à Tableau-A IV-4. Ils serviront de base de comparaison aux résultats de toutes les autres simulations qui seront réalisées au cours cette étude.

Ensuite, nous affecterons successivement à l'échelle du bassin versant étendu et à chaque paramètre individuellement, la valeur la plus influente, que nous avons retenue lors de l'étude de sensibilité. Les résultats de ces simulations seront comparés entre eux en prenant comme base de comparaison, les résultats initiaux.

Enfin, les paramètres d'une même catégorie seront tous assignés ensemble au bassin versant étendu lors d'une série de trois simulations, en vue d'obtenir l'impact maximum par groupes de paramètres. Ainsi, on obtiendra un impact maximum pour les paramètres qui caractérisent

les changements climatiques, l'urbanisme et la maintenance des réseaux. Des enseignements seront alors tirés de toutes ces simulations et permettront de donner une réponse objective au thème de l'étude.

Pour les paramètres qui caractérisent les changements climatiques, nous utiliserons la pluie d'intensité variable. La pluie quinquennale de type Chicago de Mitci (1974) et de durée une heure sera utilisée comme pluie initiale. Pour simuler l'effet du changement climatique sur l'intensité de la pluie, nous utiliserons deux approches. La première consiste à simuler le comportement du réseau avec une approche similaire à celle considérée lors de l'analyse de sensibilité.

Cette approche consiste à travailler avec des augmentations arbitraires des intensités extrêmes de 1974. Les plages d'augmentation ont été inspirées des grandeurs publiées par les experts en la matière notamment celles de (Merritt et al., 2006). L'intensité la plus impactante de cette plage lors de l'étude de sensibilité sera retenue. Cette approche théorique possède cependant l'inconvénient de ne pas prendre en compte les réalités du site de l'étude.

Une deuxième approche sera considérée. Elle consiste à simuler le comportement du réseau avec des valeurs tirées des courbes IDF originales proposées par Mitci (1974), puis avec des valeurs tirées des courbes IDF mises à jour plus récemment par (Osseyrane, 2011). L'écart entre les indicateurs de performance obtenu à l'aide des deux scénarios, sera considéré en partie comme une mesure directe de l'impact des CC.

Le Tableau 4.1 présente la pluie quinquennale de type Chicago de Mitci (1974), de durée une heure. Dans le Tableau 4.1 sont présentés les intensités de la pluie de Chicago de Mitci (1974) majorée de 15% et 30%. Vous trouverez également dans le Tableau 4.1 les intensités de la pluie quinquennale de type Chicago de durée une heure de 2010, adaptée de celle de 1974.

Pour adapter la pluie quinquennale de type Chicago de Mitci (1974), nous avons eu recours aux intensités de la pluie quinquennale des courbes IDF de 2010. Nous avons tiré de ces courbes, l'intensité moyenne d'une pluie quinquennale de durée une heure de 2010. Le rapport entre la pluie moyenne quinquennale de 2010 et la pluie moyenne quinquennale de 1974 a permis d'adapter la pluie quinquennale de type Chicago de 1974 de durée une heure afin d'obtenir la pluie quinquennale de type Chicago de 2010 et de durée une heure.

Tableau 4.1 Intensités des pluies caractérisant les changements climatiques

<b>Pluies synthétiques de type Chicago</b>				
<b>Période de retour : 5 ans</b>				
<b>1974</b>				<b>2010</b>
<b>Intensité (mm/h)</b>				<b>Intensité (mm/h)</b>
<b>Pas de temps (min)</b>	<b>Taux de majoration (%)</b>			
	0	15	30	0
10	34,00	39,10	44,20	44,45
20	77,00	88,55	100,10	100,67
30	41,00	47,15	53,30	53,60
40	16,00	18,40	20,80	20,92
50	10,00	11,50	13,00	13,07
60	8,00	9,20	10,40	10,46

Pour les paramètres qui caractérisent l'urbanisme et la maintenance des réseaux, nous utiliserons les valeurs maximales de chaque paramètre ayant produit le plus d'impact lors de l'analyse de sensibilité. Certaines de ces valeurs issues de l'analyse de sensibilité ont été adaptées pour tenir compte des valeurs couramment utilisées dans le métier.



Le Tableau 4.2 présente les paramètres qui caractérisent l'urbanisme. Pour l'infiltration dans le sol, nous utiliserons le modèle de Horton. Les valeurs de l'intensité d'infiltration issues de l'analyse de sensibilité ont été modifiées pour tenir compte des résultats des travaux de Boiffin (1984), des valeurs suggérées par Akan (1993) et des résultats des travaux de Gregory *et al* (2006); conformément aux valeurs publiées par AASHTO (2007), les valeurs de pourcentage de surfaces imperméables et les valeurs de la rugosité des surfaces perméables ont été également adaptées.

Tableau 4.2 Valeurs des paramètres caractérisant l'urbanisme

Paramètres	Unités	Valeurs de référence	Valeurs à impact élevé
Infiltration de Horton	mm/h	75/12,5	5/1,5
Surface imperméable	%	variables	85
Rugosité des surfaces perméables	-	0,03	0,011

Les valeurs suggérées par Akan (1993) concernant l'intensité de l'infiltration proposent 76,2mm/h pour l'intensité d'infiltration maximale et 11,4mm/h pour l'intensité de l'infiltration minimale; cela correspond à un sol limoneux sec. Dans le cas de notre étude, nous avons retenu comme valeurs de référence 75mm/h pour l'intensité d'infiltration maximale et 12,5mm/h pour l'intensité d'infiltration minimale.

Le compactage combiné à l'humidité a un impact négatif important sur l'intensité d'infiltration. Selon Boiffin (1984), la dégradation structurale du sol limoneux peut faire baisser l'intensité d'infiltration de 30mm/h à 2mm/h. Également, les recherches de Gregory *et al* (2006) montrent que les activités de construction ou le compactage réduisent les intensités d'infiltration de 77 à 99%. L'impact de l'évolution d'une ville pourrait être assimilé au compactage combiné à l'humidité. L'intensité d'infiltration maximale de référence de 75mm/h que nous avons retenue pourrait alors être réduite à 5mm/h pour

prendre en compte l'effet d'urbanisme. En adoptant un raisonnement similaire, l'intensité d'infiltration minimale de référence de 12,5mm/h que nous avons retenue pourrait alors être réduite à 1,5mm/h. L'intensité de 5mm/h pour l'infiltration maximale et 1,5mm/h pour l'infiltration minimale seront assignées au bassin versant étendu pour simuler l'effet de l'urbanisation sur l'infiltration dans le sol.

Pour le centre-ville, le coefficient de ruissellement varie entre 0,70 et 0,95 Highway, Hydrology et Hydraulics (2007) et le taux d'imperméabilité se situe entre 0,8 et 1 (CERTU, 2003). Nous considérons que la zone de l'étude est devenue le centre de la ville, suite à son urbanisation et pour simuler l'effet de l'urbanisation, tous les pourcentages de surfaces imperméabilisées seront réajustés à la valeur de 0,85 lors de l'étude.

La rugosité des surfaces perméables est représentée par le coefficient de Manning. Le coefficient de Manning des surfaces perméables de 0,03 que nous avons adopté comme coefficient avant développement correspond à une surface défrichée, en cour d'aménagement avec la présence de souche d'arbre (Highway, Hydrology et Hydraulics, 2007). Pour simuler l'effet de l'urbanisation, nous adopterons le coefficient de Manning de 0,011 correspondant à une surface bitumée (Highway, Hydrology et Hydraulics, 2007).

Nous utiliserons le coefficient de rugosité pour simuler l'effet du vieillissement et le taux d'obstruction des conduites pour le manque d'entretien des réseaux. Le coefficient de Manning des conduites sera utilisé pour représenter le coefficient de rugosité des conduites, la hauteur des sédiments pour le taux d'obstruction. Le Tableau 4.3 présente les paramètres qui caractérisent la maintenance du réseau. Conformément aux valeurs publiées par Highway, Hydrology et Hydraulics (2007), la valeur maximale de la rugosité retenue lors de l'étude de sensibilité a été adaptée.

Tableau 4.3 Valeurs des paramètres caractérisant la maintenance

Paramètres	Unités	Valeurs de référence	Valeurs à impact élevé
Rugosité des conduites	-	0,013	0,018
Hauteur de sédiment	% diamètre	0	50

Les valeurs du coefficient de Manning, pour les matériaux vieillissants des conduites, varient en fonction de l'état d'usure, de la corrosion, de la déformation et de l'état des joints. Les conduites en béton avec des joints abîmés, et de parois détériorées peuvent avoir des coefficients de Manning compris entre 0,014 et 0,018 (Highway, Hydrology et Hydraulics, 2007). Pour simuler le vieillissement du réseau, la valeur assignée au coefficient de Manning sera de 0,018 dans le cas de notre étude.

L'une des causes principales des problèmes de maintenance des réseaux est la sédimentation dans les conduites. L'accumulation de sédiments dépend de plusieurs facteurs, dont le diamètre et la pente des conduites. Certains collecteurs ou certaines portions de collecteurs ont des pentes très faibles et présentent un taux d'encrassement qui varie entre 30% et 40% de la hauteur de l'ouvrage en période sèche et peut atteindre 80% dans certains cas (Riochet, 2008). De plus, les ouvrages de décantation repartis sur le réseau unitaire visitable ne suffisent pas à piéger l'ensemble des matières solides transportées par les effluents. Étant donnée l'importance de la maintenance dans la gestion des ouvrages d'assainissement, nous prendrons comme taux de sédimentation pour notre étude 50% de la hauteur de la conduite.

#### 4.2 Synthèse des résultats de l'étude du bassin versant étendu

L'exutoire étant le point de convergence de tout le volume de ruissellement produit sur le bassin versant, les contraintes en matière de volume de ruissellement et de débit y sont maximales dans les conditions normales de ruissellement. Par contre, les têtes de réseau sont

les points où ces dites contraintes sont les moindres du bassin versant, car les débits des bassins de tête de réseau proviennent uniquement desdits bassins eux-mêmes.

Pour prendre en compte l'impact du ruissellement sur l'ensemble du bassin versant et celui produit par un seul sous bassin versant, l'évaluation de l'impact des paramètres de l'étude portera sur l'exutoire du bassin versant synthétique et sur un sous bassin versant drainé par un début de réseau comme présenté à la Figure 4.1

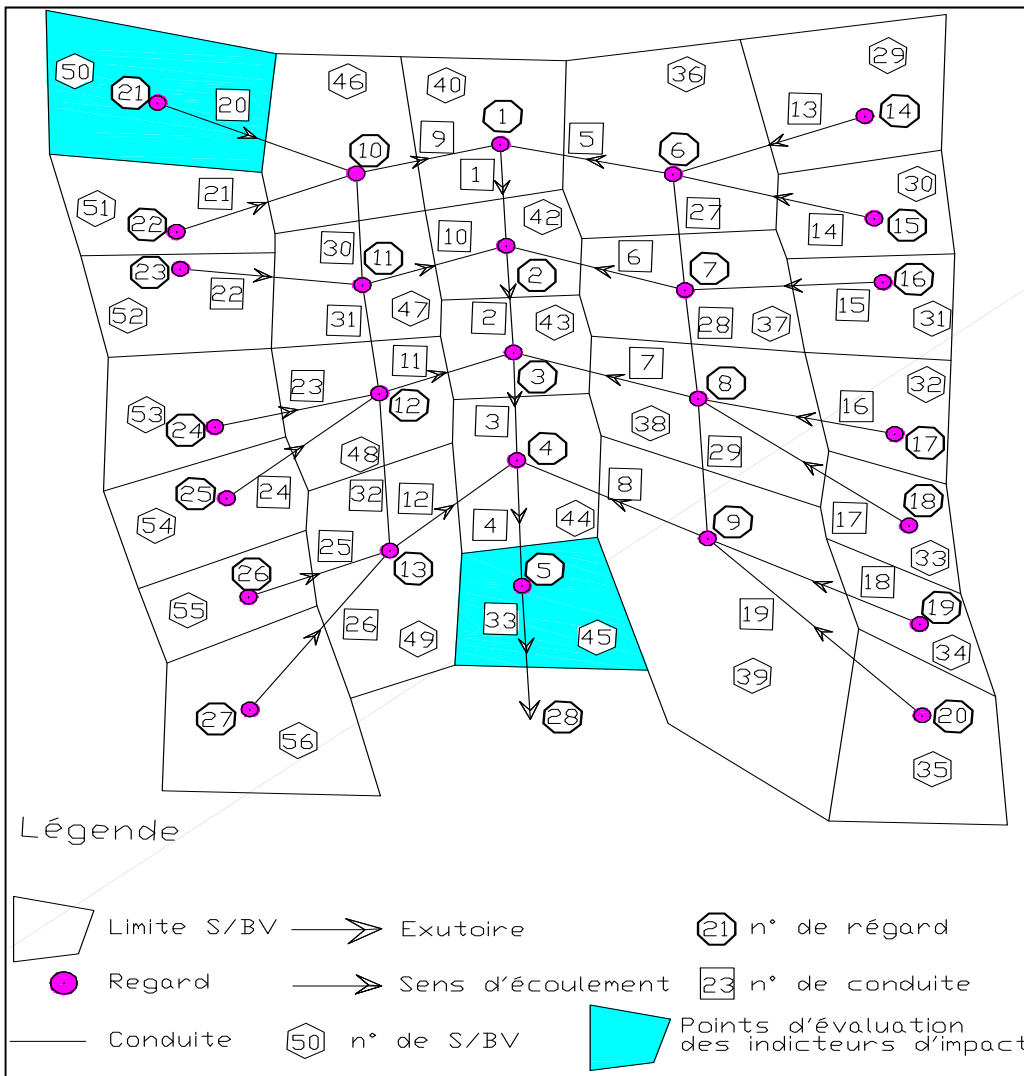


Figure 4.1 Les points d'évaluation des indicateurs d'impact

Le sous bassin versant n°50 et son exutoire représenteront les ouvrages en tête de réseau et le sous bassin versant n°45 et son exutoire représenteront les ouvrages de l'exutoire comme présenté à la Figure 4.1. La méthodologie utilisée pour l'estimation des impacts hydrologiques et hydrauliques est présentée au paragraphe 3.4.1.

Dans les paragraphes qui suivent, nous présentons les résultats de l'estimation des indicateurs d'impact obtenu lors des simulations réalisées avec chaque paramètre et chaque groupe de paramètres. Les résultats concernent l'IPH des conduites, calculé avec l'équation (3.1), la variation du débit de ruissellement est calculée avec de l'équation (3.3) et le taux de débordement du volume ruisselé est calculé avec l'équation (3.4). Après la présentation des résultats de l'estimation des indicateurs d'impact hydrologiques et hydrauliques, nous procéderons à leurs analyses et interprétations au paragraphe 4.3.

#### **4.2.1 Analyse de l'impact des changements climatiques**

Nous présentons les synthèses des résultats des indicateurs d'impacts des paramètres des CC. Deux scénarios seront évalués : le premier scénario concernera l'utilisation de la pluie de Chicago issue des courbes IDF de la ville de Montréal de 1974 majorée de 15% et 30% pour simuler les effets des CC; le deuxième scénario pour simuler les effets des CC portera sur l'utilisation de la pluie de Chicago issue des courbes IDF de la ville de Montréal récemment mises à jour par (Osseyrane, 2011).

Ces pluies seront assignées à l'ensemble du bassin versant étendu. La différence entre les impacts des deux scénarios pourra être considérée comme les effets des CC. Le scénario qui occasionne le plus d'effet parmi les deux scénarios retenus sera celui dont les paramètres des CC ont produit l'impact maximum. L'impact du scénario dont le paramètre des CC est le plus influent sera considéré comme l'impact des CC.

### Pluie de Chicago de 1974 majorée

La pluie assignée au bassin versant étendu au cours de cette simulation est tirée du tableau des pluies synthétiques de Mitci (1974) ANNEXE III Tableau-A III-1. C'est une pluie quinquennale de type Chicago, de durée d'une heure qui est retenue à cette fin. Cette pluie sera majorée de 15 et 30 % pour simuler l'impact des changements climatiques sur le ruissellement.

Le Tableau 4.4 présente la synthèse des résultats de l'impact de la pluie type Chicago de Mitci (1974) majorée de 15% puis de 30% sur le ruissellement.

Tableau 4.4 Synthèse des résultats de l'estimation de l'impact de la pluie

<b>Taux de majoration de la pluie de 1974</b>		<b>0 %</b>	<b>15 %</b>	<b>30 %</b>
Sous bassin n°50 (Tête réseau)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	1123	1694	2372
	Ligne piézométrique (m)	58,85	61,00	61,00
	IPH	0,00	100	100
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	50,85	111,22
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,71	11,89
Sous bassin n°45 (Exutoire)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	23197	29880	36187
	Ligne piézométrique (m)	38,00	39,28	40,03
	IPH	0,00	36,89	70,22
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	28,81	56,00
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,00	0,00

Les résultats de simulations présentés au Tableau 4.4 confirment l'augmentation du volume de ruissellement avec l'augmentation de l'intensité de la pluie comme l'ont montré les résultats de l'analyse de sensibilité.

Concernant l'impact de la pluie majorée de 30%, nous constatons comme le montre le Tableau 4.4 que :

- le volume de ruissellement généré, est 1,56 fois le volume de ruissellement avant majoration de la pluie, pour le bassin versant étendu et 2,11 fois le volume de ruissellement avant majoration de la pluie pour le sous bassin versant en tête de réseau;
- l'IPH du réseau se dégrade. À l'exutoire du bassin versant étendu, l'IPH atteint la valeur de 70,22. Le regard de l'exutoire est donc en charge, mais il n'y a pas de débordement sur la chaussée. Par contre, à l'exutoire du sous bassin versant en tête de réseau, l'IPH atteint la valeur de 100; il y a donc un débordement du regard à l'exutoire du sous bassin en tête de réseau sur la chaussée, et le taux de débordement atteint 11,89%.

Les résultats de simulations de la pluie majorée confirment les résultats de l'analyse de sensibilité. En effet au niveau du ruissellement, la majoration de la pluie initiale de 30% a pour effet d'augmenter la pluie nette, l'intensité de l'infiltration étant dépassée. Les surfaces perméables contribuant à la génération du ruissellement, le volume ruisselé deviendra plus importante et la capacité hydraulique des conduites de drainage largement entamée.

### **Pluie de Chicago de 1974 mise à jour**

La pluie utilisée dans cette simulation est tirée des courbes IDF de Montréal récemment mise à jour par Osseyrane (2011) ANNEXE III Tableau-A III-2. Cette pluie quinquennale de type Chicago, de durée une heure, retenue pour cette simulation possède les mêmes caractéristiques que la pluie de Mitci (1974) majorée de 30%.

En effet, le rapport entre les intensités moyennes instantanées de la pluie de Mitci (1974) et sa mise à jour par Osseyrane (2011) est de 1,307. Pour bâtir la pluie de type Chicago de 2010, nous avons utilisé le rapport 1,307 qui est quasiment identique au taux de majoration arbitraire de 30% que nous nous sommes imposés. La pluie de type Chicago de 2010 et la pluie de type Chicago majorée de 30% présentent quasiment le même hyéogramme. Les indicateurs d'impact de ces deux seront identiques.

Dans le chapitre présent et pour la suite de l'étude, nous considérerons les résultats de la pluie Mitci (1974) majorée de 30% à titre de paramètre des CC.

#### 4.2.2 Analyse de l'impact de l'urbanisme

Les synthèses des résultats de simulations concernent chacun des paramètres liés à l'urbanisme : les surfaces imperméables, l'infiltration dans le sol et la rugosité des surfaces perméables, assignés seul au bassin versant étendu, puis tous les paramètres liés à l'urbanisme affectés tous ensemble, pour simuler leur impact maximum sur le ruissellement.

##### Surfaces imperméables

Pour l'évaluation de l'impact de l'imperméabilisation du sol, sur le ruissellement, nous assignerons à l'ensemble du bassin versant étendu un taux de surface imperméable de 85 %. Initialement, le taux d'imperméabilité variait entre 10% et 95%. Le Tableau 4.5 présente la synthèse des résultats de l'impact des surfaces imperméables sur le ruissellement.

Tableau 4.5 Synthèse des résultats de l'impact de l'imperméabilisation

<b>Taux de surface imperméable</b>		<b>Mini</b>	<b>85 %</b>
Sous bassin n°50 (Tête réseau)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	1123	6050
	Ligne piézométrique (m)	58,85	61,00
	IPH	0,00	100
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	438,74
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	35,98
Sous bassin n°45 (Exutoire)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	23197	45912
	Ligne piézométrique (m)	38,00	40,36
	IPH	0,00	84,89
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	97,92
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,00



Les résultats de simulations présentés au Tableau 4.5 confirment l'augmentation du volume de ruissellement avec l'augmentation du taux d'imperméabilité comme l'ont montré les résultats de l'analyse de sensibilité.

Concernant l'impact des surfaces imperméables sur le ruissellement, nous constatons comme le montre le Tableau 4.5 que :

- pour un taux d'imperméabilité de 85 %, le volume de ruissèlement obtenu est 1,98 fois le volume de ruissellement avant urbanisation pour le bassin versant étendu et 5,39 fois le volume de ruissellement avant urbanisation pour le sous bassin versant en tête de réseau;
- l'IPH du réseau se dégrade. À l'exutoire du bassin versant étendu, l'IPH atteint la valeur de 84,22. Le regard de l'exutoire est donc en charge, mais il n'y a pas de débordement sur la chaussée;
- par contre, à l'exutoire du sous bassin versant en tête de réseau, l'IPH atteint la valeur de 100. Il y a donc un débordement du regard à l'exutoire du sous bassin en tête de réseau sur la chaussée et le taux de débordement atteint 35,98%.

Le sous bassin en tête de réseau dispose d'un potentiel de surface perméable importante. Toute imperméabilisation du sous bassin versant occasionne la génération de volume de ruissellement supplémentaire. D'ailleurs les résultats présentés au Tableau 4.5 et les interprétations des résultats que nous venons de faire aux deux paragraphes précédents le confirment.

### **Infiltration dans le sol**

Le Tableau 4.6 présente la synthèse des résultats de l'impact de l'infiltration sur le ruissellement.

Tableau 4.6 Synthèse des résultats de l'impact de l'infiltration

<b>Intensité d'infiltration</b>		<b>(75/12,5) mm/h</b>	<b>(5/1,5) mm/h</b>
Sous bassin n°50 (Tête réseau)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	1123	5556
	Ligne piézométrique (m)	58,85	61,00
	IPH	0,00	100
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	394,75
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	26,24
Sous bassin n°45 (Exutoire)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	23197	47332
	Ligne piézométrique (m)	38,00	40,25
	IPH	0,00	80,00
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	104,04
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,00

Pour simuler l'impact de l'infiltration dans le sol sur le ruissellement, nous avons assigné à l'ensemble du bassin versant étendu, une intensité d'infiltration de 5mm/h pour la valeur maximale et 1,5mm/h pour la valeur minimale.

Ces valeurs sont du même ordre de grandeur que celles suggérées par Akan (1993) et Pit (1999). L'intensité d'infiltration avant de simuler l'effet de l'urbanisation est de 75mm/h pour la valeur maximale et 12,5mm/h pour la valeur minimale.

Les résultats de simulations présentés au Tableau 4.6 confirment l'augmentation du volume de ruissellement avec la diminution de l'intensité d'infiltration comme l'ont montré les résultats de l'analyse de sensibilité.

Concernant l'impact de l'infiltration, nous constatons comme le montre le Tableau 4.6 que pour une intensité d'infiltration de 5mm/h pour la valeur maximale et 1,5mm/h pour la valeur minimale :

- le volume de ruissèlement obtenu est 2,04 fois le volume de ruissèlement avant urbanisation pour le bassin versant étendu et 4,95 fois le volume de ruissèlement avant urbanisation pour le sous bassin versant en tête de réseau;
- l'IPH du réseau se dégrade. À l'exutoire du bassin versant étendu, l'IPH atteint la valeur de 80. Le regard à l'exutoire du bassin versant étendu est donc en charge, mais il n'y a pas de débordement sur la chaussée;
- par contre, à l'exutoire du sous bassin versant en tête de réseau, l'IPH atteint la valeur de 100. Il y a donc un débordement au regard à l'exutoire du sous bassin en tête de réseau sur la chaussée et le taux de débordement atteint 26,24%.

Le sous bassin en tête de réseau dispose d'un potentiel de surface perméable important ce qui le prédispose à générer plus de ruissèlement selon la théorie d'infiltration de Horton. D'ailleurs les résultats présentés au Tableau 4.6 et les interprétations des résultats que nous venons de faire aux deux paragraphes précédents le confirment.

### **Rugosité des surfaces perméables**

Pour simuler l'impact des surfaces perméables sur le ruissèlement, nous assignerons un coefficient de Manning des surfaces perméables de 0,011 à l'ensemble du bassin versant étendu en considération des valeurs publiées par Yen et Chow (1983) et Highway, Hydrology et Hydraulics (2007). La valeur du coefficient de Manning des surfaces perméables avant développement est de 0,03. Le Tableau 4.7 présente la synthèse des résultats de l'impact de la rugosité des surfaces perméable sur le ruissèlement.

Les résultats de simulations présentés Tableau 4.7 confirment l'augmentation du volume de ruissèlement avec la diminution du coefficient de Manning des surfaces perméables comme l'ont montré les résultats de l'analyse de sensibilité.

Tableau 4.7 Synthèse des résultats de l'impact de la rugosité des surfaces perméables

<b>Manning des surfaces perméables</b>		<b>0.03 initial</b>	<b>0.011 Post urb.</b>
Sous bassin n°50 (Tête réseau)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	1123	1441
	Ligne piézométrique (m)	58,85	61,00
	IPH	0,00	100
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	28,32
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	1,18
Sous bassin n°45 (Exutoire)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	23197	25087
	Ligne piézométrique (m)	38,00	38,50
	IPH	0,00	2,22
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	8,15
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,00

Concernant l'impact de la rugosité des surfaces perméables sur le ruissellement, nous constatons comme le montre le Tableau 4.7 :

- pour un coefficient de Manning des surfaces perméables de 0,011 assigné à l'ensemble du bassin versant étendu, le volume de ruissèlement obtenu est 1,08 fois le volume de ruissellement avant urbanisation pour le sous bassin versant étendu et 1,28 fois le volume de ruissellement avant urbanisation pour le sous bassin versant en tête de réseau;
- l'affectation du coefficient de Manning des surfaces perméables de 0,011, au bassin versant étendu, entraîne la dégradation dans une moindre mesure de l'IPH du réseau. À l'exutoire du bassin versant étendu, l'IPH atteint la valeur de 2,22. Le regard est donc en charge, mais il n'y a pas de débordement sur la chaussée;
- par contre, à l'exutoire du sous bassin versant en tête de réseau, l'IPH atteint la valeur de 100. Il y a donc un débordement sur la chaussée au regard à l'exutoire du sous bassin en tête de réseau et le taux de débordement atteint 1,18%.

Les résultats présentés au Tableau 4.7 nous montre que le que le bassin versant tête de réseau est plus sensible à la variation du coefficient de Manning des surfaces perméables comme l'ont montré les résultats de l'analyse de sensibilité et les commentaires faits précédemment.

### Paramètres liés à l'urbanisme

Le Tableau 4.8 présente la synthèse des résultats de l'impact sur le ruissellement, de l'ensemble des paramètres d'urbanisme tous assignés ensemble au bassin versant.

Tableau 4.8 Synthèse des résultats de l'impact de l'urbanisme

Paramètres combinés		Mini	Maxi
Sous bassin n°50 (Tête réseau)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	1123	6836
	Ligne piézométrique (m)	58,85	61,00
	IPH	0,00	100
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	508,73
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	42,00
Sous bassin n°45 (Exutoire)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	23197	48930
	Ligne piézométrique (m)	38,00	40,60
	IPH	0,00	95,56
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	110,93
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,00

Les trois paramètres liés à l'urbanisme : l'imperméabilisation des surfaces, l'infiltration dans le sol et la rugosité des surfaces perméables ont toutes été assignées ensemble au bassin versant étendu pour simuler l'impact maximum de l'urbanisme sur le ruissellement. Les valeurs de ces paramètres à assigner au bassin versant étendu, sont les mêmes que celles appliquées aux points a, b et c précédents.

Les résultats de simulations présentés au Tableau 4.8 confirment les commentaires qui ont été faits aux points a, b, c, et d.

Concernant l'impact de l'ensemble des paramètres d'urbanisme tous assignés ensemble au bassin versant, nous constatons comme le montre le Tableau 4.8 :

- au niveau du sous bassin en tête de réseau, le volume de ruissellement avant développement a été multiplié presque par six. L'IPH atteint la valeur de 100, il y a donc débordement sur la chaussée au regard. Le taux de débordement est de 42,00 %;
- à l'exutoire du bassin versant étendu, le volume ayant atteint l'exutoire est 2,11 fois volume de ruissellement avant développement. L'IPH du réseau atteint la valeur de 95,56. Il y a une mise en charge du réseau, mais il n'y a pas débordement de regard sur la chaussée à l'exutoire du bassin versant étendu.

Le sous bassin en tête de réseau est sensible aux variations des trois paramètres liés à l'urbanisme. L'assignation simultanée de ces trois paramètres devrait produire l'effet maximum. Les résultats du Tableau 4.8 le confirment où tous les trois indicateurs ont des valeurs élevées. À l'exutoire du bassin versant étendu, ces valeurs sont moins élevées il n'y a pas de débordement de réseau. Les différentes pertes de ruissellement au niveau sous bassin sont la cause principale.

### **4.2.3 Analyse de l'impact de la maintenance**

Les synthèses des résultats de simulations concernent chacun des paramètres liés à la maintenance : les sédiments dans les conduites et la rugosité des conduites, assignés seul à l'ensemble du bassin versant, puis tous les paramètres liés à la maintenance assignés tous ensemble au bassin versant étendu pour simuler leur impact maximum sur le ruissellement.

#### **Sédiments**

Pour simuler l'impact du manque d'entretien sur le ruissellement, nous affecterons aux conduites sur l'ensemble du bassin versant étendu, une hauteur de sédiments représentant 50% de leur diamètre respectif. Initialement, les conduites étaient considérées propres et sans sédiments.

Le Tableau 4.9 présente la synthèse des résultats de l'impact des sédiments sur le ruissellement

Tableau 4.9 Synthèse des résultats de l'impact de la sédimentation sur le ruissellement

Taux de hauteur de sédiment		0 %	50 %
Sous bassin n°50 (Tête réseau)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	1123	1123
	Ligne piézométrique (m)	58,85	61,00
	IPH	0,00	100
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	0,00
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	31,88
Sous bassin n°45 (Exutoire)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	23197	19311
	Ligne piézométrique (m)	38,00	40,47
	IPH	0,00	89,78
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	-16,67
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,00

À la première lecture, les résultats présentés au Tableau 4.9 montrent que le volume ruisselé diminue en présence de sédiments dans les conduites à l'exutoire du bassin versant étendu et reste constant à l'exutoire du sous bassin en tête de réseau.

En effet, les volumes qui parviennent à l'exutoire du bassin versant étendu transitent par le réseau. Or en présence de sédiments occupant 50 % du diamètre des conduites, leur capacité hydraulique diminue ce qui entraîne des pertes de volumes de ruissellement que le réseau n'arrive pas à drainer. Les résultats du sous bassin en tête de réseau présentés au Tableau 4.9 le montrent bien : le volume ruisselé est resté constant, mais le taux de débordement atteint 31,88%. Il n'y a donc que 68,12 % de volume ruisselé au niveau de ce sous bassin versant et qui sont drainés à l'exutoire du sous bassin en tête de réseau.

Le processus de génération du ruissellement s'est bien déroulé, car le volume ruisselé est resté constant; par contre, le processus de transport présente des lacunes suite à la sédimentation. Le taux de variation négatif du volume de ruissellement de -16,67 % à l'exutoire du bassin versant étendu traduit bien les lacunes au niveau du transport. La variation négative du ruissellement représente l'ensemble des pertes, dû à l'incapacité des têtes de réseau à drainer correctement les volumes ruisselés des bassins versants en tête de réseau; la conduite à l'exutoire étant en charge sans déborder.

### Rugosité des conduites

Afin de simuler l'impact du vieillissement du réseau sur le ruissellement, nous utiliserons la rugosité des conduites. Le coefficient de Manning des conduites représentera la rugosité des conduites.

Le Tableau 4.10 présente la synthèse des résultats de l'impact de la rugosité des conduites sur le ruissellement.

Tableau 4.10 Synthèse des résultats de l'impact de la rugosité des conduites

<b>Manning des conduites</b>		<b>0,013</b>	<b>0,018</b>
Sous bassin n°50 (Tête réseau)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	1123	1123
	Ligne piézométrique (m)	58,85	61,00
	IPH	0,00	100
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	0,00
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	1,42
Sous bassin n°45 (Exutoire)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	23197	23144
	Ligne piézométrique (m)	38,00	38,77
	IPH	0,00	14,22
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	-0.23
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,00



Pour les besoins de l'étude, nous assignerons à l'ensemble des conduites du bassin versant étendu, un coefficient de Manning de 0,018 qui correspond à des conduites aux matériaux constitutifs dégradés. Cette valeur est conforme aux valeurs publiées par Highway, Hydrology et Hydraulics (2007); le coefficient de Manning des conduites avant usure est de 0,013.

À la première lecture, les résultats présentés au Tableau 4.10 montrent que le volume ruisselé diminue avec l'augmentation de coefficient de Manning pour les conduites à l'exutoire du bassin versant étendu et reste constant à l'exutoire du sous bassin en tête de réseau.

En effet, les volumes qui parviennent à l'exutoire du bassin versant étendu transitent par les conduites. Or, avec l'augmentation du coefficient de Manning qui a atteint la valeur de 0,018 suite à l'état de dégradation du réseau, la capacité hydraulique et structurale des conduites a baissé, ce qui entraîne des pertes de volume de ruissellement et de capacité structurale pour certaines conduites qui ne parviennent plus à drainer la totalité des eaux de ruissellement générées par les sous bassins versants.

Les résultats du sous bassin en tête de réseau présentés au Tableau 4.10 le montrent bien : le volume ruisselé est resté constant, mais le taux de débordement atteint 1,42%. Le volume de ruissellement du sous bassin versant drainé à l'exutoire du sous bassin en tête de réseau est donc en baisse. Le processus de génération du ruissellement s'est bien déroulé, car le volume est resté constant dans les deux scénarios.

Par contre, le processus de transport présente des lacunes suite à la dégradation du réseau. Le taux de variation négatif du volume de ruissellement de -0,23 % à l'exutoire du bassin versant étendu traduit bien les lacunes au niveau du transport. La variation négative du ruissellement représente l'ensemble des pertes, dû à l'incapacité des têtes de réseau à drainer correctement les volumes ruisselés des bassins versants en tête de réseau; la conduite à l'exutoire étant en charge sans déborder.

### Paramètres liés à la maintenance

Le Tableau 4.11 présente la synthèse des résultats de l'impact sur le ruissellement de l'ensemble des paramètres de maintenance tous assignés ensemble au bassin versant synthétique étendu.

Tableau 4.11 Synthèse de résultats de l'impact de la maintenance sur le ruissellement

Paramètres combinés		Mini	Maxi
Sous bassin n°50 (Tête réseau)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	1123	1123
	HGL (m)	58,85	61,00
	IPH	0,00	100
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	0,00
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	44,70
Sous bassin n°45 (Exutoire)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	23197	18637
	HGL (m)	38,00	40,12
	IPH	0,00	74,22
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	-19,66
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,00

Les travaux de nettoyage et de réhabilitation sont les deux activités principales de la maintenance de réseaux. Le taux de sédiments et les désordres constatés sur les matériaux des ouvrages d'assainissement, sont les meilleurs indicateurs pour le démarrage des travaux de maintenance.

Pour l'évaluation de l'impact maximal de la maintenance sur le ruissellement, le taux de sédiments et le coefficient de rugosité des conduites seront appliqués ensemble. Les valeurs de ces paramètres sont les mêmes que ceux appliqués aux points a et b précédents.

Les résultats de simulations présentés au Tableau 4.11 confirment les commentaires qui ont été faits aux points a et b précédents.

En effet, au niveau du sous bassin en tête de réseau, on note qu'il n'y a pas eu de variation du volume ruisselé malgré le manque d'entretien que nous avons simulé; par contre, l'IPH atteint la valeur de 100. Il y a donc débordement sur la chaussée au regard. Le taux de débordement est de 44,70 %.

Le volume ayant atteint l'exutoire du bassin versant étendu a baissé de 19,66 % par rapport au volume de ruissellement généré avant les simulations du manque d'entretien. Le volume de ruissellement généré par le sous bassin versant tête de réseau est resté constant à l'assignation aux conduites des valeurs des paramètres qui correspondent au manque d'entretien.

Le taux de variation négatif (-19,66) du volume ruisselé constaté à l'exutoire du bassin versant étendu est la conséquence de l'incapacité des conduites à drainer le ruissellement produit au niveau des sous bassins suite à leur vétusté et le manque d'entretien. L'IPH a atteint la valeur de 74,22 à l'exutoire du bassin versant étendu; il n'y a donc pas de débordement de regard sur la chaussée à l'exutoire du bassin versant étendu car la totalité du ruissellement généré au niveau des sous bassins versant n'a pas pu être transporté jusqu'à l'exutoire.

### **4.3 Analyse et interprétation des résultats de l'étude du bassin versant étendu**

Vu le nombre important d'indicateurs d'impact souvent contradictoires à analyser, l'utilisation d'un outil d'aide à la décision logique et bien structuré s'imposait. Selon Prabhu et al. (2000), la méthode d'analyse multicritère, outil d'aide à la décision, développé pour résoudre les problèmes multicritères complexes est un bon moyen pour faciliter la prise de décision.

Pour rendre mitigées les décisions que nous prendrons à la suite de l'analyse des indicateurs d'impacts, nous adopterons la méthode de l'analyse multicritères. L'impact de chaque paramètre sera analysé individuellement.

Également, comme présentés ci-dessous les trois groupes d'impacts que nous avons arrêtés et qui sont : les changements climatiques, l'urbanisme et la maintenance de réseaux seront analysés.

**Les paramètres qui caractérisent les changements climatiques; la pluie d'intensité variable :**

- pluie de Chicago de 1974 majorée,
- pluie de Chicago de 1974 mise à jour.

**Les paramètres qui caractérisent l'urbanisme :**

- surfaces imperméables,
- infiltration dans le sol,
- rugosité des surfaces perméables.

**Les paramètres qui caractérisent la maintenance des réseaux :**

- hauteur de sédiments dans les conduites,
- rugosité des conduites.

Pour l'évaluation des impacts des paramètres de simulations, nous avons retenu les trois indicateurs d'impacts que nous avons utilisés lors de l'estimation des impacts des paramètres de simulations au cours de l'étude : l'IPH, le taux de variation du volume ruisselé et le taux de débordement du volume ruisselé. Ils ont été utilisés pour évaluer l'ensemble des paramètres de l'étude repartis en trois groupes de paramètres ci-dessus cités.

La mise en œuvre de la méthode d'analyse multicritère à ce stade de l'étude, comporte deux étapes principales : la pondération et le traitement des indicateurs d'impact.

### **4.3.1 Pondération des indicateurs d'impacts**

La pondération des indicateurs d'impact sera réalisée selon la procédure suivante : ranger les indicateurs d'impact par ordre d'importance, établir une échelle de valeurs permettant d'attribuer une cote d'importance relative à chaque indicateur d'impact

#### **Ranger les critères par ordre d'importance**

Cette étape vise à donner un ordre d'importance à chaque indicateur d'impact afin de pouvoir prendre une décision entre un indicateur et un autre.

Le poids sera retenu pour exprimer l'importance accordée aux indicateurs d'impact, les uns par rapport aux autres. Les indicateurs seront pondérés pour tenir compte de leur poids dans le processus de l'apparition des débordements de réseau.

Pour donner l'allure générale du classement des critères d'impact, nous les avons classés par ordre d'importance : le taux de variation du ruissellement, l'IPH et le taux de débordement. En appliquant la même pondération pour les trois indicateurs d'impact, la pondération pour chaque indicateur serait de 33,33 % sur un total de 100%.

L'existence de ruissellement est la condition sine qua non à l'apparition de débordement de réseau. Pour marquer cette prépondérance, la pondération affectée au taux de variation du ruissellement aura un coefficient de 1,5. La pondération pour le taux de variation du ruissellement sera alors 50 au lieu de 33,33.

L'IPH est un critère majeur, qui a été retenu pour qualifier la capacité des réseaux dans sa mission principale, qui est de collecter et d'évacuer les eaux de pluie lors d'un événement pluvieux. Sa valeur renseigne sur la mise en charge, la survenue d'un débordement de réseau. Pour marquer cette prépondérance par rapport au taux de débordement, la pondération de l'IPH aura un coefficient de 1. La pondération pour l'IPH est donc 33.

Enfin, la pondération du taux de débordement qui quantifie le débordement aura un coefficient de 0,5. La pondération du taux de débordement de réseau sera donc 17.

Le Tableau 4.12 résume les pondérations retenues pour les trois indicateurs d'impact.

Tableau 4.12 Taux de pondération des indicateurs

<b>indicateurs</b>	<b>Pondération</b>
taux de variation du volume ruisselé	50
indice de performance hydraulique	33
taux de débordement du volume ruisselé.	17

### **Établir une échelle de valeurs**

Cette étape vise à évaluer les indicateurs d'impact sur une échelle de valeurs. Il s'agit d'attribuer une cote d'importance relative à chaque indicateur d'impact en fonction la valeur atteinte.

À cet effet, une échelle de valeurs sera mise œuvre; elle sera graduée 1 à 10. Les plages des valeurs des indicateurs d'impact obtenues lors des simulations ont été réparties sur cette échelle comme présentée au Tableau 4.13

Tableau 4.13 Échelle de valeurs des impacts

IPH			Taux de variation du volume ruisselé (%)			Taux de débordement du volume ruisselé (%)		
de	à	côte	de	à	côte	de	à	côte
0	10	1	0	50	1	0	5	1
10	20	2	50	100	2	5	10	2
20	30	3	100	150	3	10	15	3
30	40	4	150	200	4	15	20	4
40	50	5	200	250	5	20	25	5
50	60	6	250	300	6	25	30	6
60	70	7	300	350	7	30	35	7
70	80	8	350	400	8	35	40	8
80	90	9	400	450	9	40	45	9
90	100	10	450	510	10	45	50	10

#### 4.3.2 Traitement des indicateurs d'impact

Les termes suivants ont été utilisés pour monter les tableaux multicritères : Tableau 4.14 et le Tableau 4.15 :

- pond : la pondération attribuée à chaque indicateur d'impact;
- valeur : les résultats issus des équations (3.1) pour l'IPH, (3.3) pour le taux de variation du débit de ruissellement et (3.4) pour le taux de débordement du débit de ruissellement. Ces valeurs sont présentées au Tableau 4.4 au Tableau 4.11;
- côte : la côte attribuée à l'indicateur d'impact dans l'échelle de valeurs présentée au Tableau 4.13 ; elle est fonction de la valeur de l'indicateur d'impact et varie de 1 à 10;

- note : le produit de la côte et de la pondération. Elle permet de comparer les indicateurs d'impact. La somme des notes des trois indicateurs d'impact d'un même paramètre ou groupe de paramètres de simulations permet de le comparer aux autres;
- Manning Perm. : Manning des surfaces perméables,
- Manning cond.: Manning des conduites,
- combiné Urb.: Tous les paramètres d'urbanisme affectés ensemble,
- combiné Maint.: Tous les paramètres de maintenance affectés ensemble.

À partir des considérations annoncées ci-dessus et aux paragraphes précédents, des notes ont été estimées pour chaque paramètre ou groupe de paramètres dans deux matrices multicritères présentées au Tableau 4.14 et au Tableau 4.15. Les tableaux multicritères ont été scindés en deux parties.

À titre d'exemple, le paramètre pluie qui a un IPH de 100, en se référant au Tableau 4.13 de l'échelle de valeurs, on lui affectera la côte 10. L'IPH et la côte sont reportés dans le Tableau 4.14. La note est le produit de la côte et de la pondération de l'un indicateur d'impact. La note de l'IPH dans cet exemple est 333. La note totale pour le paramètre pluie est la somme des notes des trois indicateurs du paramètre pluie. Les côtes et notes ainsi estimées pour chaque paramètre sont synthétisées dans le Tableau 4.14 et le Tableau 4.15.



Sous bassin n°50

Tableau 4.14 Résultats de l'analyse multicritères du sous bassin n°50

	Pond	Pluie			Infiltration			Imperméabilisation			Manning perm		
		Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note
Indice de performance	33	100	10	333	100	10	333	100	10	333	100	10	333
Taux de variation du volume ruiselé (%)	50	111	3	150	395	8	400	439	9	450	28	1	50
Taux de débordement du volume ruiselé (%)	17	12	3	50	26	6	100	36	8	133	1	1	17
Note totale	100			533			833			917			400

	Pond	Manning cond.			Sédiment			Combiné Urb.			Combiné Maint.		
		Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note
Indice de performance	33	100	10	333	100	10	333	100	10	333	100	10	333
Taux de variation du volume ruiselé (%)	50	0	1	50	0	1	50	509	10	500	0	1	50
Taux de débordement du volume ruiselé (%)	17	1	1	17	32	7	117	42	9	150	45	9	150
Note totale	100			400			500			983			533

## Bassin versant étendu

Tableau 4.15 Résultats de l'analyse multicritères du bassin versant étendu

	Pond	Pluie			Infiltration			Imperméabilisation			Manning perm		
		Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note
Indice de performance	33	70	7	233	80	8	267	85	9	300	2	1	33
Taux de variation du volume ruiselé (%)	50	56	2	100	104	3	150	98	2	100	8	1	50
Taux de débordement du volume ruiselé (%)	17	0	1	17	0	1	17	0	1	17	0	1	17
Note totale	100			350			433			417			100

	Pond	Manning cond.			Sédiment			Combiné Urb.			Combiné Maint.		
		Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note
Indice de performance	33	14	2	67	90	9	300	96	10	333	74	8	267
Taux de variation du volume ruiselé (%)	50	0	1	50	-17	1	50	111	3	150	-20	1	50
Taux de débordement du volume ruiselé (%)	17	0	1	17	0	1	17	0	1	17	0	1	17
Note totale	100			133			367			500			333

### 4.3.3 Classement des indicateurs d'impact

Les résultats d'évaluation des paramètres de simulations sont présentés dans les matrices multicritères : Tableau 4.14 et Tableau 4.15.

À partir des résultats d'évaluation de la matrice multicritère du Tableau 4.14, nous avons tiré le classement des paramètres de simulations du sous bassin en tête de réseau par ordre d'impact. Ce classement est présenté dans le Tableau 4.16.

Tableau 4.16 Ordre d'impact des paramètres du sous bassin en tête de réseau

Paramètres analysés	Note	Rang
Combiné Urbanisme	983	1
Imperméabilisation	917	2
Infiltration	833	3
Combiné Maintenance	533	4
Pluie (CLIMAT)	533	4
sédiment	500	6
Manning conduite	400	7
Manning N perméable	400	7

L'analyse du classement du Tableau 4.16 nous permet de faire les constats suivants concernant l'ordre d'impact des paramètres du sous bassin versant n°50 :

- les paramètres liés à l'urbanisme tous assignés ensemble au bassin versant étendu arrivent en première position avec une note de 983;
- l'imperméabilisation arrive en deuxième position avec une note de 917;
- l'infiltration arrive en troisième position avec une note de 833;

- les paramètres liés à la maintenance tous appliqués ensemble arrivent en quatrième position avec une note de 533;
- les paramètres des changements climatiques arrivent également en quatrième position avec une note de 533;
- les sédiments arrivent en sixième position avec une note de 500;
- la rugosité des conduites arrive en septième position avec une note de 400;
- la rugosité des surfaces perméables arrive également en septième position avec une note de 400.

À partir des données de la matrice multicritère du Tableau 4.15, nous avons tiré le classement des paramètres de simulations du bassin versant étendu par ordre d'impact. Ce classement est présenté au Tableau 4.17.

Tableau 4.17 Ordre d'impact des paramètres du bassin versant étendu

<b>Paramètres analysés</b>	<b>Note</b>	<b>Rang</b>
Combiné urbanisme	500	1
Infiltration	433	2
Imperméabilisation	417	3
sédiment	367	4
Pluie (CLIMAT)	350	5
Combiné maintenance	333	6
Manning conduite	133	7
Manning N perméable	100	8

L'analyse du classement figurant au Tableau 4.17 nous permet de faire les constats suivants concernant l'ordre d'impact des paramètres du sous bassin versant étendu :

- les paramètres liés à l’urbanisme tous assignés ensemble au bassin versant étendu arrivent en première position avec une note de 500;
- l’infiltration arrive en deuxième position avec une note de 433;
- l’imperméabilisation arrive en troisième position avec une note de 417;
- les sédiments arrivent en quatrième position avec une note de 367;
- les paramètres des changements climatiques arrivent en cinquième position avec une note de 350;
- les paramètres liés à la maintenance tous les paramètres affectés ensemble au bassin versant étendu arrive en sixième position avec une note de 333;
- la rugosité des conduites arrive en septième position avec une note de 133;
- la rugosité des surfaces perméables arrive en huitième position avec une note de 100.

Au vu des résultats de l’analyse des indicateurs d’impacts, on note que le niveau d’impact n’est pas le même pour le sous bassin n°50 que pour le bassin étendu.

En effet, le Tableau 4.16 et le Tableau 4.17 montrent que les paramètres évalués obtiennent des notes plus importantes au niveau du sous bassin n°50 qu’au niveau du bassin versant étendu. La note maximale au niveau du sous bassin n°50 est de 983 contre 500 pour le bassin versant étendu. On constate une concordance entre l’ordre d’impact des paramètres liés à l’urbanisme tous assignés ensemble dans les deux cas de figure. Les paramètres les plus impactants sont ceux liés à l’urbanisme tous assignés ensemble, aussi bien au niveau du bassin versant étendu que du sous bassin en tête de réseau.

Le classement des paramètres obtenu lors de l’étude de généralisation des résultats de l’analyse de sensibilité, traduit le fort impact des paramètres liés à l’urbanisme, sur le ruissellement produit aussi bien par le sous bassin versant n°50 que par le bassin versant étendu. Il s’agit des paramètres combinés d’urbanisme, l’imperméabilisation du sol et l’infiltration dans le sol. Comme le montrent les résultats présentés au Tableau 4.16 et au Tableau 4.17, les trois notes les plus fortes sont attribuées aux paramètres liés à l’urbanisme.

Pour le sous bassin versant n°50 plus de 80% de la note maximale prévue ont été attribués à chacun de ces trois paramètres ou groupe de paramètres. Les autres paramètres du sous bassin n°50 obtiennent des notes proches de 50% de la note maximale prévue. Le ruissellement produit par le sous bassin n°50 ne subissant pas les effets du transport dans le réseau de drainage pourrait expliquer en partie le fort impact des paramètres liés à l'urbanisme. En effet, les impacts des paramètres liés à l'urbanisme sur le ruissellement sont mesurables à l'exutoire du sous bassin n°50 avant l'admission du ruissellement dans le réseau.

Pour le bassin versant étendu les trois notes les plus fortes sont attribuées également aux paramètres liés à l'urbanisme mais, elles sont proches de 50% de la note maximale prévue comme le montre le Tableau 4.17. Le ruissellement produit sur bassin versant étendu subit les effets du transport ce qui pourrait expliquer en partie leur niveau d'impact atteint des paramètres de simulations sur le ruissellement. Les résultats présentés au Tableau 4.17 montrent que tous les impacts des paramètres de simulations du bassin versant étendu ont été atténués comparativement ceux des paramètres du sous bassin en tête de réseau. La défaillance du réseau entraîne la rétention des volumes ruisselés au niveau des sous bassins versants, ce qui se traduit par une perte de volume ruisselé à l'exutoire du bassin versant étendu soit 19,66% du volume de ruissellement avant développement produit sur l'ensemble du bassin versant étendu comme le montrent les résultats présentés au Tableau 4.11.

**En conclusion**, la pluie qui incarne le mieux les changements climatiques obtient tout de même une note appréciable de 533 au niveau du sous bassin versant en tête de réseau, soit 54% de la note la plus élevée obtenue par les paramètres et de 350 au niveau du bassin synthétique étendu soit 70% de la note la plus élevée obtenue par les paramètres.

Également, les paramètres liés à la maintenance obtiennent des notes similaires : au niveau du sous bassin en tête de réseau les paramètres combinés de maintenance obtiennent la note de 533 et les sédiments obtiennent la note de 500. Au niveau du bassin versant étendu les

paramètres combinés liés à la maintenance obtiennent la note de 333 et les sédiments obtiennent la note de 367.

La pluie et les sédiments ne sont certes pas les paramètres les plus influents dans la génération du ruissellement, mais leur niveau d'impact nous fait prendre conscience que les effets des changements climatiques, et la maintenance du réseau sur les débordements de réseau ne sont pas négligeables. Par contre, trois paramètres ou groupe de paramètres sont les mieux classés aussi bien au niveau du sous bassin en tête de réseau que du bassin versant étendu.

On peut en déduire que le gros des efforts à faire pour juguler le phénomène de débordement de réseau ou d'inondation urbaine doit être entrepris au niveau de ces trois paramètres ou groupe de paramètres les plus influents des tableaux de classement des impacts à savoir les paramètres combinés d'urbanisme, l'imperméabilisation des sols et l'infiltration dans le sol.





## CHAPITRE 5

### ÉTUDE DE CAS : SITE DE L'ARRONDISSEMENT DE VERDUN

#### 5.1 Présentation du site

Le bassin versant qui fait l'objet d'étude de cas est celui d'un bassin versant du secteur 1 de l'arrondissement de Verdun à Montréal présenté à la Figure 5.1. Le secteur 1 est desservi par un réseau unitaire; il est limité à l'Ouest par le canal de l'aqueduc et l'usine de filtration de la ville de Montréal et inclut une partie du terrain occupé par cette usine. Au Nord, il est délimité par le territoire de la ville de Montréal, au Sud par la 1ere avenue et à l'Est par le fleuve Saint-Laurent. Sa superficie totale est de 177ha environ, sa pente moyenne est de 1%.

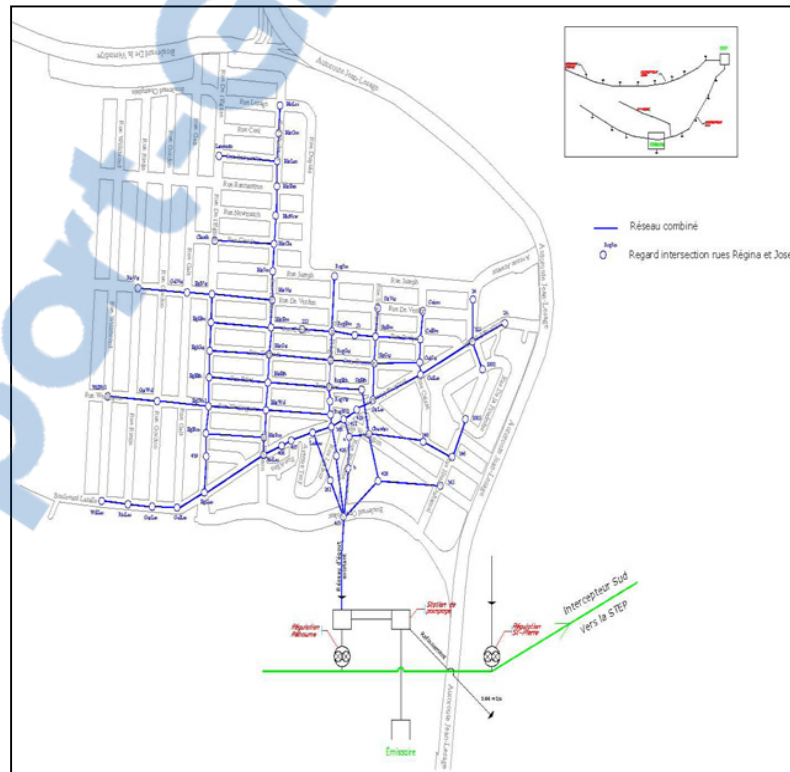


Figure 5.1 Plan du secteur 1 de l'arrondissement de Verdun  
Tirée de Sebti (2011, p. 86)

Le bassin versant du secteur 1 de l'arrondissement de Verdun qui fait l'objet de notre étude est présenté à la Figure 5.2. Selon Sebti (2011), ce bassin versant est le siège de la plupart des inondations dans l'arrondissement de Verdun.

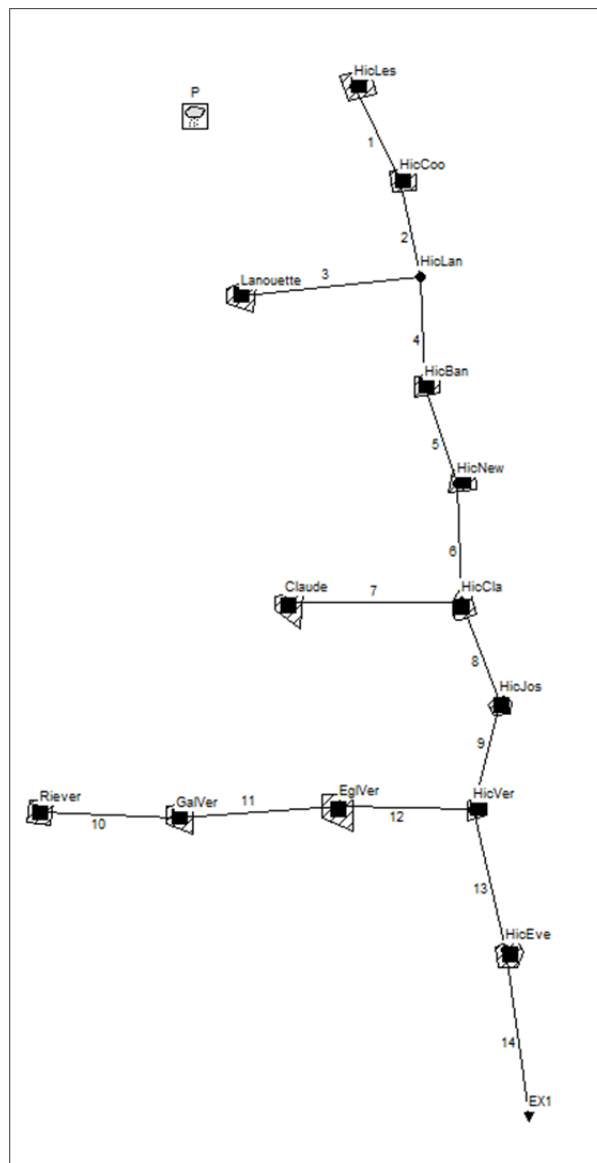


Figure 5.2 Le bassin versant du secteur 1 de Verdun retenu pour l'étude de cas

Le bassin versant de l'étude de cas draine une superficie totale de 60ha environ. Elle est subdivisée en 13 sous bassins versants. Les pentes des conduites sont faibles et elles varient entre 0,13% et 1.23%; le taux de remplissage des conduites varie entre 38% et 100%; les vitesses maxi dans les conduites varient de 0,62m/s et 2,52m/s. L'ensemble des caractéristiques de chaque sous-bassin versant et des conduites de drainage sont présentés à l'ANNEXE VI. du Tableau-A VI-1 au Tableau-A VI-4.

## 5.2 Affectation des paramètres au bassin versant de Verdun

Le site de Verdun nous servira d'étude de cas notamment le bassin retenu pour valider les résultats obtenus lors de l'étude du bassin versant synthétique étendu.

Dans un premier temps, une simulation initiale sera réalisée sur un bassin versant retenu en l'état. Les résultats de cette première simulation serviront de base de comparaison pour les résultats des autres simulations que nous réaliserons au cours de cette étude.

Dans un deuxième temps, les paramètres les plus influents utilisés lors de l'étude sur le bassin versant synthétique, seront assignés au bassin versant de l'étude, pour simuler l'effet des changements climatiques, de l'urbanisme et de la maintenance des réseaux.

Nous conserverons les mêmes regroupements des paramètres de simulations que lors de la généralisation des résultats de l'étude de sensibilité sur bassin versant synthétique étendu :

1. Les paramètres qui caractérisent les changements climatiques; la pluie d'intensité variable. Pour représenter la pluie d'intensité variable, nous avons retenu la pluie de Chicago de 1974 qui sera majorée pour simuler l'effet des CC,
2. Les paramètres qui caractérisent l'urbanisme :
  - surfaces imperméables,

- infiltration dans le sol,
- rugosité des surfaces perméables.

3. Les paramètres qui caractérisent la maintenance des réseaux :

- hauteur de sédiments dans les conduites,
- rugosité des conduites.

Nous utiliserons en grande partie la méthodologie utilisée lors de l'étude du bassin versant synthétique étendu.

Lors de l'étude du bassin versant étendu, nous avons conclu que la pluie type Chicago de Mitci (1974) majorée de 30% et la pluie type Chicago de Mitci (1974) mise à jour par Osseyrane (2011) ont pratiquement les mêmes caractéristiques. Au cours de cette étude, nous utiliserons uniquement la pluie de type Chicago, de Mitci (1974) majorée.

Aux termes de chaque simulation, les impacts des paramètres qui caractérisent les changements climatiques, l'urbanisme, et la maintenance des réseaux sur la génération du ruissellement seront évalués, à l'aide d'indicateurs d'impacts que sont l'IPH, le taux de variation du volume généré, le taux de débordement du volume généré.

Les indicateurs d'impacts seront analysés. Les enseignements seront alors tirés de cette analyse et permettront de conforter les résultats obtenus lors de l'étude du bassin versant synthétique étendu. Cette démarche nous amènera à une réponse mitigée au thème de l'étude.

### **5.3 Synthèse des résultats de l'étude du bassin versant de Verdun**

Dans les paragraphes qui suivent, nous présentons les résultats de l'estimation des indicateurs d'impact obtenu lors des simulations réalisées avec chaque paramètre et chaque groupe de

paramètres. Les résultats concernent l'IPH des conduites calculé avec l'équation (3.1); la variation du débit de ruissellement calculée avec de l'équation (3.3) et le taux de débordement du volume ruisselé calculé avec l'équation (3.4).

Après la présentation des résultats de l'estimation des indicateurs d'impact hydrologiques et hydrauliques dans les paragraphes qui suivent, nous procéderons à leurs analyses et interprétations au paragraphe 5.4.

### **5.3.1 Analyse de l'impact des changements climatiques**

Nous présentons les synthèses des résultats des indicateurs d'impact des paramètres des CC. Deux scénarios seront évalués :

- le premier scénario concernera l'utilisation de la pluie de Chicago obtenue avec les courbes IDF de Mitci (1974) sans majoration dont les résultats seront utilisés comme base de comparaison. Ces résultats sont présentés à l'ANNEXE VII. Tableau-A VII-1 à Tableau-A VII-4;
- Le deuxième scénario concernera l'utilisation de la pluie de Chicago obtenue avec les courbes IDF de Mitci (1974) qui sera majorée de 30% pour simuler l'effet des CC. La pluie majorée sera affectée au bassin versant du secteur 1 de Verdun retenu pour l'étude de cas. La différence entre l'impact de la pluie de Mitci (1974) sans majoration et l'impact de cette même pluie majorée de 30% sera considérée comme un effet des CC.

#### **Pluie de Chicago de 1974 majorée**

Au cours de cette simulation, nous utiliserons la pluie de Chicago obtenue avec les courbes IDF de Mitci (1974) majorée de 30% pour simuler l'effet des changements climatiques sur le ruissellement. Cette pluie sera affectée au bassin versant du secteur 1 de Verdun.

Le Tableau 5.1 présente la synthèse des résultats de l'impact de la pluie majorée sur le ruissellement généré par le bassin versant du secteur 1 de Verdun.

Tableau 5.1 Synthèse des résultats de l'impact de la pluie majorée sur le ruissellement

<b>Taux de majoration de la pluie de 1974</b>		<b>0 %</b>	<b>30 %</b>
Sous bassin RieverB (Tête réseau)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	927	1546
	Ligne piézométrique (m)	14,21	16,66
	IPH	0,00	79,23
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	66,77
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,00
Sous bassin HicEveB (Exutoire)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	5000	8172
	Ligne piézométrique (m)	12,47	12,88
	IPH	0,00	3,18
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	63,44
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,00

Les résultats de simulations présentés au Tableau 5.1 confirment l'augmentation du volume initial de ruissellement avec l'augmentation de l'intensité de la pluie comme le montraient les résultats de l'analyse de sensibilité et la généralisation de ces résultats sur le bassin versant synthétique étendu.

Concernant l'impact de la pluie majorée de 30%, nous constatons comme le montre le Tableau 5.1 que :

- le volume de ruissellement obtenu, est 1,63 fois le volume de ruissellement avant majoration de la pluie pour bassin versant du secteur 1 de Verdun et 1,67 fois le volume de ruissellement avant majoration de la pluie pour le sous bassin versant en tête de réseau;

- l'IPH du réseau se dégrade. À l'exutoire du bassin versant du secteur 1 de Verdun, l'IPH atteint la valeur de 3,18. Le regard du bassin versant est donc en charge, mais il n'y a pas de débordement du regard sur la chaussée. Par contre, à l'exutoire du sous bassin versant en tête de réseau, l'IPH atteint la valeur de 79,23; il n'y a pas non plus de débordement du regard sur la chaussée, à l'exutoire du bassin en tête de réseau.

Les résultats de simulations de la pluie majorée confirment les résultats de l'analyse de sensibilité, de la généralisation des résultats de l'analyse de sensibilité sur le bassin versant étendu. En effet au niveau du ruissellement, le volume ruisselé a augmenté comme le montrent les résultats présentés Tableau 5.1.

### **5.3.2 Analyse de l'impact de l'urbanisme**

Les synthèses des résultats de simulations concernent chacun des paramètres liés à l'urbanisme : les surfaces imperméables, l'infiltration dans le sol et la rugosité des surfaces perméables assignée seule à l'ensemble du bassin versant du secteur 1 de Verdun, puis tous les paramètres liés à l'urbanisme affectés tous ensemble pour simuler leur impact maximal.

#### **Surfaces imperméables**

Pour l'évaluation de l'impact de l'imperméabilisation du sol sur le ruissellement, nous avons assigné à l'ensemble du bassin versant du secteur 1 de Verdun un taux de surface imperméable de 85% pour simuler l'effet de l'urbanisation du bassin versant. Pour le centre-ville, le taux d'imperméabilité se situe entre 0,8 et 1 (CERTU, 2003). Initialement, le taux d'imperméabilité était de 30%.

Le Tableau 5.2 présente la synthèse des résultats des simulations effectuées et l'estimation des indices d'impacts.

Tableau 5.2 Synthèse des résultats de l'impact de l'imperméabilisation

<b>Taux de surface imperméable</b>		<b>Initial</b>	<b>85 %</b>
Sous bassin RieverB (Tête réseau)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	927	2348
	Ligne piézométrique (m)	14,21	17,20
	IPH	0,00	100
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	153,29
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,17
Sous bassin HicEveB (Exutoire)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	5000	11540
	Ligne piézométrique (m)	12,47	13,16
	IPH	0,00	21,02
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	130,80
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0

Les résultats de simulations présentés au Tableau 5.2 confirment l'augmentation du volume de ruissellement avec l'augmentation du taux d'imperméabilité comme le montraient les résultats de l'analyse de sensibilité et ceux de la généralisation des résultats de l'analyse de sensibilité sur le bassin versant synthétique étendu.

Concernant l'impact des surfaces imperméables sur le ruissellement, nous constatons comme le montre le Tableau 5.2 que :

- pour un taux d'imperméabilité de 85%, le volume initial du ruissellement du bassin versant du secteur 1 de Verdun est multiplié par 2,31; pour le sous bassin versant en tête de réseau le volume initial ruisselé est multiplié par 2,53;
- l'IPH du réseau se dégrade. À l'exutoire du bassin versant du secteur 1 de Verdun, l'IPH atteint la valeur de 21,02. Le regard est en charge, mais il n'y a pas de débordement sur la chaussée;



- par contre, à l'exutoire du sous bassin versant en tête de réseau, l'IPH atteint la valeur de 100. Il y a donc un débordement sur la chaussée au regard à l'exutoire du sous bassin versant en tête de réseau et taux de débordement atteint 0,17%.

### Infiltration dans le sol

Pour simuler l'impact de l'infiltration dans le sol sur le ruissellement, nous assignerons à l'ensemble du bassin versant retenu du secteur 1 de Verdun une intensité d'infiltration de 5 mm/h pour la valeur maximale et 1,5mm/h pour la valeur minimale. L'intensité d'infiltration avant les simulations de l'effet de l'urbanisation est de 75mm/h pour la valeur maximale et 12,5mm/h pour la valeur minimale.

Le Tableau 5.3 présente la synthèse des résultats de l'impact de l'infiltration dans le sol sur le ruissellement.

Tableau 5.3 Synthèse des résultats de l'impact de l'infiltration dans le sol

<b>Intensité d'infiltration</b>		<b>75/12,5 mm/h</b>	<b>5/1,5 mm/h</b>
Sous bassin RieverB (Tête réseau)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	927	2447
	Ligne piézométrique (m)	14,21	17,20
	IPH	0,00	100
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	163,97
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,16
Sous bassin HicEveB (Exutoire)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	5000	11983
	Ligne piézométrique (m)	12,47	13,17
	IPH	0,00	21,66
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	139,66
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,00

Les résultats de simulations présentés au Tableau 5.3 confirment que le volume de ruissellement avant l'urbanisation augmente lorsque l'intensité d'infiltration diminue, comme le montraient les résultats de l'analyse de sensibilité et de la généralisation de ces résultats sur le bassin versant synthétique étendu.

Concernant l'impact de l'infiltration, nous constatons comme le montre le Tableau 5.3 que pour une intensité d'infiltration de 5mm/h pour la valeur maximale et 1,5mm/h pour la valeur minimale:

- le volume initial de ruissèlement du bassin versant du secteur 1 de Verdun est multiplié par 2,39; pour le sous bassin versant en tête de réseau le volume initial ruisselé est multiplié par 2,64;
- l'IPH du réseau se dégrade. À l'exutoire du bassin versant du secteur 1 de Verdun, l'IPH atteint la valeur de 21,66. Le regard est donc en charge, mais il n'y a pas de débordement sur la chaussée;
- par contre, à l'exutoire du sous bassin versant en tête de réseau, l'IPH atteint la valeur de 100. Il y a un débordement sur la chaussée au regard à l'exutoire du sous bassin versant en tête de réseau et le taux de débordement atteint 0,16%.

Le bassin versant du secteur 1 de Verdun est peu imperméabilisé; en simulant l'effet de l'urbanisation en augmentant l'imperméabilisation des surfaces et diminuant l'intensité de l'infiltration, on augmente le ruissellement selon la théorie d'infiltration de Horton. Les résultats présentés au Tableau 5.2, au Tableau 5.3 et les interprétations des résultats que nous venons de faire aux deux paragraphes précédents le confirment l'augmentation.

### **Rugosité des surfaces perméables**

Pour simuler l'effet de l'urbanisation sur le bassin versant du secteur 1 de Verdun, nous avons affecté à l'ensemble du bassin versant le coefficient de Manning des surfaces perméables de 0,011. Initialement, ce coefficient était de 0,03.

Le Tableau 5.4 présente la synthèse des résultats de l'impact de la rugosité des surfaces perméables sur le ruissellement.

Tableau 5.4 Synthèse des résultats de l'impact de la rugosité des surfaces perméables

<b>Manning des surfaces perméables</b>		<b>0.03 initial</b>	<b>0.011</b>
Sous bassin RieverB (Tête réseau)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	927	985
	Ligne piézométrique (m)	14,21	15,76
	IPH	0,00	44,62
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	5,93
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,00
Sous bassin HicEveB (Exutoire)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	5000	5271
	Ligne piézométrique (m)	12,47	12,56
	IPH	0,00	0,00
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	5,42
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,00

Les résultats de simulations présentés au Tableau 5.4 confirment l'augmentation du volume initial de ruissellement avec la diminution du coefficient de Manning pour les surfaces perméables comme le montraient les résultats de l'analyse de sensibilité et résultats de la généralisation sur le bassin versant synthétique étendu.

Concernant l'impact de la rugosité des surfaces perméables sur le ruissellement, nous constatons comme le montre le Tableau 5.4 :

- pour un coefficient de Manning N perméable de 0,011, le volume initial de ruissèlement du bassin versant du secteur 1 de Verdun est multiplié par 1,05; pour le sous bassin versant en tête de réseau le volume initial ruisselé est multiplié par 1,06;
- l'Affectation de 0,011 comme coefficient de Manning des surfaces perméables, à l'ensemble du bassin versant du secteur 1 de Verdun, ne dégrade pas l'IPH du réseau. À

l'exutoire du bassin versant du secteur 1 de Verdun, l'IPH reste égal à 0. Le regard n'est donc pas en charge, l'écoulement est gravitaire dans la conduite;

- par contre, à l'exutoire du sous bassin versant en tête de réseau, l'IPH atteint la valeur de 44,62. Le regard est en charge mais il n'y a pas de débordement sur la chaussée au regard à l'exutoire du sous bassin versant en tête de réseau.

### Paramètres liés à l'urbanisme

Les trois paramètres liés à l'urbanisme : l'imperméabilisation des surfaces, l'infiltration dans le sol et la rugosité des surfaces perméables seront tous assignés ensemble au bassin versant du secteur 1 de Verdun pour simuler l'impact maximum de l'urbanisme sur le ruissellement. Les valeurs de ces paramètres à assigner au bassin versant du secteur 1 de Verdun, sont les mêmes que ceux appliqués aux points a, b et c précédents.

Le Tableau 5.5 présente la synthèse des résultats de l'impact sur le ruissellement, de l'ensemble des paramètres d'urbanisme tous assignés ensemble au bassin versant.

Tableau 5.5 Synthèse des résultats de l'impact de l'urbanisme

<b>Paramètres combinés</b>		<b>Mini</b>	<b>Maxi</b>
Sous bassin RieverB (Tête réseau)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	927	2674
	Ligne piézométrique (m)	14,21	17,20
	IPH	0,00	100
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	188,46
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,19
Sous bassin HicEveB (Exutoire)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	5000	12629
	Ligne piézométrique (m)	12,47	13,17
	IPH	0,00	21,66
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	152,58
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,00

Les résultats de simulations présentés au Tableau 5.5 confirment les commentaires qui ont été faits aux points a, b et c.

Concernant l'impact de l'ensemble des paramètres d'urbanisme tous assignés ensemble au bassin versant de l'étude de cas, nous constatons comme le montre le Tableau 5.5 :

- le volume ruisselé est 2,88 fois le volume de ruissellement initial pour le sous bassin versant en tête de réseau, et de 2,53 fois pour le bassin versant du secteur 1 de Verdun;
- les résultats des simulations effectuées en assignant les trois paramètres ensemble montrent que le l'IPH se dégrade. À l'exutoire du bassin versant du secteur 1 de Verdun, l'IPH atteint la valeur de 21,66; le réseau est en charge mais il n'y a pas de débordement des eaux de ruissellement sur la chaussée;
- par contre, à l'exutoire du sous bassin versant en tête de réseau, l'IPH atteint la valeur de 100; il y a donc un débordement sur la chaussée au regard à l'exutoire du sous bassin versant en tête de réseau et taux de débordement atteint 0,19%.

Le sous bassin en tête de réseau est sensible aux variations des trois paramètres liés à l'urbanisme. L'assignation simultanée des ces trois paramètres devrait produire l'impact maximum comme le confirment les résultats du Tableau 5.5. On note également que les valeurs des indicateurs sont plus faibles au niveau du bassin versant du secteur 1 de Verdun qu'au niveau du sous bassin en tête de réseau.

### **5.3.3 Analyse de l'impact de la maintenance**

Les synthèses des résultats de simulations se rapportent à chacun des paramètres liés à la maintenance : les sédiments et la rugosité des conduites assigné seul à l'ensemble du bassin versant du secteur 1 de Verdun, puis tous les paramètres liés à la maintenance affectés tous ensemble pour simuler leur impact maximum sur le ruissellement.

## Sédiments

Pour l'évaluation de l'impact des sédiments sur le ruissellement, nous avons assigné à l'ensemble des conduites du bassin versant du secteur 1 de Verdun une hauteur de sédiment équivalant à 50% de leur diamètre. Initialement, les conduites étaient considérées propres et sans sédiments.

Le Tableau 5.6 présente la synthèse des résultats de l'impact des sédiments sur le ruissellement.

Tableau 5.6 Synthèse des résultats de l'impact de la sédimentation

<b>Taux de hauteur de sédiment</b>		<b>0 %</b>	<b>50 %</b>
Sous bassin RieverB (Tête réseau)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	927	929
	Ligne piézométrique (m)	14,21	17,20
	IPH	0,00	100
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	0,22
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,22
Sous bassin HicEveB (Exutoire)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	5000	5021
	Ligne piézométrique (m)	12,47	13,86
	IPH	0,00	65,61
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	0,42
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,00

Les résultats de simulations présentés au Tableau 5.6 montrent que volume de ruissellement est resté quasiment constant à l'assignation de hauteur de sédiment représentant 50% du diamètre des conduites. La présence de sédiments dans les conduites n'a pas affecté la génération du ruissellement du bassin versant. Le taux de variation du volume de

ruissellement est de 0,22% pour le sous bassin versant en tête de réseau et de 0,42% pour bassin versant du secteur 1 de Verdun.

L'assignation de 50% de hauteur de sédiments à l'ensemble des conduites drainant le bassin versant du secteur 1 de Verdun, dégrade la performance du réseau comme le montrent les résultats présentés au Tableau 5.6 :

- à l'exutoire du bassin versant du secteur 1 de Verdun, l'IPH atteint la valeur de 65,61; le regard est donc en charge, mais il n'y a pas de débordement de réseau sur la chaussée;
- par contre, à l'exutoire du sous bassin versant en tête de réseau, l'IPH atteint la valeur de 100. Il y a donc débordement sur la chaussée au droit du regard à l'exutoire du sous bassin versant en tête de réseau et le taux de débordement atteint 0,22%.

L'impact de la présence de sédiments affecte peu le ruissellement. En effet, la présence de sédiments dans les conduites n'interfère pas dans la génération du ruissellement. Par contre, leur présence affecte le transport comme le montre le Tableau 5.6 où l'on constate une dégradation de l'IPH aussi bien au niveau des conduites du sous bassin versant en tête de réseau qu'au niveau des conduites du bassin versant du secteur 1 de Verdun.

### **Rugosité des conduites**

Pour simuler l'effet du vieillissement du réseau, nous affecterons à l'ensemble des conduites du bassin versant du secteur 1 de Verdun un coefficient de Manning pour les conduites de 0,018. Cette valeur est conforme aux valeurs publiées par Highway, Hydrology et Hydraulics (2007); initialement, le coefficient de Manning pour les conduites était de 0,012 sur l'ensemble du bassin versant du secteur 1 de Verdun.

Le Tableau 5.7 présente la synthèse des résultats de l'impact de la rugosité des conduites sur le ruissellement.

Tableau 5.7 Synthèse des résultats de l'impact de la rugosité des conduites

<b>Manning des conduites</b>		<b>0,012</b>	<b>0,018</b>
Sous bassin RieverB (Tête réseau)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	927	927
	Ligne piézométrique (m)	14,21	16,33
	IPH	0,00	66,54
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	0,00
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,00
Sous bassin HicEveB (Exutoire)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	5000	4978
	Ligne piézométrique (m)	12,47	12,61
	IPH	0,00	0,00
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	-0,44
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,00

Les résultats de simulations présentés au Tableau 5.7 montrent que volume initial de ruissellement est resté quasiment constant à l'assignation du coefficient de rugosité pour simuler l'effet du vieillissement du réseau. L'Affectation de 0,018 comme coefficient de rugosité aux conduites drainant le bassin versant du secteur 1 de Verdun n'a pas affecté la génération de ruissellement du bassin versant. Le taux de variation du volume de ruissellement est nul pour le sous bassin versant en tête de réseau et quasiment nul (-0,44%) pour et bassin versant du secteur 1 de Verdun.

Le coefficient de rugosité des conduites de 0,018 affecté à l'ensemble des conduites drainant le bassin versant du secteur 1 de Verdun, dégrade la performance du réseau pour le sous bassin versant en tête de réseau, mais n'affecte pas la performance des conduites du bassin versant du secteur 1 de Verdun comme le montrent les résultats présentés au Tableau 5.7 :

- à l'exutoire du bassin versant du secteur 1 de Verdun, l'IPH est resté constant et égal à 0. Le regard n'est donc pas en charge, l'écoulement dans la conduite à l'exutoire du bassin versant du secteur 1 de Verdun est à surface libre;



- par contre, à l'exutoire du sous bassin versant en tête de réseau, l'IPH atteint la valeur de 66,54. Le réseau est donc en charge, mais il n'y a pas de débordement sur la chaussée au droit du regard, à l'exutoire du sous bassin versant en tête de réseau.

### Paramètres liés à la maintenance

Les travaux de nettoyage et de réhabilitation sont les deux principales activités de la maintenance de réseaux. Le taux de sédiments et les désordres constatés sur les matériaux des ouvrages d'assainissement sont les meilleurs indicateurs de l'état de la maintenance des réseaux.

Le Tableau 5.8 présente la synthèse des résultats de l'impact sur le ruissellement de l'ensemble des paramètres de maintenance tous assignés ensemble au bassin versant du secteur 1 de Verdun.

Tableau 5.8 Synthèse des résultats de l'impact de maintenance

<b>Paramètres combinés</b>		<b>Mini</b>	<b>Maxi</b>
Sous bassin RieverB (Tête réseau)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	927	927
	Ligne piézométrique (m)	14,21	17,20
	IPH	0,00	100
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	0,00
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	10,36
Sous bassin HicEveB (Exutoire)	Volume ruisselé (m <sup>3</sup> )	5000	4442
	Ligne piézométrique (m)	12,47	14,40
	IPH	0,00	100
	Taux de variation du volume ruisselé (%)	0,00	-11,16
	Taux de débordement du volume ruisselé (%)	0,00	0,70

Pour l'évaluation de l'impact de la maintenance sur le ruissellement, le taux de sédiments et le coefficient de rugosité des conduites seront assignés ensemble à l'ensemble du bassin

versant du secteur 1 de Verdun. Les valeurs de ces paramètres sont les mêmes que ceux appliqués aux points a et b précédents.

Les résultats de simulation présentés au Tableau 5.8 confirment les commentaires qui ont été faits aux points a à b précédemment.

En effet au niveau du sous bassin en tête de réseau, on note que le volume du ruissellement avant développement n'a pas varié. Par contre, l'IPH atteint la valeur de 100, il y a donc débordement sur la chaussée au droit du regard. Le taux de débordement est de 10,36%.

Au niveau du bassin versant du secteur 1 de Verdun, le volume du ruissellement baisse de 11,16% par rapport au volume de ruissellement généré avant les simulations du manque d'entretien. Par contre, l'IPH atteint la valeur de 100, il y a donc débordement sur la chaussée au droit du regard. Le taux de débordement est de 0,70%.

À l'exutoire du bassin versant du secteur 1 de Verdun, le volume ayant atteint l'exutoire a baissé de 11,16% par rapport au volume initial ruisselé. Le volume ruisselé ne devrait pas varier à l'exutoire puisque la production du ruissellement des sous bassins est constante comme le montrent les résultats du sous bassin en tête de réseau. La perte de ruissellement est due à l'incapacité des conduites à transporter le ruissellement produit au niveau des sous bassins à cause de leur vétusté et le manque d'entretien. L'IPH du réseau atteint la valeur de 100; l'état de détérioration des conduites et autres regards diminue la capacité hydraulique du réseau provoquant ainsi un débordement de regard sur la chaussée.

#### **5.4 Analyses et interprétation des résultats de l'étude de cas**

Comme précédemment dans l'étude sur le bassin versant synthétique étendu, nous utiliserons également dans l'étude des cas, la méthode de l'analyse multicritères pour analyser l'impact des paramètres de l'étude sur le ruissellement.

L'impact de chaque paramètre sera analysé individuellement. Également, les impacts des changements climatiques, de l'urbanisme et de la maintenance de réseaux seront analysés. Les paramètres et regroupements de paramètres à évaluer sont ceux utilisés lors des simulations (*voir* Paragraphe 5.2)

La mise en application pratique de la méthode d'analyse que nous avons retenue est présentée aux paragraphes 4.3.1 et 4.3.2. Ainsi, les notes ont été estimées pour chaque paramètre et groupement de paramètres. Ces notes sont synthétisées dans deux matrices multicritères présentées au Tableau 5.9 et au Tableau 5.10. Chaque tableau multicritère a été scindé en deux pour un confort de lecture. Le fonctionnement est présenté au paragraphe 4.3.2.

Tableau 5.9 Résultats de l'analyse multicritères du sous tête de réseau

	Pond	Pluie			Infiltration			Imperméabilisation			Manning perm		
		Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note
Indice de performance	33	79	8	267	100	10	333	100	10	333	45	5	167
Taux de variation du volume ruiselé (%)	50	67	4	200	164	9	450	153	9	450	6	1	50
Taux de débordement du volume ruiselé (%)	17	0,00	1	17	0	1	17	0	1	17	0	1	17
Note totale	100			483			800			800			233

	Pond	Manning cond.			Sédiment			Combiné Urb.			Combiné Maint.		
		Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note
Indice de performance	33	67	7	233	100	10	333	100	10	333	100	10	333
Taux de variation du volume ruiselé (%)	50	0	1	50	0	1	50	188	10	500	0	1	50
Taux de débordement du volume ruiselé (%)	17	0	1	17	0	5	83	0	1	17	10	8	133
Note totale	100			300			467			850			517

Bassin versant du secteur 1 de Verdun

Tableau 5.10 Résultats de l'analyse multicritères du bassin versant du secteur 1 de Verdun

	Pond	Pluie			Infiltration			Imperméabilisation			Manning perm		
		Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note
Indice de performance	33	3	1	33	22	3	100	21	3	100	0	1	33
Taux de variation du volume ruiselé (%)	50	63	4	200	140	8	400	131	8	400	5	1	50
Taux de débordement du volume ruiselé (%)	17	0,00	1	17	0	1	17	0	1	17	0	1	17
Note totale	100			250			517			517			100

	Pond	Manning cond.			Sédiment			Combiné Urb.			Combiné Maint.		
		Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note	Valeur	côte	Note
Indice de performance	33	0	1	33	66	7	233	22	3	100	100	10	333
Taux de variation du volume ruiselé (%)	50	0	1	50	0	1	50	153	9	450	-11	1	50
Taux de débordement du volume ruiselé (%)	17	0	1	17	0	1	17	0	1	17	1	1	17
Note totale	100			100			300			567			400

#### 5.4.1 Classement des indicateurs d'impact

Les résultats d'évaluation des paramètres de simulations sont présentés dans les matrices multicritères : Tableau 5.9 et au Tableau 5.10.

À partir des résultats d'évaluation du Tableau 5.9 ainsi confectionné, nous avons tiré le classement des paramètres du sous bassin versant en tête de réseau par ordre d'impact. Ce classement est présenté au Tableau 5.11.

Tableau 5.11 Ordre d'impact des paramètres  
du sous bassin tête de réseau

<b>Paramètres analysés</b>	<b>Note</b>	<b>Rang</b>
Combiné Urbanisme	850	1
Imperméabilisation	800	2
Infiltration	800	2
Combiné Maintenance	517	4
Sédiment	467	5
Pluie (CLIMAT)	250	6
Manning des surfaces perméables	233	7
Manning des conduites	100	8

L'analyse du classement figurant au Tableau 5.11 nous permet de faire les constats suivants concernant l'ordre d'impact des paramètres du sous bassin tête de réseau :

- les paramètres liés à l'urbanisme tous assignés ensemble au sous bassin tête de réseau, arrivent en première position avec une note de 850;
- l'imperméabilisation arrive en deuxième position avec une note de 800;
- l'infiltration arrive également en deuxième position avec une note de 800;

- les paramètres liés à la maintenance tous affectés ensemble au sous bassin tête de réseau arrivent en quatrième position avec une note de 517;
- les sédiments arrivent en cinquième position avec une note de 467;
- les paramètres des CC arrivent en sixième position avec une note de 250;
- la rugosité des surfaces perméables arrive en septième position avec une note de 233;
- la rugosité des conduites arrive en huitième position avec une note de 100.

À partir des données du Tableau 5.10 ainsi confectionné, nous avons tiré le classement des paramètres du bassin versant du secteur 1 de Verdun par ordre d'impact. Les paramètres de simulations classés par ordre d'impact sont présentés au Tableau 5.12.

Tableau 5.12 Ordre d'impact des paramètres du bassin du secteur 1 de Verdun

<b>Paramètres analysés</b>	<b>Note</b>	<b>Rang</b>
Combiné Urbanisme	567	1
Infiltration	517	2
Imperméabilisation	517	2
Combiné Maintenance	400	4
sédiment	300	5
Pluie (CLIMAT)	250	6
Manning des surfaces perméables	100	7
Manning des conduites	100	7

L'analyse du classement du Tableau 5.12 nous permet de faire les constats suivants concernant l'ordre d'impact des paramètres du bassin versant du secteur 1 de Verdun :

- les paramètres liés à l'urbanisme tous assignés ensemble au bassin versant du secteur 1 de Verdun, arrivent en première position avec une note de 567;
- l'infiltration arrive en deuxième position avec une note de 517;

- l'imperméabilisation arrive également en deuxième position avec une note de 517;
- les paramètres liés à la maintenance tous affectés ensemble arrivent en quatrième position avec une note de 400;
- les sédiments arrivent en cinquième position avec une note de 300;
- les paramètres des CC arrivent en sixième position avec une note de 250;
- la rugosité des conduites arrive en septième position avec une note de 100;
- la rugosité des surfaces perméables arrive également en septième position avec une note de 100.

Au vu des résultats de l'analyse des indicateurs d'impacts, on note que le niveau d'impact n'est pas le même pour le sous bassin tête de réseau que pour bassin versant du secteur 1 de Verdun.

En effet, les Tableau 5.11 et Tableau 5.12 montrent que les paramètres évalués obtiennent des notes plus importantes au niveau du sous bassin en tête de réseau qu'au niveau du bassin versant du secteur 1 de Verdun. La note maximale au niveau du sous bassin en tête de réseau est de 850 contre 567 pour le bassin versant du secteur 1 de Verdun. Mais on constate une concordance entre l'ordre d'impact de tous les paramètres. Les paramètres liés à l'urbanisme ont les notes les plus élevées, suivis des paramètres liés à la maintenance puis des paramètres des CC, aussi bien au niveau du bassin versant du secteur 1 de Verdun que du sous bassin en tête de réseau.

Le classement des paramètres obtenu lors d'étude de cas, traduit le fort impact des paramètres liés à l'urbanisme, sur le ruissellement produit aussi bien par le sous bassin versant tête de réseau que par le bassin versant du secteur 1 de Verdun. Il s'agit des paramètres combinés d'urbanisme, l'imperméabilisation du sol et l'infiltration dans le sol. Comme le montre les Tableau 5.11 et Tableau 5.12, les trois notes les plus fortes sont attribuées aux paramètres liés à l'urbanisme.



Pour le sous bassin versant tête de réseau 80% et plus de la note maximale prévue a été attribuée aux paramètres liés à l'urbanisme. Les paramètres liés à la maintenance du sous bassin versant tête de réseau obtiennent des notes proches de 50% de la note maximale prévue. Le ruissellement produit par le sous bassin versant tête de réseau ne subissant pas les effets du transport dans le réseau de drainage pourrait expliquer en partie le fort impact des paramètres liés à l'urbanisme. Les effets des impacts des paramètres liés à l'urbanisme sur le ruissellement sont mesurables à l'exutoire du sous bassin versant tête de réseau avant son admission dans le réseau.

Pour le bassin versant du secteur 1 de Verdun les trois notes les plus fortes sont attribuées également aux paramètres liés à l'urbanisme mais, elles sont sensiblement égales à 50% de la note maximale prévue comme le montre le Tableau 5.12. Le ruissellement produit sur bassin versant du secteur 1 de Verdun subissant les effets du transport pourrait expliquer en partie leur niveau d'impact sur le ruissellement. On le constate à travers les notes présentées au Tableau 5.12 où les impacts de tous les paramètres ont été atténués comparativement au sous bassin versant tête de réseau. La défaillance du réseau entraîne la rétention des volumes ruisselés au niveau des sous bassins versants, ce qui se traduit par une perte de volume ruisselé à l'exutoire du bassin versant du secteur 1 de Verdun soit 11,16% du volume de ruissellement avant simulations des effets du développement, produit sur l'ensemble du bassin versant du secteur 1 de Verdun comme le montre les résultats présentés au Tableau 5.8. On constate également que les notes de deux paramètres sont restées les mêmes aussi bien au niveau du bassin versant en tête de réseau que du bassin versant du secteur 1 de Verdun. Il s'agit des paramètres des changements climatiques (la pluie) et du vieillissement des réseaux (Manning des conduites).

**En conclusion**, la pluie qui incarne le mieux les changements climatiques obtient tout de même un score de 250 soit 25% de la notation maximale prévue aussi bien au niveau du bassin versant en tête de réseau que du bassin versant du secteur 1 de Verdun. Elle n'est certes pas le paramètre le plus influent dans la génération du ruissellement, néanmoins, son

niveau d'impact nous fait prendre conscience que les effets des changements climatiques, sur les débordements de réseau ne sont pas négligeables.

Par contre, quatre paramètres ou groupe de paramètres sont les mieux classés aussi bien au niveau du sous bassin en tête de réseau que du bassin versant du secteur 1 de Verdun. Ce sont : le combiné d'urbanisme, l'infiltration dans le sol, l'imperméabilisation des surfaces et les sédiments. On peut en déduire que le gros des efforts à faire pour juguler le phénomène de débordement de réseau ou d'inondation urbaine doit être entrepris au niveau des quatre paramètres.

## CONCLUSION

Au terme de cette étude, il nous paraît opportun de faire un bilan pour situer les résultats des travaux par rapport aux objectifs de départ.

Au début de nos travaux, nous nous étions assignés comme objectif de mettre en évidence les causes probables de l'augmentation de la fréquence des inondations en milieu urbain. Nous avons voulu par cette étude apporter notre contribution au débat qui a cours ces dernières années, aussi bien dans la presse que dans le milieu de la recherche; à savoir qui des effets des changements climatiques, de l'urbanisme et de l'entretien des réseaux, sont responsables de l'augmentation des fréquences des inondations en milieu urbain, ce que nous avons résumé en ces termes mitigés : « Analyse des refoulements dans les réseaux de drainage urbain ». Notre ambition était d'apporter notre contribution à ce débat. Les résultats de nos travaux de recherche devraient jeter un éclairage nouveau sur cette problématique. Avec ces nouvelles données, les gestionnaires de réseaux de drainage devraient être en mesure de bâtir des stratégies plus efficaces de protection des populations et des biens contre les effets des inondations.

Sur le plan méthodologique, la démarche de l'étude a permis de mettre au point, un bassin versant synthétique en se basant sur les normes de conception et de dimensionnement des réseaux d'égouts; d'analyser sa réponse hydrologique et hydraulique, par rapport aux variations des paramètres liés à l'urbanisme et à l'entretien des réseaux d'une part, et d'autre part, par rapport aux paramètres liés aux CC.

Cette analyse a été menée à travers deux sous bassins versants pilotes aux caractéristiques différentes. Dix paramètres considérés comme influençant les débordements de réseaux ont été analysés. L'analyse de sensibilité a permis de retenir six paramètres comme les plus influents.

Ensuite les six paramètres les plus influents ont été regroupés en trois catégories. Les paramètres liés aux CC, les paramètres liés à l'urbanisme et les paramètres liés à la maintenance. Ces paramètres ont été assignés dans un premier temps au bassin versant synthétique étendu et par la suite au secteur 1 de l'arrondissement de Verdun dans une étude de cas. Un impact maximum pour chaque groupe de paramètres a été recherché en assignant simultanément tous les paramètres du même groupe au bassin versant.

Enfin, la méthode multicritère a été utilisée pour comparer les résultats obtenus lors de l'étude sur le bassin versant synthétique et de l'étude de cas réalisé sur un bassin versant du secteur 1 de Verdun. Elle a permis de classer l'impact des six paramètres par ordre d'importance. Les résultats se confirment et se recourent à travers les différentes démarches que nous avons étudiées (en tête et corps de réseau) et aboutissent aux résultats suivants :

En tête de classement, on trouve l'effet de l'urbanisation qui s'avère ainsi prépondérant et occupe les trois premiers rangs avec des notes de 800 points et plus. La maintenance vient en 2<sup>ème</sup> position et occupe les quatrième et cinquième rangs avec des notes de 517 et 467 points. Le climat vient en sixième position avec une note de 250 points. Au bas du tableau on trouve le coefficient de Manning des surfaces perméables et le coefficient de Manning des conduites au septième et huitième rang avec des notes de 233 et 100 points.

Comme on le voit, les paramètres directs les plus influents sur les débordements de réseau sont d'origine humaine, le climat qui incarne le CC, quoique important ne vient qu'en sixième position avec une note de 250 points. Nous n'ocultons pas le rôle de l'homme sur le CC mais, nous voulons que soient prises en compte les actions à effets immédiats sur la mitigation des débordements.

Finalement, il ressort que la prise en compte de trois principaux paramètres : l'Imperméabilisation, l'infiltration et les sédiments, pourrait amortir largement l'effet des changements climatiques que l'on pourrait résumer par :

- l'urbanisation aérée avec espaces verts agit ainsi à travers plusieurs paramètres qui se sont révélés durant cette étude comme facteurs fortement impactant lorsqu'ils sont pris seuls. Ainsi donc, une urbanisation qui privilégie les espaces verts, s'avère définitivement puissamment efficace pour mitiger les risques d'inondations, puisqu'on aurait alors moins de surface imperméable, plus d'infiltration, un temps de concentration plus long pour les bassins versants. La cerise sur le gâteau de cet engagement en faveur d'un maximum de verdure résiderait enfin dans l'atténuation des changements climatiques qui se sont révélés dans l'étude comme impactant sérieux sur les risques d'inondation;
- l'autre point important enfin, relevant du bon sens et qui s'est montré aussi très impactant, c'est celui de l'entretien et du renouvellement du réseau pour respectivement empêcher la formation de sédiments réducteurs des capacités de transport des canalisations et garantir la qualité de service des ouvrages.



## RECOMMANDATIONS

La pluie est sans conteste l'un des paramètres la plus importante dans la génération du ruissellement. Au cours de l'étude, elle s'est révélée comme un facteur d'influence important sur l'apparition de l'inondation. Les pluies synthétiques qui ont été considérées lors de cette étude, sont construites à partir de courbes IDF, incontournable outil de conception et d'analyse des risques hydrologiques. Les courbes IDF elles-mêmes sont construites à partir des extrêmes des pluies réelles. Malheureusement, ces données présentent souvent quelques lacunes : séries historiques courtes, couverture spatiale limitée, forte variabilité interannuelle, non-stationnarité des conditions climatiques, non-homogénéité des échantillons. Ces lacunes sont sources d'erreurs pour les courbes IDF. Dans ces conditions, il nous paraît opportun d'affiner l'impact de la pluie par l'utilisation de pluies réelles en lieu et place de pluies synthétiques.

Au cours de l'étude, nous avons considéré l'impact de tous les paramètres liés à l'urbanisme affectés ensemble d'une part et tous les paramètres liés à l'entretien des réseaux également assignés ensemble d'autre part comme références maximales d'impact dans l'étude de généralisation sur le bassin versant synthétique étendu, des résultats de l'étude de sensibilité et dans l'étude de cas d'un bassin versant du secteur 1 de l'arrondissement de Verdun.

Les résultats de l'analyse multicritères pour le sous bassin versant en tête de réseau présentés au Tableau 4.16 montrent que l'imperméabilisation, l'infiltration, le coefficient des surfaces perméables, obtiennent respectivement la note de 917, 833 et 400. L'impact maximal de ces trois paramètres représenté par « combiné d'urbanisme » obtient la note de 983. On constate la même situation au niveau des résultats de l'analyse multicritères pour le bassin versant étendu présenté au Tableau 4.17. Nous recommandons une optimisation des combinaisons de paramètres susceptibles de donner le maximum d'impact. Le résultat de cette étude rendra beaucoup plus efficace la décision des gestionnaires de réseaux d'assainissement dans la recherche de solution au problème de débordement de réseau de drainage.





## ANNEXE I

### PRÉSENTATION DE SWMM5

#### 1. Introduction

The Storm Water Management Model (SWMM) was originally developed in 1971 as a computer-based tool for simulating storm water runoff quantity and quality from primarily urban areas (Metcalf & Eddy, Inc., et al., 1971). Since then it has undergone several major updates, the last of these being Version 4.4 (Huber and Dickinson, 1992) which is available through an Oregon State University web site (<http://ccee.oregonstate.edu/swmm/>). Throughout each of these updates the general block nature of the overall program as well as the basic structure of its Fortran source code has remained more or less intact.

In 2002, the U.S. Environmental Protection Agency's Water Supply and Water Resources Division partnered with the consulting firm CDM to develop a completely re-written version of SWMM. The goal of this project was to apply modern software engineering techniques to produce a more maintainable, extensible, and easier to use model. The result of this effort, SWMM 5 (Rossman, 2005), consists of a platform-independent computational engine written in C as well as a graphical user interface for the Microsoft Windows operating system written in Delphi. A rigorous Quality Assurance (QA) program was developed to insure that the numerical results produced from the new SWMM 5 model would be compatible with those obtained from SWMM 4.4 (Schade, 2002). The new SWMM 5 software was released to the public in October of 2004.

The most numerically challenging sub-model to implement within SWMM 5 was the dynamic wave flow routing routine known as Extran (for Extended Transport). It routes non-steady flows through a general network of open channels, closed conduits, storage facilities, pumps, orifices and weirs. In contrast to simpler routing methods, this procedure can model such phenomena as backwater effects, flow reversals, pressurized flow, and entrance/exit energy losses. Rather than simply encode a line-for-line copy of Extran, SWMM 5 restructured the code in a more readable and maintainable fashion. It also employed a slightly modified computational scheme with the intent of producing more numerically stable solutions in less time.

## 2. Routing Models

It should be noted that SWMM 4.4 (hereafter referred to as simply SWMM 4) actually contains three different procedures that can be used for dynamic wave flow routing. The choice is determined by the value of the ISOL parameter provided by the user in SWMM 4's input data file. The Explicit Method (ISOL = 0) is the default and will be the method compared against in this report. Appendix A discusses this decision in more detail.

### Governing Equations

Both SWMM 4 and 5 solve the same form of the conservation of mass and momentum equations that govern the unsteady flow of water through a drainage network of channels and pipes. These equations, known as the Saint Venant equations, can be expressed in the following form for flow along an individual conduit:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{Continuity} \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2 / A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f + gAh_L = 0 \quad \text{Momentum} \quad (2)$$

where  $x$  is distance along the conduit,  $t$  is time,  $A$  is cross-sectional area,  $Q$  is flow rate,  $H$  is the hydraulic head of water in the conduit (elevation head plus any possible pressure head),  $S_f$  is the friction slope (head loss per unit length),  $h_L$  is the local energy loss per unit length of conduit, and  $g$  is the acceleration of gravity. Note that for a known cross-sectional geometry, the area  $A$  is a known function of flow depth  $y$  which in turn can be obtained from the head  $H$ . Thus the dependent variables in these equations are flow rate  $Q$  and head  $H$ , which are functions of distance  $x$  and time  $t$ .

The friction slope  $S_f$  can be expressed in terms of the Manning equation as:

$$S_f = \frac{n^2 V |V|}{k^2 R^{4/3}}$$

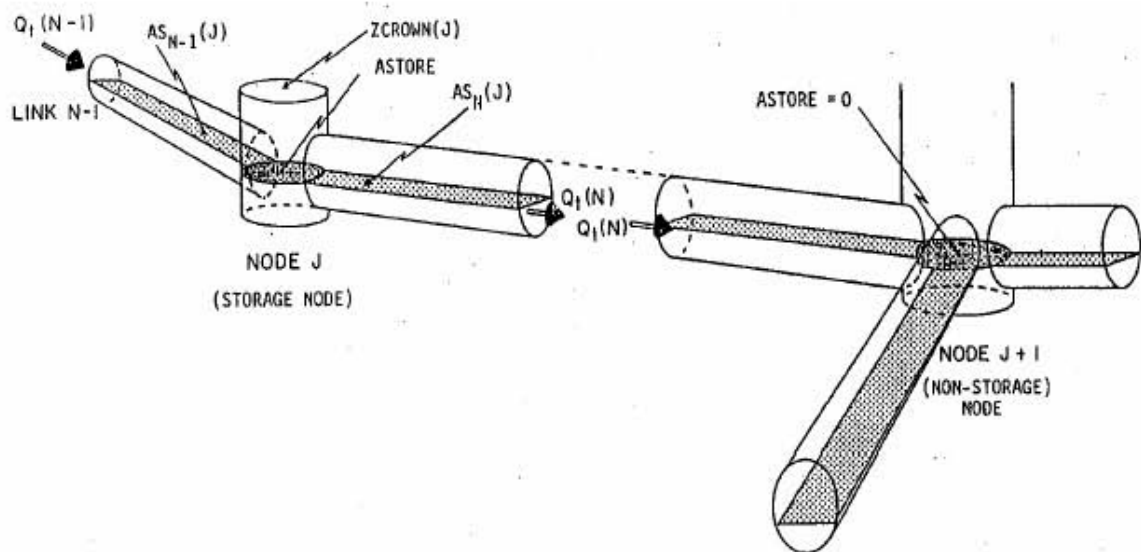
where  $n$  is the Manning roughness coefficient,  $V$  is the flow velocity (equal to the flow rate  $Q$  divided by the cross-sectional area  $A$ ),  $R$  is the hydraulic radius of the flow's cross-section, and  $k = 1.49$  for US units or 1.0 for metric units. The local loss term  $h_L$  can be expressed as  $\frac{KV^2}{2gL}$  where  $K$  is a local loss coefficient at location  $x$  and  $L$  is the conduit length.

To solve equations (1) and (2) over a single conduit, one needs a set of initial conditions for  $H$  and  $Q$  at time 0 as well as boundary conditions at  $x = 0$  and  $x = L$  for all times  $t$ .

When analyzing a network of conduits, an additional continuity relationship is needed for the junction nodes that connect two or more conduits together (see Figure 1.1). In SWMM a continuous water surface is assumed to exist between the water elevation at the node and in the conduits that enter and leave the node (with the exception of free fall drops should they occur). The change in hydraulic head  $H$  at the node with respect to time can be expressed as:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\sum Q}{A_{store} + \sum A_s} \quad (3)$$

where  $A_{store}$  is the surface area of the node itself,  $\sum A_s$  is the surface area contributed by the conduits connected to the node, and  $\sum Q$  is the net flow into the node (inflow – outflow) contributed by all conduits connected to the node as well as any externally imposed inflows. Note that the flow depth at the end of a conduit connected to a node can be computed as the difference between the head at the node and the invert elevation of the conduit.



**Figure 1.1** Node-Link Representation of a Drainage System in SWMM (from Roesner et al, 1992).

#### General Solution for Conduits

Equations (1), (2), and (3) are solved in SWMM by converting them into an explicit set of finite difference formulas that compute the flow in each conduit and head at each node for time  $t + \Delta t$  as functions of known values at time  $t$ . The equation solved for the flow in each conduit is:

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{Q_t + \Delta Q_{gravity} + \Delta Q_{inertial}}{1 + \Delta Q_{friction} + \Delta Q_{losses}} \quad (4)$$

The individual  $\Delta Q$  terms have been named for the type of force they represent and are given by the following expressions:

$$\Delta Q_{gravity} = g\bar{A}(H_1 - H_2)\Delta t / L$$

$$\Delta Q_{inertial} = 2\bar{V}(\bar{A} - A_t) + \bar{V}^2(A_2 - A_1)\Delta t / L$$

$$\Delta Q_{friction} = \frac{gn^2|\bar{V}|\Delta t}{k^2\bar{R}^{4/3}}$$

$$\Delta Q_{losses} = \frac{\sum_i K_i |V_i| \Delta t}{2L}$$

where:

$\bar{A}$  = average cross-sectional flow area in the conduit,

$\bar{R}$  = average hydraulic radius in the conduit,

$\bar{V}$  = average flow velocity in the conduit,

$V_i$  = local flow velocity at location  $i$  along the conduit,

$K_i$  = local loss coefficient at location  $i$  along the conduit,

$H_1$  = head at upstream node of conduit,

$H_2$  = head at downstream node of conduit,

$A_1$  = cross-sectional area at the upstream end of the conduit,

$A_2$  = cross-sectional area at the downstream end of the conduit.

The equation solved for the head at each node is:

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \frac{\Delta Vol}{(A_{store} + \sum As)_{t+\Delta t}} \quad (5)$$

where  $\Delta Vol$  is the net volume flowing through the node over the time step as given by:

$$\Delta Vol = 0.5 \left[ \left( \sum Q \right)_t + \left( \sum Q \right)_{t+\Delta t} \right] \Delta t$$

SWMM 4 solves equations (4) and (5) using the modified Euler method (equivalent to a 2<sup>nd</sup> order Runge-Kutta method). First Eq. (4) is solved for new flows in each conduit over a half time step  $\Delta t/2$  using the heads, areas, and velocities last computed for time  $t$ . The resulting flows are substituted into Eq. (5) to compute heads, using a time step of  $\Delta t/2$ .

Then full-step flows are found by evaluating Eq. (4) again, this time using the full time step  $\Delta t$  and using the heads, areas, and velocities found for the half-step solution. Finally, new heads for the full time step  $\Delta t$  are found by solving Eq. (5) once more with the full-step flows.

SWMM 5 solves equations (4) and (5) using a method of successive approximations with under relaxation. The procedure goes as follows:

1. A first estimate of flow in each conduit at time  $t + \Delta t$  is made by solving Eq. (4) using the heads, areas, and velocities found at the current time  $t$ . Then the same is done for heads by evaluating Eq. (5) using the flows just computed. These solutions are denoted as  $Q^{last}$  and  $H^{last}$ .
2. Eq. (4) is solved once again, using the heads, areas, and velocities that belong to the  $Q^{last}$  and  $H^{last}$  values just computed. A relaxation factor  $\Omega$  is used to combine the new flow estimate  $Q^{new}$ , with the previous estimate  $Q^{last}$  according to the equation  $Q^{new} = (1 - \Omega)Q^{last} + \Omega Q^{new}$  to produce an updated value of  $Q^{new}$ .
3. Eq. (5) is solved once again for heads, using the flows  $Q^{new}$ . As with flow, this new solution for head,  $H^{new}$ , is weighted with  $H^{last}$  to produce an updated estimate for heads,  $H^{new} = (1 - \Omega)H^{last} + \Omega H^{new}$ .
4. If  $H^{new}$  is close enough to  $H^{last}$  then the process stops with  $Q^{new}$  and  $H^{new}$  as the solution for time  $t + \Delta t$ . Otherwise,  $H^{last}$  and  $Q^{last}$  are replaced with  $H^{new}$  and  $Q^{new}$ , respectively, and the process returns to step 2.

In implementing this procedure, SWMM 5 uses a constant relaxation factor  $\Omega$  of 0.5, a convergence tolerance of 0.005 feet on nodal heads, and limits the number of trials to four.

#### Computation of Average Conduit Conditions

Evaluation of the flow updating Eq. (4) requires values for the average area ( $\bar{A}$ ), hydraulic radius ( $\bar{R}$ ), and velocity ( $\bar{V}$ ) throughout the conduit in question. Both SWMM 4 and 5 compute these values using the heads  $H_1$  and  $H_2$  at either end of the conduit from which corresponding flow depth values  $y_1$  and  $y_2$  can be derived. An average depth  $\bar{y}$  is then computed by averaging these values and is used with the conduit's cross-section geometry to compute the average area  $\bar{A}$  and hydraulic radius  $\bar{R}$ . The average velocity  $\bar{V}$  is found by dividing the most current flow value by the average area. SWMM 5 follows SWMM 4's practice of limiting this velocity to be no higher than 50 ft/sec in absolute value, so as not to allow the frictional flow adjustment term in Eq. (4) to become unbounded.

When the conduit has a free-fall discharge into either of its end nodes (meaning that the water elevation in the node is below the invert elevation of the conduit), the depth at that end of the conduit is set equal to the smaller of the critical depth and the normal flow depth for the current flow through the conduit.

### Computation of Surface Area

The surface area  $A_s$  that conduits contribute to their end nodes is computed the same way in both SWMM 4 and 5 and depends on the flow condition within the conduit. Under normal conditions it equals half the conduit's length times the average of the top width at the end- and mid-points of the conduit. These widths are evaluated before the next updated flow solution is found, using the flow depths  $y_1$ ,  $y_2$ , and  $\bar{y}$  discussed previously. If the conduit's inflow to a node is in free-fall (i.e., the conduit invert is above the node's water surface), then the conduit contributes nothing to the node's surface area.

For conduits with closed cross-sectional shapes (such as circular pipes) that are greater than 96 percent full, SWMM 4 utilizes a constant top width equal to the width when 96 percent full. This prevents the head adjustment term in Eq. (5) from blowing up as the actual top width and corresponding surface area go to 0 as the conduit approaches being full. This same practice is followed in SWMM 5.

Both programs assign a minimum surface area  $A_{store_{min}}$  to all nodes, including junctions that normally have no storage volume, to prevent Eq. (5) from becoming unbounded. The default value for this minimum area is 12.57 ft<sup>2</sup> (i.e., the area of a 4-foot diameter manhole) but can be overridden by a user-supplied value.

### Surcharge Conditions

SWMM defines a node to be in a surcharged condition when its water level exceeds the crown of the highest conduit connected to it. Under this condition the surface area contributed by any closed conduits would be zero and Eq. (3) would no longer be applicable. To accommodate this situation, SWMM uses an alternative nodal continuity condition, namely that the total rate of outflow from a surcharged node must equal the total rate of inflow,  $\sum Q = 0$ . By itself, this equation is insufficient to update nodal heads at the new time step since it only contains flows. In addition, because the flow and head updating equations for the system are not solved simultaneously, there is no guarantee that the condition will hold at the surcharged nodes after a flow solution has been reached.

To enforce the flow continuity condition, it can be expressed in the form of a perturbation equation:

$$\sum \left[ Q + \frac{\partial Q}{\partial H} \Delta H \right] = 0$$

where  $\Delta H$  is the adjustment to the node's head that must be made to achieve flow continuity. Solving for  $\Delta H$  yields:

$$\Delta H = \frac{-\sum Q}{\sum \partial Q / \partial H} \quad (6)$$

where from Eq. (4),

$$\frac{\partial Q}{\partial H} = \frac{-g\bar{A}\Delta t/L}{1 + \Delta Q_{friction} + \Delta Q_{losses}}$$

( $\partial Q/\partial H$  has a negative sign in front of it because when evaluating  $\Sigma Q$ , flow directed out of a node is considered negative while flow into the node is positive.)

Every time that Eq. (6) is applied to update the head at a surcharged node, Eq. (4) is re-evaluated to provide flow updates for the conduits that connect to the node. This process continues until some convergence criterion is met. SWMM 4 enters this iterative mode for surcharged nodes at both the half-step and full-step portions of its solution method. The user sets a convergence tolerance on the maximum fractional difference for flows found between iterations as well as the maximum number of iterations allowed. For SWMM 5, these surcharge iterations are folded into its normal set of iterations outlined previously. That is, whenever heads need to be computed in the successive approximation scheme, Eq. (6) is used in place of Eq. (5) if a node is surcharged, and no under-relaxation of the resulting head value is performed.

#### Normal Flow Condition

Both SWMM 4 and SWMM 5 limit the flow in non-surcharged conduits to be no greater than the normal Manning's flow for the current flow depth at the upstream end of the conduit whenever one of the following conditions occur:

1. The water surface slope is less than the conduit slope.
2. The Froude number, based on the water depth at either end of the conduit, is greater than 1.0.

Each condition indicates a flow regime that is supercritical. The user specifies which of these two criteria should apply.

#### Pumps, Orifices, and Weirs

Both programs model pumps, orifices, and weirs as links that connect a pair of nodes together. The flow through these links is computed as a function of the heads at their end nodes. These flows are computed during the flow evaluation step of both the SWMM 4 and 5 procedures after the flows through all of the conduits are computed.

SWMM 4 and 5 model pumps in a similar fashion, requiring the user to specify a pump curve along which the pump must operate. The pump curve can specify flow as a function of inlet node volume, inlet node depth, or the head difference between the inlet and outlet nodes. Both programs also limit the pump's flow to the inflow to the inlet node during a given time step should the pump curve flow be high enough to completely drain the inlet node during the time step.



SWMM 4 models an orifice (i.e., an enclosed opening oriented either vertically or horizontally to the flow direction) as an equivalent pipe. The length  $L$  of the equivalent pipe is computed as  $2\Delta t\sqrt{gD}$  where  $D$  is the height of the orifice opening. Its roughness coefficient is set equal to  $R^{2/3}/C_d\sqrt{2Lg}$  where  $R$  is the hydraulic radius of the full orifice opening and  $C_d$  is the discharge coefficient of the orifice. Flow through the orifice is then computed in the same fashion as for any conduit. SWMM 5 takes a more direct approach. It uses the classical orifice equation  $C_d A\sqrt{2gh}$  to compute flow when the orifice is fully submerged and a modified weir equation  $C_d A\sqrt{2gD}f^{1.5}$  when the orifice is submerged a fraction  $f$ . In these formulas,  $A$  is the area and  $D$  is the height of the full orifice opening, while  $h$  is the head across the orifice. Both programs compute a surface area contribution of the orifice to its end nodes, based on the equivalent pipe length  $L$  and the depth of water in the orifice.

SWMM 5 models weirs (i.e., an unrestricted opening oriented either transversely or parallel to the flow direction) in the same fashion as SWMM 4. An equation of the general form  $C_w L_w h^n$  is used to compute flow as a function of head  $h$  across the weir when the weir is not fully submerged.  $C_w$  is the weir's discharge coefficient,  $L_w$  is the length of its opening, and  $n$  is an exponent that depends on the type of weir being modeled (e.g., transverse, side-flow, V-notch, or trapezoidal). When the weir becomes completely submerged, both programs switch to using the orifice equation to predict flow as a function of the head across it. Weirs do not contribute any surface area to their end nodes.





Tableau-A II-2 Regards

<b>Désignation</b>	<b>Cote radier (m)</b>	<b>Profondeur regard (m)</b>
N1	49,60	4,50
N2	44,90	4,70
N3	42,10	4,50
N4	38,60	5,60
N5	36,20	4,50
N9	42,90	3,65
N13	42,90	4,15
N14	59,40	2,45
N15	58,40	2,40
N16	54,10	2,50
N17	51,50	2,60
N18	49,50	2,45
N19	46,90	2,70
N20	45,90	2,70
N21	58,40	2,60
N22	57,40	2,60
N23	54,10	2,70
N24	50,50	2,70
N25	49,50	2,60
N26	46,60	2,70
N27	45,90	2,60

Tableau-A II-3 Diviseurs de débits

Désignation	Cote radier	Profondeur regard	Conduite principale	Conduites secondaires	Hauteur de seuils
N6	54,40	2,90	C5	C27	0,30
N7	50,10	2,80	C28	C6	0,15
N8	48,10	2,85	C29	C7	0,10
N11	50,10	2,70	C31	C10	0,00
N12	46,50	3,00	C32	C11	0,30
N10	54,40	2,85	C9	C30	0,05

Tableau-A II-4 Exutoire

Désignation	Cote radier	Type de Sortie
Exutoire 28	34,00	Libre

Tableau-A II-5 Pluie

Tiré de Mitci (1974) TSM (vol.2, p. 59-74)

Pluies synthétiques de type Chicago	
Pas de temps	Intensité en mm/h
	Période de retour
	5 ans
10	34
20	77
30	41
40	16
50	10
60	8

Tableau-A II-6 Conduites

Désignation	Nœud début	Nœud fin	Longueur (m)	Coef. Manning	Diamètre (mm)
C1	N1	N2	400	0,013	1200
C2	N2	N3	425	0,013	1350
C3	N3	N4	450	0,013	1650
C4	N4	N5	800	0,013	2250
C5	N6	N1	350	0,013	825
C6	N7	N2	450	0,013	450
C7	N8	N3	300	0,013	600
C8	N9	N4	425	0,013	1350
C9	N10	N1	225	0,013	675
C10	N11	N2	245	0,013	600
C11	N12	N3	275	0,013	525
C12	N13	N4	250	0,013	1050
C13	N14	N6	405	0,013	375
C14	N15	N6	180	0,013	375
C15	N16	N7	450	0,013	375
C16	N17	N8	200	0,013	450
C17	N18	N8	250	0,013	600
C18	N19	N9	225	0,013	375
C19	N20	N9	245	0,013	600
C20	N21	N10	310	0,013	600
C21	N22	N10	325	0,013	525
C22	N23	N11	345	0,013	525
C23	N24	N12	310	0,013	525
C24	N25	N12	305	0,013	525
C25	N26	N13	300	0,013	525
C26	N27	N13	350	0,013	600
C27	N6	N7	405	0,013	525
C28	N7	N8	410	0,013	675
C29	N8	N9	400	0,013	675
C30	N10	N11	405	0,013	600
C31	N11	N12	410	0,013	750
C32	N12	N13	400	0,013	900
C33	N5	Exutoire 28	700	0,013	2250

### ANNEXE III

#### PLUIES SYNTHÉTIQUES

Tableau-A III-1 Pluies synthétiques de Mitci de 1974  
Tiré de Mitci (1974) TSM (vol.2, p. 59-74)

<b>Pluies synthétiques de type Chicago</b>				
<b>temps (min)</b>	<b>Intensité en mm/h</b>			
	<b>Période de retour</b>			
	<b>6 mois</b>	<b>1 an</b>	<b>5 ans</b>	<b>10 ans</b>
10	18	23	34	3
20	43	58	77	4
30	23	29	41	6
40	9	12	16	11
50	6	7	10	41
60	4	5	8	89
70				50
80				19
90				12
100				9
110				7
120				6
130				5
140				4
150				4
160				3
170				3
180				3

Tableau-A III-2 Pluie synthétiques de Montréal de 2010  
Adapté de Mitci (1974) TSM (vol.2, p. 59-74)

<b>Pluies synthétiques de type Chicago</b>			
<b>temps (min)</b>	<b>Intensité en mm/h</b>		
	<b>Période de retour</b>		
	<b>2 ans</b>	<b>5 ans</b>	<b>10 ans</b>
10	37	44	4
20	84	101	5
30	45	54	8
40	17	21	15
50	11	13	56
60	9	10	121
70			68
80			26
90			16
100			12
110			10
120			8
130			7
140			5
150			5
160			4
170			4
180			4

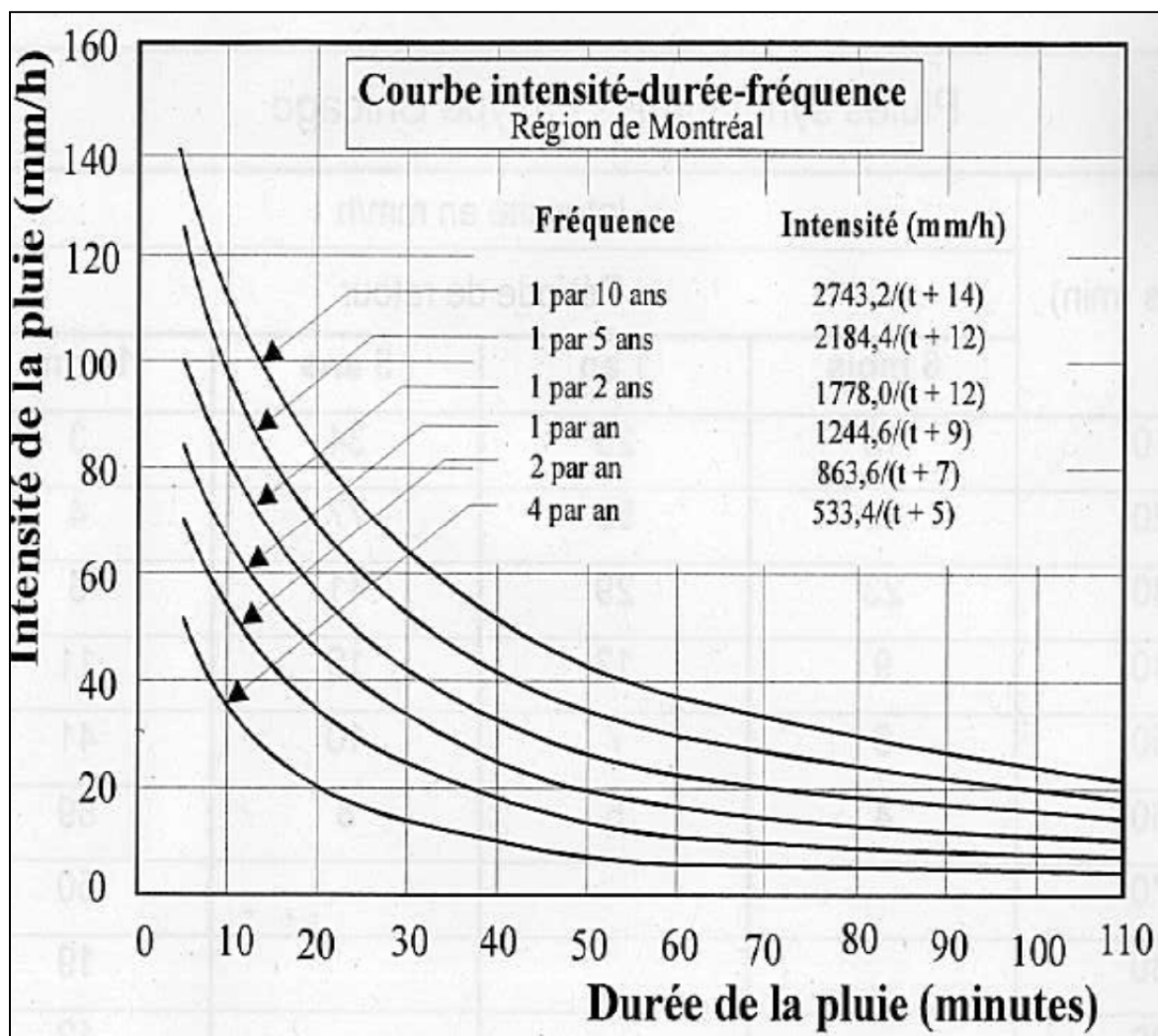


Figure-A III-1 Courbe intensité-durée-fréquence de la région de Montréal  
Tirée de Mitci (1974) TSM (vol.2, p. 59-74)

Équation-A III-1 Équations des nouvelles courbes IDF de Montréal (2010)  
Tiré de Osseyrane (2011, p. 31)

$1/2 \text{ ans}$	$I = \frac{1575}{(t+10)^{0,91}} \text{ (mm/h)}$
$1/5 \text{ ans}$	$I = \frac{1740}{(t+10)^{0,89}} \text{ (mm/h)}$
$1/10 \text{ ans}$	$I = \frac{1845}{(t+10)^{0,87}} \text{ (mm/h)}$
$1/25 \text{ ans}$	$I = \frac{2185}{(t+10)^{0,87}} \text{ (mm/h)}$
$1/50 \text{ ans}$	$I = \frac{2430}{(t+10)^{0,86}} \text{ (mm/h)}$
$1/100 \text{ ans}$	$I = \frac{2810}{(t+10)^{0,86}} \text{ (mm/h)}$



## ANNEXE IV

### RÉSULTATS INITIAUX (BV SYNTHÉTIQUE)

Tableau-A IV-1 Bassin versant

<b>Subcatchment</b>	<b>Total Precip (mm)</b>	<b>Total Infil (mm)</b>	<b>Total Runoff (mm)</b>	<b>Total Runoff (10<sup>6</sup> l)</b>	<b>Peak Runoff (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Runoff Coeff</b>
sbv29	31.00	6.20	25.09	0.25	0.18	0.809
sbv30	31.00	20.25	10.89	0.27	0.18	0.351
sbv31	31.00	21.17	9.92	0.24	0.14	0.320
sbv32	31.00	20.46	10.67	0.38	0.25	0.344
sbv33	31.00	18.73	12.42	0.52	0.35	0.401
sbv34	31.00	20.27	10.87	0.27	0.18	0.351
sbv35	31.00	14.97	16.16	0.99	0.59	0.521
sbv36	31.00	5.13	25.98	2.52	1.35	0.838
sbv37	31.00	20.78	10.34	0.63	0.40	0.334
sbv38	31.00	20.97	10.13	0.86	0.53	0.327
sbv39	31.00	13.75	17.34	3.71	1.99	0.559
sbv40	31.00	21.10	10.00	0.85	0.51	0.322
sbv42	31.00	20.07	11.08	0.81	0.55	0.357
sbv43	31.00	6.61	24.42	1.54	0.72	0.788
sbv44	31.00	1.21	30.02	0.30	0.19	0.968
sbv45	31.00	25.51	5.56	0.54	0.32	0.179
sbv46	31.00	18.24	12.89	1.10	0.70	0.416
sbv47	31.00	20.89	10.23	0.75	0.46	0.330
sbv48	31.00	19.31	11.81	0.72	0.45	0.381
sbv49	31.00	21.35	9.73	0.95	0.55	0.314
sbv50	31.00	26.07	4.99	1.12	0.64	0.161
sbv51	31.00	20.65	10.48	0.51	0.33	0.338
sbv52	31.00	22.97	8.14	0.50	0.33	0.263
sbv53	31.00	20.89	10.23	0.75	0.46	0.330
sbv54	31.00	1.23	29.76	0.95	0.42	0.960
sbv55	31.00	20.65	10.48	0.51	0.33	0.338
sbv56	31.00	20.36	10.77	0.66	0.43	0.348

Tableau-A IV-2 Nœuds

<b>Node</b>	<b>Type</b>	<b>Maximum Depth (m)</b>	<b>Maximum HGL (m)</b>
N1	Junction	0.71	50.30
N2	Junction	1.03	45.93
N3	Junction	1.03	43.13
N4	Junction	1.86	40.46
N5	Junction	1.80	38.00
N9	Junction	0.99	43.89
N13	Junction	0.84	43.74
N14	Junction	0.28	59.68
N15	Junction	0.23	58.63
N16	Junction	0.26	54.36
N17	Junction	0.27	51.77
N18	Junction	0.39	49.89
N19	Junction	0.25	47.15
N20	Junction	0.43	46.33
N21	Junction	0.45	58.85
N22	Junction	0.35	57.75
N23	Junction	0.32	54.42
N24	Junction	0.41	50.91
N25	Junction	0.42	49.92
N26	Junction	0.38	46.98
N27	Junction	0.43	46.33
Exutoire28	Outfall	1.80	35.80
N6	Divider	0.63	55.03
N7	Divider	0.49	50.59
N8	Divider	0.54	48.64
N11	Divider	0.44	50.54
N12	Divider	0.71	47.21
N10	Divider	0.53	54.93

Tableau-A IV-3 Exutoire

<b>Outfall Node</b>	<b>Maximum Flow (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Total Volume (10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>)</b>
Exutoire28	11.397	23.173

Tableau-A IV-4 Conduites

Link	Type	Maximum flow	Maximum velocity	Max/Full Flow	Max/Full Depth
		(m <sup>3</sup> /s)	(m/sec)		
C1	CONDUIT	2.712	3.16	0.64	0.72
C2	CONDUIT	3.999	3.44	0.92	0.76
C3	CONDUIT	5.701	3.07	0.71	0.81
C4	CONDUIT	11.488	3.49	1.01	0.80
C5	CONDUIT	1.283	2.92	0.93	0.77
C6	CONDUIT	0.226	1.77	0.92	0.75
C7	CONDUIT	0.657	2.94	0.89	0.74
C8	CONDUIT	3.300	2.97	0.88	0.73
C9	CONDUIT	0.963	3.19	0.96	0.79
C10	CONDUIT	0.630	2.81	0.90	0.74
C11	CONDUIT	0.420	2.30	0.96	0.79
C12	CONDUIT	2.542	3.45	0.97	0.80
C13	CONDUIT	0.156	1.74	0.92	0.76
C14	CONDUIT	0.181	1.89	0.69	0.81
C15	CONDUIT	0.134	1.35	0.81	0.84
C16	CONDUIT	0.248	1.82	0.67	0.80
C17	CONDUIT	0.345	1.56	0.75	0.75
C18	CONDUIT	0.179	1.83	0.76	0.83
C19	CONDUIT	0.580	2.25	0.85	0.86
C20	CONDUIT	0.631	2.58	0.90	0.81
C21	CONDUIT	0.319	1.66	0.77	0.83
C22	CONDUIT	0.324	1.95	0.70	0.72
C23	CONDUIT	0.435	2.40	0.95	0.78
C24	CONDUIT	0.413	2.02	0.97	0.90
C25	CONDUIT	0.301	1.80	0.88	0.72
C26	CONDUIT	0.394	1.87	0.85	0.70
C27	CONDUIT	0.335	1.91	0.73	0.77
C28	CONDUIT	0.517	1.76	0.88	0.77
C29	CONDUIT	0.783	2.54	0.98	0.80
C30	CONDUIT	0.613	2.62	0.96	0.77
C31	CONDUIT	0.688	1.91	0.66	0.77
C32	CONDUIT	1.408	2.63	0.96	0.79
C33	CONDUIT	11.397	3.35	0.98	0.80



## ANNEXE V

### LES INDICATEURS D'IMPACT DU TEST DE SENSIBILITÉ

Tableau-A V-1 Pluie type Chicago

Taux de majoration pluie	Sous bv 36 Conduite C5			Sous bv 50 Conduite C20		
	%	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)	Variation Volume (%)	IPH (%)
0	0	0	0	0	0	0
10	11,510	0	0	32,590	43	0
15	17,340	0	0	50,850	100	0,300
20	23,130	10	0	70,080	100	1,570
25	28,970	23	0	90,200	100	4,400
30	34,800	35	0	111,220	100	7,550

Tableau-A V-2 Pluie d'intensité constante

Taux de majoration de la pluie constante	Sous bv 36 Conduite C5			Sous bv 50 Conduite C20		
	%	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)	Variation Volume (%)	IPH (%)
0	0	0	0	0	0	0
10	11,51	0	0	29,35	0	0
15	17,30	0	0	47,22	0	0
20	23,24	0	0	67,87	0	0
25	29,13	0	0	90,10	0	0
30	36,06	0	0	113,77	61	0

Tableau-A V-3 Surfaces imperméables

Taux d'imperméabilité	Sous bv 36 Conduite C5			Sous bv 50 Conduite C20		
	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)
10	0	0	0	0	0	0
20	48,81	0	0	60,91	100	2,27
30	96,94	0	0	121,28	100	12,39
40	144,72	0	0	181,12	100	19,35
60	238,44	0	0	298,58	100	27,86
80	328,75	0	0	411,58	100	32,41
90	371,60	0	0	465,18	100	33,91

Tableau-A V-4 Infiltration

Intensité d'infiltration (mm/h)	Sous bv 36 Conduite C5			Sous bv 50 Conduite C20		
	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)
200	0	0	0	0	0	0
50	12,02	0	0	291,21	100	4,10
25	16,78	0	0	449,93	100	12,90
15	18,77	0	0	516,45	100	18,15
5	20,72	0	0	583,69	100	22,97

Tableau-A V-5 Pentés des sous bassins versants

Pentes des sous BV	Sous bv 36 Conduite C5			Sous bv 50 Conduite C20		
	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)
-						
0,003	0	0	0	0	0	0
0,010	1,29	0	0	16,41	0	0
0,030	2,13	0	0	37,95	100	0,14
0,060	2,57	0	0	44,12	100	1,91
0,080	2,69	0	0	48,48	100	3,64
0,100	2,77	0	0	51,80	100	5,63

Tableau-A V-6 Surfaces des sous bassins versants

Taux de majoration des surfaces	Sous bv 36 Conduite C5			Sous bv 50 Conduite C20		
	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)
%						
0	0	0	0	0	0	0
25	24,48	0	0	18,25	0	0
50	48,81	0	0	35,80	93	0
75	72,98	12	0	52,98	100	0,70
100	96,98	31	0	69,72	100	5,52

Tableau-A V-7 Hauteurs des sédiments

Hauteur de sédiments	Sous bv 36 Conduite C5			Sous bv 50 Conduite C20		
	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)
0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0
20	0	3	0	0	40	0
25	0	14	0	0	100	0,27
30	0	32	0	0	100	1,42
50	0	100	22,70	0	100	22,26

Tableau-A V-8 Coefficient de Manning des surfaces imperméables

Coefficient de Manning	Sous bv 36 Conduite C5			Sous bv 50 Conduite C20		
	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)
-						
0,20	0	0	0	0	0	0
0,153	3,61	0	0	0,45	0	0
0,117	6,35	0	0	0,82	0	0
0,081	9,06	0	0	1,18	0	0
0,032	12,44	0	0	1,63	0	0
0,009	13,88	0	0	2	0	0



Tableau-A V-9 Coefficient de Manning des surfaces perméables

Coefficient de Manning	Sous bv 36 Conduite C5			Sous bv 50 Conduite C20		
	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)
-	0	0	0	0	0	0
0,20	0	0	0	0	0	0
0,153	0,32	0	0	3,16	0	0
0,117	0,69	0	0	6,94	0	0
0,081	1,14	0	0	13,76	0	0
0,032	2,23	0	0	39,52	0	0
0,009	3,21	0	0	90,15	100	6,31

Tableau-A V-10 Coefficient de Manning des conduites

Coefficient de Manning	Sous bv 36 Conduite C5			Sous bv 50 Conduite C20		
	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)	Variation Volume (%)	IPH (%)	Taux de débordement (%)
-	0	0	0	0	0	0
0.009	0	0	0	0	0	0
0.032	0	100	34,05	0	100	37,93
0.081	0	100	70,28	0	100	70,17
0.117	0	100	79,92	0	100	77,83
0.153	0	100	84,64	0	100	81,83
0.200	0	100	88,45	0	100	84,95



## ANNEXE VI

### DONNÉES INITIALES (SITE DE VERDUN)

Tableau-A VI-1 Bassin versant du site de Verdun

Nom	Exutoire	Surface (Ha)	Taux d'imperméabilité	Largeur (m)	Pente TN (%)	Manning imperméable	Manning Perméable	Intensité d'infiltration maxi (mm/h)	Intensité d'infiltration mini (mm/h)
HicLesB	HicLes	5,38	30,00	463,90	2,47	0,014	0,03	75,00	12,50
HicCooB	HicCoo	3,64	30,00	381,31	2,85	0,014	0,03	75,00	12,50
LanouetteB	Lanouette	2,37	30,00	308,03	0,50	0,014	0,03	75,00	12,50
HicBanB	HicBan	5,70	30,00	477,49	2,53	0,014	0,03	75,00	12,50
HicNewB	HicNew	3,38	30,00	367,48	2,64	0,014	0,03	75,00	12,50
ClaudeB	Claude	1,93	30,00	278,14	5,00	0,014	0,03	75,00	12,50
HicClaB	HicCla	1,74	30,00	264,12	2,58	0,014	0,03	75,00	12,50
HicJosB	HicJos	2,87	30,00	338,82	2,91	0,014	0,03	75,00	12,50
RieverB	Riever	10,63	30,00	652,07	2,02	0,014	0,03	75,00	12,50
GalVerB	GalVer	8,97	30,00	599,00	1,54	0,014	0,03	75,00	12,50
EglVerB	EglVer	3,83	30,00	391,41	2,15	0,014	0,03	75,00	12,50
HicVerB	HicVer	2,54	30,00	319,00	2,94	0,014	0,03	75,00	12,50
HicEveB	HicEve	2,99	30,00	346,01	2,71	0,014	0,03	75,00	12,50

Tableau-A VI-2 Regards

<b>Désignation</b>	<b>Cote radier (m)</b>	<b>Profondeur regard (m)</b>
HicVer	11,49	3,52
HicEve	11,31	3,09
GalVer	12,71	3,00
Riever	13,69	3,51
HicJos	11,70	3,40
HicCla	11,80	3,60
Claude	13,20	3,60
HicNew	12,10	2,90
HicBan	12,41	2,59
HicLan	12,59	1,81
Lanouette	15,48	2,42
HicCoo	12,79	1,91
HicLes	13,59	2,21
EglVer	11,89	3,51

Tableau-A VI-3 Exutoire

<b>Désignation</b>	<b>Cote radier (m)</b>	<b>Type de sortie</b>
EX1	11,28	FREE

Tableau-A VI-4 Conduites

Désignation	Nœud début	Nœud fin	Longueur (m)	Coef. Manning	Diamètre (mm)
1	HicLes	HicCoo	86,26	0,012	690,00
2	HicCoo	HicLan	84,73	0,012	910,00
3	Lanouette	HicLan	234,70	0,012	610,00
4	HicLan	HicBan	85,95	0,012	1370,00
5	HicBan	HicNew	88,39	0,012	1370,00
6	HicNew	HicCla	83,82	0,012	1370,00
7	Claude	HicCla	243,00	0,012	760,00
8	HicCla	HicJos	74,68	0,012	1370,00
9	HicJos	HicVer	99,06	0,012	1520,00
12	EglVer	HicVer	236,22	0,012	910,00
10	Riever	GalVer	194,46	0,012	610,00
11	GalVer	EglVer	97,54	0,012	1370,00
13	HicVer	HicEve	91,44	0,012	1520,00
14	HicEve	HicGer	76,20	0,012	910,00



## ANNEXE VII

### RÉSULTATS ACTUELS (SITE DE VERDUN)

Tableau-A VII-1 Bassin versant

Subcatchment	Total Precip (mm)	Total Infil (mm)	Total Runoff (mm)	Total Runoff (10 <sup>6</sup> litre)	Peak Runoff (m <sup>3</sup> /s)	Runoff Coeff
HicLesB	25.33	16.54	8.96	0.48	0.37	0.354
HicCooB	25.33	16.41	9.10	0.33	0.26	0.359
LanouetteB	25.33	16.71	8.75	0.21	0.15	0.345
HicBanB	25.33	16.55	8.95	0.51	0.39	0.353
HicNewB	25.33	16.41	9.10	0.31	0.25	0.359
ClaudeB	25.33	16.14	9.37	0.18	0.16	0.370
HicClaB	25.33	16.26	9.25	0.16	0.13	0.365
HicJosB	25.33	16.34	9.16	0.26	0.21	0.362
RieverB	25.33	16.74	8.72	0.93	0.68	0.344
GalVerB	25.33	16.76	8.70	0.78	0.57	0.343
EglVerB	25.33	16.49	9.01	0.35	0.27	0.356
HicVerB	25.33	16.31	9.19	0.23	0.19	0.363
HicEveB	25.33	16.37	9.13	0.27	0.22	0.361
HicGerB	25.33	16.30	9.21	0.19	0.16	0.363
HicEthB	25.33	16.33	9.18	0.19	0.15	0.362

Tableau-A VII-2 Regards

<b>Node</b>	<b>Type</b>	<b>Maximum Depth (m)</b>	<b>Maximum HGL (m)</b>
HicVer	Jonction	1.15	12.64
HicEve	Jonction	1.16	12.47
GalVer	Jonction	1.86	14.57
Riever	Jonction	0.52	14.21
HicJos	Jonction	0.99	12.69
HicCla	Jonction	0.95	12.75
Claude	Jonction	0.20	13.40
HicNew	Jonction	0.65	12.75
HicBan	Jonction	0.55	12.96
HicLan	Jonction	0.51	13.10
Lanouette	Jonction	0.18	15.66
HicCoo	Jonction	0.52	13.31
HicLes	Jonction	0.30	13.89
EglVer	Jonction	2.17	14.06
HicEth	Jonction	0.95	12.23

Tableau-A VII-3 Exutoire

<b>Outfall Node</b>	<b>Maximum Flow (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Total Volume (10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>)</b>
EX1	3.376	499.999



Tableau-A VII-4 Conduites

Link	Type	Maximum Flow (m <sup>3</sup> /s)	Maximum Velocity (m/sec)	Max/Full Flow	Max/Full Depth
1	Conduite	0.369	1.58	0.40	0.60
2	Conduite	0.626	1.65	0.64	0.56
3	Conduite	0.150	0.99	0.19	0.56
4	Conduite	0.764	1.48	0.28	0.38
5	Conduite	1.123	1.83	0.32	0.44
6	Conduite	1.329	1.61	0.37	0.58
7	Conduite	0.149	0.62	0.16	0.63
8	Conduite	1.538	1.42	0.70	0.70
9	Conduite	1.717	1.31	0.47	0.70
12	Conduite	1.390	2.14	1.67	1.00
10	Conduite	0.664	1.80	0.46	0.79
11	Conduite	1.141	1.87	0.62	1.00
13	Conduite	3.212	2.18	0.91	0.76
14	Conduite	3.376	2.52	2.14	0.69



## LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AFNOR. 1995. *Recueil de normes françaises*.
- Akan, A. Osman. 1993. *Urban stormwater hydrology : a guide to engineering calculations*. Lancaster, Pa.: Technomic, xi, 268 p.
- Akinremi, O. O., S. M. McGinn et H. W. Cutforth. 1999. « Precipitation Trends on the Canadian Prairies\* ». *Journal of Climate*, vol. 12, n° 10, p. 2996-3003.
- Allan, R.P., et B.J. Soden. 2007. « Large discrepancy between observed and simulated precipitation trends in the ascending and descending branches of the tropical circulation ». *circulation*, vol. 34, n° L18705.
- Auzet, A.V. 1999. « Les cheminements de l'eau naturels et/ou influencés ». In., p. 19-46.
- Bates, B., Z.W. Kundzewicz, S. Wu et J. Palutikof. 2008. « Climate change and water ». *Climate change and water*.
- Bennis, S. 2007. *Hydraulique et hydrologie*. Puq.
- Bennis, S., J. Bengassem et P. Lamarre. 2003. « Hydraulic performance index of a sewer network ». *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 129, p. 504.
- Bertrand-Krajewski, J.L. 2000. « Cours d'hydrologie urbaine ». *Notas de aula. URGC-HUINSA. Lyon, França*.
- Boiffin, J. 1984. « La dégradation structurale des couches superficielles du sol sous l'action des pluies ».
- Bourrier, R., et JG Claudon. 1985. *Les réseaux d'assainissement: calculs, applications, perspectives*. Lavoisier.
- Brière, F.G. 2006. « Distribution et collecte des eaux (revue et corrigée 2006) ».
- Brooks, GR, SG Evans et JJ Clague. 2001. « Flooding ». *A synthesis of natural geological hazards in Canada. Geological Survey of Canada Bulletin*, vol. 548, p. 101-143.
- Bureau de normalisation du Québec. 2007. *Travaux de construction : clauses techniques générales, conduites d'eau potable et d'égout : [devis normalisés techniques]*, 4e éd. [Sainte-Foy]: Bureau de normalisation du Québec, 368 p.

- CERTU. 2003. *La ville et son assainissement: principes, méthodes et outils pour une meilleure intégration dans le cycle de l'eau*. France, 503 p.
- Chocat, B. 2008. « Etat de l'art sur la gestion urbaine des eaux pluviales et leur valorisation ». *Tendances*.
- Dreal nord-pas-de-calais. 2007. « Glossaire sur la prévision des crues ». En ligne. < <http://www.nord-pas-de-calais.developpement-durable.gouv.fr/?Glossaire-sur-la-prevision-des> >. Consulté le 11 septembre 2011.
- Environnement Canada. 2010. « Inondations ». In *Les inondations au canada-Québec*. En ligne,. < <http://www.ec.gc.ca/eau-water/default.asp?lang=Fr&n=C0122DA3-1> >. Consulté le 11 septembre 2011.
- Fowler, HJ, M. Ekström, S. Blenkinsop et AP Smith. 2007. « Estimating change in extreme European precipitation using a multimodel ensemble ». *J. Geophys. Res.*, vol. 112.
- Graham, L.P., S. Hagemann, S. Jaun et M. Beniston. 2007. « On interpreting hydrological change from regional climate models ». *Climatic Change*, vol. 81, p. 97-122.
- Gregory, JH, MD Dukes, PH Jones et GL Miller. 2006. « Effect of urban soil compaction on infiltration rate ». *Journal of Soil and Water Conservation*, vol. 61, n° 3, p. 117-124.
- Guigo, M., C. Voiron-Canicio, D. Graillot et F. Olivier. 2002. « Système d'aide à la décision pour la limitation des risques d'inondation dans les agglomérations urbaines méditerranéennes ».
- Hayhoe, K., C.P. Wake, T.G. Huntington, L. Luo, M.D. Schwartz, J. Sheffield, E. Wood, B. Anderson, J. Bradbury et A. DeGaetano. 2007. « Past and future changes in climate and hydrological indicators in the US Northeast ». *Climate Dynamics*, vol. 28, n° 4, p. 381-407.
- Highway, American Association of State, Transportation Officials. Task Force on Hydrology et Hydraulics. 2007. *AASHTO highway drainage guidelines*. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- IBGE, Institut bruxellois pour la gestion de l'environnement. 2011. « Problématique et enjeux de la gestion des eaux pluviales ». *Info fiches-quartier durable*, vol. Recommandation EAU00, p. 5.
- Leblois, E., et G. d'intérêt public Hydrosystèmes. 1999. *L'influence humaine dans l'origine des crues: état de l'art et actes du colloque, Paris, Ministère de l'environnement, 18-19 novembre 1996*. CEMAGREF.

- Mailhot, A., G. Rivard, S. Duchesne et JP Villeneuve. 2007. « Impacts et adaptations liés aux changements climatiques (CC) en matière de drainage urbain au Québec ». *Rapport No R-874, Fonds d'action sur les changements climatiques (FACC), Ressources naturelles Canada et le Consortium OURANOS. INRS-ETE.*
- MDDEP, MAMROT. 2010. « Guide de gestion des eaux pluviales ».
- MEEDDAT. 2008. « AIDA La réglementation des activités à risque ». In *Circulaire du 02/10/03 relative aux mesures d'application immédiate introduites par la loi n° 2003-699 en matière de prévention des risques technologiques dans les installations classées.* En ligne. < <http://www.nord-pas-de-calais.developpement-durable.gouv.fr/?Alea> >. Consulté le 11 septembre 2011.
- Merritt, W.S., Y. Alila, M. Barton, B. Taylor, S. Cohen et D. Neilsen. 2006. « Hydrologic response to scenarios of climate change in sub watersheds of the Okanagan basin, British Columbia ». *Journal of Hydrology*, vol. 326, n° 1-4, p. 79-108.
- Ministère de l'environnement. 1989. *Directive 004 - Réseaux d'égout.* Gouvernement du Québec, 155 p.
- Mitci, C. 1974. « Sur une nouvelle méthode de calcul des débits d'orage et des hydrogrammes de ruissellement dans les bassins de drainage urbain ». *TSM*, vol. 2, p. 59-74.
- Neppel, L., C. Bouvier, F. Vinet et M. Desbordes. 2003. « Sur l'origine de l'augmentation apparente des inondations en région méditerranéenne ». *Rev. Sci. Eau*, vol. 16, n° 4, p. 475-493.
- Osseyrane, Mohamad. 2006. « Présentation des nouvelles courbes de pluie pour la conception des réseaux de drainage dans la région de Montréal ». In *13e colloque sur le drainage urbain.* (Biosphère-Île Sainte-Hélène, 11 mai 2006), sous la dir. de Réseau environnement, Région de Montréal. Vol. Nouvelles courbes de pluie pour la région de Montréal, p. 17. Réseau environnement.
- Osseyrane, Mohamad. 2011. « Évolution des courbes intensité-durée-fréquence (IDF) dans la région de Montréal et impact des changements climatiques ». In *2ème édition, Rendez-vous international sur la gestion intégrée de l'eau.* (Centre de foires de Sherbrooke (Québec)), sous la dir. de Cogesaf. Vol. Hydrologie et pluviométrie. Consulté le 11 septembre 2011.
- Pit, R., United States. Office of Research et Development. National Risk Management Research Laboratory. 1999. *Infiltration through disturbed urban soils and compost-*

*amended soil effects on runoff quality and quantity*. National Risk Management Research Laboratory.

Prabhu, R., C.J.P. Colfer, C. McDougall, G.A. Mendoza, A. Salim et P. Macoun. 2000. *Directives pour le développement, le test et la sélection de critères et indicateurs pour une gestion durable des forêts*. 1. Cifor.

Prim.net, et MEDDTL. 2009. « Risques majeurs ». In *Retrouvez la crue de 1910 sur géoportail*. En ligne. < <http://www.risquesmajeurs.fr/retrouvez-la-crue-de-1910-sur-g%C3%A9oportail> >. Consulté le 11 septembre 2011.

Raccord et plastiques nicoll. 2011. « Système de gestion des eaux pluviales ».

Radio-canada.ca. 2011. « Nouvelles, RDI économie ». *Inondations-impacts* (Canada). En ligne. < <http://www.radio-canada.ca/nouvelles/National/2011/05/30/005-inondations-impacts.shtml> >. Consulté le 11 septembre 2011.

Ressources naturelles Canada. 2007. « Commissin géologique du Canada ». In *Base de données sur les inondations catastrophiques au Canada*. En ligne. < [http://gsc.nrcan.gc.ca/floods/database\\_f.php](http://gsc.nrcan.gc.ca/floods/database_f.php) >. Consulté le 11 septembre 2011.

Riochet, B. 2008. « Sedimentation in Large Combined Sewage Systems: Perspectives of an Operator/La Sédimentation dans les Réseaux Unitaires Visitables: le Point de Vue d'un Exploitant ».

Rivard, G. 1998. *Gestion des eaux pluviales en milieu urbain: concepts et applications*. Alias communication design.

Roche, M (Ed). 1963. *Hydrologie de surface*, 1097. Coll. « Gauthier-Villars ». Paris: Imprimerie Oberthur, 431 p. Consulté le 15 juillet 2011.

Rossmann, L.A. 2006. *Storm Water Management Model, Quality Assurance Report: Dynamic Wave Flow Routing*. US Environmental Protection Agency, Office of Research and Development, National Research Management Research Laboratory.

Rossmann, L.A., et W. Supply. 2004. « Storm water management model User's manual version 5.0 ». *Water Supply and Water Resources Division National Risk Management Research Laboratory Cincinnati*.

Sauquet, É., P. Javelle et S. Le Clerc. 2003. « Description des régimes hydrologiques des hautes-eaux: nouvelle formulation pour l'analyse en débit-durée-fréquence et applications en ingénierie ».

- Sebti, A. 2011. « Optimisation des coûts de la réhabilitation hydraulique et environnementale d'un réseau de drainage urbain ».
- Tebaldi, C., K. Hayhoe, J.M. Arblaster et G.A. Meehl. 2006. « Going to the extremes ». *Climatic Change*, vol. 79, n° 3, p. 185-211.
- Vincent, L.A., et É. Mekis. 2006. « Changes in daily and extreme temperature and precipitation indices for Canada over the twentieth century ». *Atmosphere-Ocean*, vol. 44, n° 2, p. 177-193.
- Wentz, F.J., L. Ricciardulli, K. Hilburn et C. Mears. 2007. « How much more rain will global warming bring? ». *Science*, vol. 317, n° 5835, p. 233.
- Yen, BC, et VT Chow. 1983. « Local Design Storms, Vol. I to III ». *Rep. H*, vol. 38.
- Zhang, X., L.A. Vincent, WD Hogg et A. Niitsoo. 2000. « Temperature and precipitation trends in Canada during the 20th century ». *Atmosphere-Ocean*, vol. 38, n° 3, p. 395-429.
- Zhang, X., F.W. Zwiers, G.C. Hegerl, F.H. Lambert, N.P. Gillett, S. Solomon, P.A. Stott et T. Nozawa. 2007. « Detection of human influence on twentieth-century precipitation trends ». *Nature*, vol. 448, n° 7152, p. 461-465.