

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DE LA
MAÎTRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M. Ing.

PAR
Abdessamie BOUNAB

HARMONISATION DES DÉBITS DE CONCEPTION ISSUS DES MODÈLES DE
SIMULATION DU RUISSELLEMENT EN MILIEU URBAIN

MONTRÉAL, LE 25 JUIN 2010

© Tous droits réservés, Abdessamie Bounab, 2010

PRÉSENTATION DU JURY
CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ
PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

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

M. Stéphane Hallé, président du jury
Département de génie mécanique à l'École de technologie supérieure

M. Robert Leconte membre du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

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

LE 4 JUIN 2010

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

La première personne que je voudrais remercier, c'est celle qui aurait été en cette occasion la plus heureuse, même plus que je ne le suis. Celle qui m'a aidé le plus durant toute ma vie. Celle qui s'était sacrifiée pour sa famille et ses enfants. Celle dont je suis fier d'avoir eu comme mère. Elle était pour moi la plus fraîche des sources d'amour. DIEU a voulu qu'elle tarisse un 27 mai 2009, mais elle vivra dans mon cœur jusqu'au jour où mon âme la rejoigne.

Je remercie mon directeur de recherche qui a été tout le temps à mes côtés. Il m'a fait bénéficier de son savoir et ses expériences scientifiques et professionnelles : « Je vous remercie pour l'effort, le soutien, l'attention et le temps que vous m'avez accordés pour mener à bien ce projet ».

Je remercie également les membres du jury Messieurs Stéphane Hallé et Robert Leconte, d'avoir accepté de juger ce travail.

Enfin, je tiens à remercier tout, spécialement, mon bien-aimé père et toute ma famille pour le soutien, l'affection et l'encouragement inconditionnels qu'ils m'ont apportés tous au long de mes études. Sans oublier mes amis qui ont participé d'une manière ou d'une autre à cet accomplissement en l'occurrence, Messaoud, Tarrig et Amar.

HARMONISATION DES DÉBITS DE CONCEPTION ISSUS DES MODÈLES DE SIMULATION DU RUISSELLEMENT EN MILIEU URBAIN

Abdessamie BOUNAB

RÉSUMÉ

La méthode rationnelle (MR) est utilisée depuis le milieu du dix neuvième siècle pour calculer le débit de ruissellement lors de la conception d'ouvrages de drainage en milieu urbain. Compte tenu des hypothèses simplificatrices inhérentes à cette méthode, on valide de plus en plus le choix des paramètres de conception à l'aide de logiciels basés sur des modèles plus sophistiqués comme celui du modèle du réservoir non linéaire (MRNL). L'ingénieur se trouve alors en présence d'écarts parfois importants entre les débits de conception calculés par deux modèles différents ; ce qui lui rend difficile le travail de la validation.

L'objectif de ce mémoire est de jeter la lumière sur les différents paramètres qui interviennent dans le calcul du ruissellement par le MRNL et celui de la MR en vue d'harmoniser les résultats obtenus par les deux méthodes. Nous avons établi, en particulier, une relation entre les paramètres du MRNL et de la MR qui permet d'obtenir sensiblement le même débit de conception par les deux modèles hydrologiques. La validation de l'approche proposée sur des réseaux réels et synthétiques a révélé une bonne concordance entre les débits calculés par les deux méthodes. Les résultats de ce travail peuvent être exploités pour valider le calcul du débit de conception calculé par l'une ou l'autre des deux méthodes.

Mots clés : Méthode rationnelle, réservoir non linéaire, simulation débit de pointe, conception.

HARMONIZATION OF DESIGN FLOWS FROM SIMULATION MODELS OF URBAN RUNOFF

Abdessamie BOUNAB

ABSTRACT

The Rational Method (RM) is used since the mid-nineteenth century to calculate the runoff in the design of drainage works in urban areas. Given the simplifying assumptions inherent in this method is valid increasingly the choice of design parameters using software based on more sophisticated models such as the non-linear reservoir model (MRNL). The engineer is now in the presence of sometimes significant differences between the design flows calculated by two different models, which makes him difficult work of validation.

The aim of this paper is to shed light on the various parameters involved in the calculation of runoff by the MRNL and the RM in order to harmonize the results obtained by both methods. We have established, in particular, a relationship between parameters of MRNL and the MR which can achieve substantially the same design flow by the two hydrological models. The validation of the proposed approach on synthetic and real networks showed a good correlation between flows calculated by both methods.

The results of this work can be used to validate the calculation of design flow calculated by either of two methods.

Keywords: rational method, nonlinear reservoir, simulation peak flow design.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 CONTEXTE, PROBLEMATIQUE, OBJECTIF ET MÉTHODOLOGIE	4
1.1 Contexte	4
1.2 Problématique	5
1.3 Objectifs de la recherche	7
1.4 Méthodologie	7
1.4.1 Recherche bibliographique	8
1.4.2 Modélisation du ruissellement en milieu urbain	8
1.4.3 Analyse de sensibilité	9
1.4.4 Mise en œuvre pratique et analyse des résultats	9
1.4.5 Conclusion	11
CHAPITRE 2 RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	12
CHAPITRE 3 MODÉLISATION DU RUISSÈLEMENT EN MILIEU URBAIN	19
3.1 Introduction	19
3.2 La méthode rationnelle	19
3.3 Généralisation de la méthode rationnelle	25
3.4 Le modèle du réservoir non linéaire (MRNL)	26
3.5 Prise en compte explicite des surfaces perméables dans le MRNL	29
3.6 Passage du modèle du réservoir non linéaire à la méthode rationnelle	30
3.7 Conclusion	34
CHAPITRE 4 ANALYSE DE SENSIBILITÉ	35
4.1 Objectif de l'analyse de sensibilité	35
4.1.1 Analyse de sensibilité à variation fixe	35
4.1.2 Analyse stochastique	36
4.2 Méthode rationnelle	37
4.3 Modèle du réservoir non linéaire	38
4.4 Méthodologie de l'analyse	38
4.5 Analyse de sensibilité de la méthode rationnelle	39
4.5.1 Sensibilité du débit de pointe envers la variation de la surface du bassin	40
4.5.2 Sensibilité du débit de pointe envers la variation du coefficient de ruissellement	41
4.5.3 Sensibilité du débit de point envers la variation de la pente du bassin	44
4.5.4 Sensibilité du débit de pointe envers la variation au temps de concentration	45
4.6 Analyse de sensibilité du MRNL (cas d'infiltration maximale)	47
4.6.1 Sensibilité du débit de pointe envers la variation de la surface du bassin	47

4.6.2	Sensibilité envers le pourcentage de la surface imperméable directement drainée T_{imp}	48
4.6.3	Sensibilité du débit de pointe envers la variation de la pente du bassin	50
4.6.4	Sensibilité du débit de pointe envers la variation de la durée de la pluie	51
4.6.5	Sensibilité du débit de pointe envers la variation de la largeur du bassin	53
4.6.6	Sensibilité du débit de pointe envers la variation du coefficient de Manning	54
4.7	Conclusion	55
CHAPITRE 5 MISE EN ŒUVRE PRATIQUE ET ANALYSE DES RÉSULTATS		57
5.1	Introduction	57
5.2	Application à des sites synthétiques	57
5.3	Application sur un site réel	72
5.3.1	Pluies synthétiques	74
5.3.2	Pluies réelles	76
5.4	Conclusion	85
CONCLUSION GÉNÉRALE		86
ANNEXE I SENSIBILITÉ DU MRNL DANS LE CAS GÉNÉRAL		87
ANNEXE II AUTRES APPLICATIONS SUR DES SITES SYNTHÉTIQUES		96
ANNEXE III ÉVÉNEMENTS PLUVIAUX RÉELS		102
BIBLIOGRAPHIE		104

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 3.1	Paramètre d'infiltration de Horton30
Tableau 4.1	Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la surface dans le cas de la MR.....40
Tableau 4.2	Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation du coefficient de ruissellement dans le cas de la MR.....41
Tableau 4.3	Sensibilité du temps de concentration à la variation du coefficient de ruissellement dans le cas de la MR.....43
Tableau 4.4	Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la pente moyenne dans le cas de la MR.....44
Tableau 4.5	Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation du temps de concentration dans le cas de la MR.....46
Tableau 4.6	Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la surface dans le cas du MRNL.....47
Tableau 4.7	Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation du pourcentage imperméable directement drainé dans le cas du MRNL.....49
Tableau 4.8	Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la pente moyenne dans le cas du MRNL.....50
Tableau 4.9	Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la durée de pluies dans le cas du MRNL.....51
Tableau 4.10	Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la largeur du bassin dans le cas du MRNL.....53
Tableau 4.11	Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation du coefficient de Manning dans le cas du MRNL.....54
Tableau 5.1	Données hydrologiques de références59
Tableau 5.2	Temps de concentration et intensité moyenne de pluie.....60
Tableau 5.3	Comparaison des résultats du MRNL et de la MR pour des données hydrologiques de références61

Tableau 5.4	Comparaison des résultats du MRNL et de la MR pour des données hydrologiques de références	62
Tableau 5.5	Comparaison des débits de pointe obtenus par le MRNL et par la MR pour différentes pentes du bassin de drainage	63
Tableau 5.6	Comparaison des débits de pointe obtenus par le MRNL et par la MR pour différents coefficients de Manning du bassin de drainage	64
Tableau 5.7	Comparaison des débits de pointe obtenus par le MRNL et par la MR pour différentes largeurs de bassins de drainage	65
Tableau 5.8	Comparaison des débits de pointe obtenus par le MRNL et par la MR pour différents coefficients et constante de Horton de la couche perméable du bassin de drainage	66
Tableau 5.9	Comparaison des modèles dans la modélisation globale	67
Tableau 5.10	Comparaison des modèles dans la modélisation détaillée	68
Tableau 5.11	Comparaison des modèles dans la modélisation détaillée avec augmentation de la durée de la pluie	71
Tableau 5.12	Comparaison de la MR avec le MRNL pour des pluies synthétiques sur site réel	75
Tableau 5.13	Données pluviométriques du bassin de Verdun Tirées de la campagne de Bennis (2000)	76
Tableau 5.14	Critères de performances de la MR à l'étape de calibration	79
Tableau 5.15	Critères de performances de la MR à l'étape de validation	80
Tableau 5.16	Critères de performance pour l'étape de passage de la MR au MRNL	82
Tableau 5.17	Critères de performance de la modélisation détaillée par le MRNL	84
Tableau 5.18	Comparaison des débits de pointe de la modélisation globale et détaillé du MRNL dans le cas des événements pluviaux réels	84
Tableau 5.19	Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la surface dans le cas du MRNL	88
Tableau 5.20	Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation du pourcentage imperméable directement drainé dans le cas du MRNL	89

Tableau 5.21	Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la pente moyenne dans le cas du MRNL	90
Tableau 5.22	Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la durée de pluies dans le cas du MRNL.....	91
Tableau 5.23	Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la largeur du bassin dans le cas du MRNL	92
Tableau 5.24	Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation du coefficient de Manning dans le cas du MRNL.....	93
Tableau 5.25	Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation du coefficient de Horton f_0 dans le cas du MRNL.....	94
Tableau 5.26	Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation du coefficient de Horton f_c dans le cas du MRNL.....	95
Tableau 5.27	Intensité de la pluie à différents temps de concentration pour différentes surfaces	97
Tableau 5.28	Intensités pour des temps de concentration ajustés aux pas de calcul pour différentes surfaces.....	98
Tableau 5.29	Comparaison des débits de pointe du MRNL et la MR pour des potentiels d'infiltration supérieurs ou égaux à l'intensité (bassin synthétique).....	98
Tableau 5.30	Comparaison des débits de pointe obtenus avec le modèle du RNL et avec la MR. (Cas où l'infiltration est inférieure à l'intensité)	99
Tableau 5.31	Débit de pointe avec intensité d'infiltration majorée	100
Tableau 5.32	Pourcentage d'erreur entre le MRNL et la MR pour une durée inférieure au temps de concentration pour différentes surfaces de bassin de drainage	101

LISTE DES FIGURES

		Page
Figure 3.1	Hydrogramme de ruissellement pour différentes durées de la pluie à intensité donnée.	23
Figure 3.2	Hydrogramme de ruissellement pour différentes durées de la pluie pour une période de retour donnée.....	24
Figure 3.3	Hyétoqramme de pluie.....	26
Figure 3.4	Schéma du MRNL.....	27
Figure 3.5	Schématisation du bassin de drainage.....	28
Figure 3.6	Méthode de Horton.....	29
Figure 3.7	Conceptualisation des différents types de surfaces.....	31
Figure 3.8	Débits d'entrée et de sortie du bassin de drainage.....	32
Figure 3.9	Hypothèse sur l'égalité entre les temps de remplissage et de concentration.....	33
Figure 4.1	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la surface d'un bassin versant synthétique dans le cas de la MR.....	40
Figure 4.2	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation du coefficient de ruissellement d'un bassin versant synthétique dans le cas de la MR.....	42
Figure 4.3	Taux de variation du temps de concentration en fonction du taux de variation du coefficient de ruissellement dans un bassin versant synthétique dans le cas de la MR.....	43
Figure 4.4	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la pente d'un bassin versant synthétique dans le cas de la MR.....	45
Figure 4.5	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation du temps de concentration d'un bassin versant synthétique dans le cas de la MR.....	46
Figure 4.6	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la surface d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.....	48

Figure 4.7	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation du pourcentage imperméable directement drainé d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.....	49
Figure 4.8	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la pente moyenne d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.....	50
Figure 4.9	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la durée de la pluie d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.....	52
Figure 4.10	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la largeur du bassin d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.....	53
Figure 4.11	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation du coefficient de Manning d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.....	55
Figure 5.1	Réseau synthétique.....	58
Figure 5.2	Hydrogrammes générés par le MRNL et la MR au sous bassin 1.....	69
Figure 5.3	Débit simulé nœud 3 par la MR-D et le RNL-D.....	69
Figure 5.4	Hydrogrammes générés par le MRNL et par la MR au sous bassin 1 obtenu en prolongeant la durée de la pluie dans la MR sans changement l'intensité.....	70
Figure 5.5	Débit simulé au nœud 3 avec augmentation de durée de pluie.....	71
Figure 5.6	Délimitation du site d'étude. Tirée de Dion, Ayadi et Bennis (2010).....	72
Figure 5.7	Réseau d'assainissement, bassin 1 de Verdun.....	73
Figure 5.8	Hydrogrammes générés par la MR et par le MRNL d'une pluie de période de retour de 5 ans.....	74
Figure 5.9	Hydrogrammes générés par la MR et par le MRNL d'une pluie de période de retour de 10 ans.....	75
Figure 5.10	Calibration du débit simulé par la MR avec celui mesuré (30/09/09).....	79
Figure 5.11	Validation du débit simulé par la MR avec celui mesuré (13/10/99).....	80

Figure 5.12	Comparaison du débit simulé par le MRNL avec celui mesuré (30/09/99).....	81
Figure 5.13	Comparaison du débit simulé par le MRNL avec celui mesuré (13/10/99).....	82
Figure 5.14	Comparaison des résultats des modélisations globale et détaillée avec les valeurs mesurées (30/09/99).....	83
Figure 5.15	Comparaison des résultats des modélisations globale et détaillée avec les valeurs mesurées (13/10/99).....	83
Figure 5.16	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la surface d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.....	88
Figure 5.17	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation du pourcentage imperméable directement drainé d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.....	89
Figure 5.18	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la pente moyenne d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.....	90
Figure 5.19	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la durée de la pluie d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.....	91
Figure 5.20	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la largeur du bassin d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.....	92
Figure 5.21	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation du coefficient de Manning d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.....	93
Figure 5.22	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation du coefficient de Horton f_0 d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.....	94
Figure 5.23	Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation du coefficient de Horton f_c d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.....	95
Figure 5.24	Événement pluvial du 30-09-99.....	102
Figure 5.25	Événement pluvial du 13-10-99.....	103

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

BRRL	British Road Research Laboratory
CUHP	Colorado Urban Hydrograph Procedure
EPA	Environmental Protection Agency
FAA	Federation Agency Aviation
ILLUDAS	ILLinois Urbain Drainage Area Simulator
MC	Monte Carlo
MR	Méthode rationnelle
MRG	Méthode rationnelle généralisé
MR-G	Méthode rationnelle globale
MRNL	Modèle du réservoir non linéaire
MRNL-G	Modèle du réservoir non linéaire globale
M_{inf}	Marge inférieur
M_{sup}	Marge supérieur
Réf	Référence
SIR DU	Simulation d'un réseau de drainage urbain
SWMHMS	Small watershed monthly hydrologic modeling system
SWMM	Storm Water Management Model

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

C	Coefficient de ruissellement.
C_{dir}	Fraction de la surface imperméable directement drainée.
C_{ind}	Fraction de la surface imperméable indirectement drainée.
C_{per}	Fraction de la surface perméable.
d	Profondeur de l'eau du bassin (m).
d_p	Profondeur de stockage dans les dépressions (m).
f	Capacité d'infiltration (mm/h).
$f_0(t)$	Infiltration initiale (mm/h).
$f_r(t)$	Infiltration finale (mm/h).
I	Intensité de l'averse (mm/h en SI ; po/h en SA).
i^*	Intensité des précipitations nettes (pluie brute + fonte - infiltration - évaporation) en (m/s).
K	Coefficient de conversion (0,0028 en SI).
k	Constante représente le taux de décroissance dans la capacité d'infiltration (s^{-1}).
K_1	Constante utilisée pour le calcul de t_c tel que ; 0,1147 en SI ; 0,0459 en SA (formule de Kirpitch).
K_2	Constante utilisée pour le calcul de t_c tel que ; $K_2 = 3,26$ en SI ; 1,8 en SA (formule de la FAA).
K_4	Constante utilisée pour le calcul de t_c tel que ; 6,92 en SI ; 0,94 en SA (formule de l'onde cinématique).
K_L	Constante pour le calcul de la longueur de parcours de ruissellement L tel que ; $K_L = 95,95$ en SI ; 188,3 en SA.
L	Longueur de parcours (m en SI, pi en SA).
M_{inf}	Marge de sensibilité inférieure.
M_{sup}	Marge de sensibilité supérieure.
n	Coefficient de Manning.
Nash	Critère de performance mesure la concordance entre les débits mesurés et ceux simulés.
S_0	Pente moyenne représentative de la surface du bassin (%).

S	Volume d'eau disponible dans le bassin à l'instant t (m^3).
W	Largeur du bassin, paramètre à étalonner (m);
t	Temps depuis le début de la précipitation (s).
Q	Débit pluvial (m^3/s).
Q_e	Débit d'entrée dans le bassin de drainage (m^3/s).
Q_s	Débit de pluie nette (m^3/s).
Q_s	Débit de ruissellement à l'exutoire (m^3/s).
Q_p	Débit de pointe.
Q_{inf}	Débit infiltré.
Q_{ref}	Débit de référence (m^3/s).
$Q_{mes}(i)$	Débit mesuré à l'instant i (m^3/s).
$Q_{cal}(i)$	Débit calculé à l'instant i (m^3/s).
Q_{mes}	Débit moyen mesuré (m^3/s).
$Q_{pmes}(i)$	Débit de pointe mesuré à l'instant i (m^3/s).
$Q_{pcal}(i)$	Débit de pointe calculé à l'instant i (m^3/s).
RQ_p	Rapport des débits de pointe calculés sur ceux mesurés.
R_v	Rapport des volumes calculés sur ceux mesurés.
$S = Ad$	Volume d'eau disponible dans le bassin à l'instant t (m^3).
S_0	Pente moyenne représentative de la surface du bassin (%).
T	Temps (min) ;
T_r	Temps de remplissage du bassin (min).
T_c	Temps de concentration (min).
T_{imp}	Le pourcentage de la surface imperméable directement drainée (%).
T_{vQ}	Taux de variation du débit pluviale de pointe (%).
T_{vi}	Taux de variation du variable i (%).
t_c	Temps de concentration (min).
t_d	Durée de la pluie (min).
$TQ_p^{observé}$	Temps observe de l'atteinte du débit de pointe (min).
$TQ_p^{simulé}$	Temps simulé de l'atteinte du débit de pointe (min).
ΔT	Indique le synchronisme entre le débit observe et celui simulé (min).

INTRODUCTION

Les tous premiers travaux hydrauliques ont débuté avec le début de l'agriculture au proche orient l'an 9500 av. j.-c. où les pluies et les ruissellements sont drainés à travers de petits canaux d'irrigation développés afin d'améliorer le rendement et l'exploitation de nouvelles terres cultivées. Déjà aux alentours de l'an 6500 av. j.-c., l'assainissement urbain a été parmi les préoccupations des premières civilisations de l'orient. C'est à El-Kowm où ont été trouvés les plus anciens ouvrages d'évacuation des eaux de ménages. Des caniveaux enduits de plâtre creusés dans le sol, (Viollet, 2000).

En effet, le rôle des réseaux d'assainissement a évolué avec le développement des civilisations. Par ailleurs, le premier objectif était d'assurer la sécurité et le confort de la population en drainant le ruissellement au premier cours d'eau. En outre, l'explosion démographique, l'évolution de l'urbanisation et la révolution industrielle du 20^{ème} siècle ont créé de sérieux problèmes économiques et environnementaux. C'est pourquoi, il est nécessaire de connaître avec précision les débits de crues, pas seulement pour concevoir les structures de drainage et les ouvrages de retenue, mais aussi, pour connaître les quantités des polluants dans les rejets et une meilleure gestion des surplus pluviaux.

Il n'y a pas longtemps, la méthode rationnelle était la plus utilisée en Amérique du Nord dans la conception des ouvrages de collecte des eaux et ce, eu égard au peu de variables qu'elle utilise et de la facilité à se procurer les inconnues à travers des statistiques météorologiques concernant des données pluviométriques où aussi, des relevés sur terrain concernant le reste des données. La quasi-totalité des réseaux d'égouts a été dimensionnée avec cette méthode. Malgré les critiques destinées à celle-ci, les structures hydrauliques conçues avec cette méthode continuent encore à remplir leur rôle avec efficacité.

Les dernières années ont vu des changements conceptuels importants dans le domaine de la modélisation du phénomène de transformation pluie-débit d'où l'apparition du modèle du réservoir non linéaire qui a gagné la confiance des professionnels nord-américains.

En se basant sur un bilan volumétrique et en prenant en compte l'effet de l'écoulement superficiel dans les bassins, ce modèle donne des résultats très satisfaisants. Il ne se limite pas à déterminer le débit pluvial de pointe, mais il calcule aussi le débit à l'exutoire tout le long de l'événement pluvial. Cependant, le nombre de variables qu'utilise ce modèle reste important, en plus de la difficulté dans l'obtention de leurs exactes valeurs, sauf si l'application est faite sur des bassins jaugés. Ce qui oblige les ingénieurs à recourir à la méthode rationnelle pour obtenir le débit de conception.

Il est important alors pour les professionnels d'apprécier la fiabilité de cette méthode et les conditions dans lesquelles elle offre les meilleurs résultats. Notamment, après l'important travail fait par Bennis et al. (2007), en généralisant la méthode rationnelle. Cette généralisation a permis d'aller au-delà des limites de cette méthode, allant d'un simple calcul du débit pluvial à l'instant de la concentration du bassin, puis, suites des modifications apportées à la méthode arriver à l'obtention de l'hydrogramme des événements pluviaux à l'exutoire.

Ce travail de recherche s'inscrit dans le domaine de la modélisation de la transformation de la pluie en débit en utilisant les deux méthodes à savoir : la méthode rationnelle et la méthode du réservoir non linéaire. Il sera donc question de recherche des conditions hydrologiques et hydrauliques dans lesquelles les résultats des deux modèles convergent ou divergent.

Après avoir discuté dans le premier chapitre du contexte dont lequel intervient notre recherche, de la problématique, des objectifs ainsi que de la méthodologie adoptée pour aborder le sujet, nous avons commencé par présenter, dans le deuxième chapitre, une revue bibliographique des différentes approches de modélisation pluie-débit, en mettant l'accent sur les deux modèles objets d'étude. Dans le troisième chapitre, nous avons expliqué leurs théories en développant des hypothèses qui nous ont permis d'établir un lien entre les deux modèles. Ensuite une analyse de sensibilité semblait nécessaire pour connaître l'influence de chaque paramètre sur le résultat final de la méthode rationnelle (MR) et le modèle du réservoir non linéaire (MRNL).

Dans le cinquième chapitre, nous avons mis en pratique les concepts développés dans le troisième chapitre, analysé, comparé et interprété les différents résultats.

Enfin nous avons résumé les principaux et importants résultats de la recherche et expliqué leurs intérêts dans le domaine de l'hydrologie et de l'hydraulique.

CHAPITRE 1

CONTEXTE, PROBLEMATIQUE, OBJECTIF ET MÉTHODOLOGIE

1.1 Contexte

Connaitre le débit de crue dans les événements pluviaux avec précision est primordial dans plusieurs études d'ingénierie hydraulique et hydrologique. Dans la conception des réseaux d'assainissement comme dans la gestion du drainage urbain, le débit pluvial de pointe est une donnée indispensable sur laquelle repose toutes les démarches de dimensionnement et la prise de décisions dans la gestion stratégique des déversements ou de traitement des eaux ruisselées.

Les raisons économiques, démographiques, environnementales et climatiques, nous poussent à nous appliquer encore plus dans la recherche hydrologique et hydraulique. Ceci pour mieux comprendre l'influence des différents paramètres intervenants dans la création et la modélisation du ruissellement urbain.

Les raisons économiques se manifestent par un coût très élevé de la réalisation des ouvrages de collecte des eaux pluviales. Une surestimation du débit de conception engendre des frais de réalisation importants, tandis qu'une sous-estimation est synonyme d'inondations qui peuvent causer des pertes matériels et même humaines.

Les raisons démographiques s'expriment par une croissance de la population à l'échelle planétaire. Ce qui signifie la construction de nouveaux réseaux d'assainissements et la gestion du vieillissement des conduites d'égouts déjà en service. A titre d'exemple : 26% du réseau d'égout de Montréal a plus de 60 ans d'âge, (Bennis, 2007). La réhabilitation de ces conduites, entraîne généralement une diminution de leur diamètre qui peut affecter leur capacité hydraulique. Ainsi, il est inéluctable de procéder à toutes les étapes nécessaires à la conception d'un nouveau réseau.

Les raisons environnementales sont de nos jours des plus importantes. L'évolution de la réglementation en matière de la protection de l'environnement a fait que le MDDEP a limité le nombre de déversements des eaux pluviales non traitées, ce qui impose une gestion stratégique du ruissellement urbain. Aussi, une bonne gestion du traitement des eaux d'assainissement exige la connaissance des débits en amont des stations d'épuration.

Les raisons climatiques sont devenues aussi importantes que les raisons environnementales. Le début de ce troisième millénaire a donné naissance à un grand débat sur les changements climatiques et le réchauffement planétaire. Ceux-ci, d'après plusieurs scientifiques, sont à l'origine de nouvelles pluies intenses et concentrées remarquées dans les quatre coins du monde. L'origine des inondations de l'été 2008 au sud de l'arrondissement de Saint-Léonard à Montréal, a suscité une polémique entre citoyens et administration. La population avait alors incriminé un sous dimensionnement du réseau d'égout, alors que l'administration l'imputait aux changements climatiques.

Dans ce contexte, on comprend alors aisément la nécessité d'entreprendre des recherches approfondies, pour fructifier nos connaissances et améliorer la précision des modèles qui traitent la transformation pluie-débit.

D'une manière plus spécifique, il est important de savoir dans quelles conditions hydrologiques ou hydrauliques, la MR produit le même débit de conception que le MRNL. En outre, il a été remarqué dans certaines applications que, pour des durées de pluie égales au temps de concentration, la MR donnait pratiquement les mêmes valeurs des débits de pointe que celles simulées par le MRNL.

1.2 Problématique

La compréhension des différents composants du phénomène de ruissellement dans un bassin versant urbain est sans doute une tâche très compliquée; due essentiellement à la difficulté

des mesures sur terrain, à l'hétérogénéité du milieu et aux changements climatiques, qui deviennent actuellement un facteur à ne pas négliger.

Malgré que les modèles informatisés de simulation hydrologique, en Amérique du nord, s'appuient principalement sur le modèle du réservoir non linéaire pour l'étude du processus de ruissellement, l'ingénieur praticien favorise toujours l'utilisation de la méthode rationnelle pour la détermination des débits pluviaux à des fins de conception d'infrastructure de drainage. Devant cette situation l'ingénieur civil se retrouve dans l'embarras des valeurs de conception à adopter.

D'une part, une méthode classique de faible exigence en données et une facilité de mise en œuvre, la rendant préférable eu égard aux exigences des études d'ingénierie de l'hydrologie à savoir : dimensionnement d'ouvrage, gestion de la ressource, prévision de crues ou d'étiages...etc. En plus de la confiance qu'elle procure encore chez un bon nombre de scientifiques nord Américains, Africains et Européens, tel que Satin, Selmi et Bourrier, (2006) :

« La méthode rationnelle est un excellent outil pour la détermination d'un hydrogramme. En effet, elle permet tout au long du développement du calcul, de rationaliser les résultats et de dégager ainsi les meilleures caractéristiques du projet à retenir. ».

D'autre part, d'autres spécialistes considèrent que la méthode rationnelle surestime le débit de conception pluviale. Par ailleurs, la nécessité de caler les paramètres du modèle du réservoir non linéaire avant son application sur un bassin versant donné (spécialement si celui-ci ne possède pas un historique de mesure des débits pluviaux), rend les résultats fournis par ce modèle non fiables. Ce qui incite les ingénieurs hydrauliciens dans plusieurs cas, à appliquer la méthode rationnelle pour dimensionner les réseaux d'assainissement urbains. Surtout que l'infrastructure existante, a été dimensionnée sur la base de cette méthode, voilà déjà des dizaines d'années, et continue à remplir son rôle avec efficacité.

Ce travail vient répondre à plusieurs questions qui préoccupent les praticiens et les experts du domaine. Il met au point des outils d'aide à la compréhension des sources de convergence et de divergences entre les deux modèles. Il permet donc de mieux cerner le fonctionnement des hydro-systèmes naturels.

1.3 Objectifs de la recherche

L'objectif principal du présent travail, est de disposer de méthodes fiables pour la conception des ouvrages hydrauliques. Pour ce faire, nous avons fixé des objectifs secondaires que nous pouvons récapituler dans les points suivants :

- Établir un lien entre la MR et le MRNL, basé sur des hypothèses raisonnables et conformes avec les théories développées pour calculer le ruissellement urbain.
- Étudier la sensibilité des deux modèles envers les différents paramètres hydrauliques et hydrologiques.
- Explorer les possibilités de convergences entre la MR et le MRNL
- Comparer les résultats du MRNL avec ceux de la MR dans différentes conditions hydrologiques et hydrauliques.

1.4 Méthodologie

La méthodologie suivie pour établir un lien entre la méthode rationnelle et le modèle du réservoir non linéaire comporte cinq grandes étapes, à savoir : la recherche bibliographique, un développement théorique (modélisation du ruissellement en milieu urbain), une analyse de sensibilité, une mise en œuvre pratique avec analyse des résultats et en fin une conclusion générale.

1.4.1 Recherche bibliographique

La recherche bibliographique a permis de recueillir et d'analyser les connaissances concernant les performances des principaux modèles hydrologiques utilisés en Amérique du nord en mettant l'accent sur les deux modèles, qui font l'objet de notre recherche.

Ces modèles sont :

- La méthode rationnelle;
- Le modèle de l'hydrogramme unitaire;
- La méthode de des isochrones;
- Le modèle du réservoir non linéaire.

1.4.2 Modélisation du ruissellement en milieu urbain

Après avoir recueilli et analysé les connaissances dans le domaine étudié, nous avons procédé à détailler les théories sur lesquelles sont basés les modèles hydrologiques urbains. Cette analyse permet de donner une nouvelle compréhension du phénomène de ruissellement, et corriger ainsi l'hydrogramme de ruissellement produit par la MR pour différentes durées de la pluie.

Ensuite, nous avons décortiqué les énoncés mathématiques spécifiques à chaque modèle, en vue de mieux comprendre les formules qui reproduisent les aspects physiques et météorologiques d'un bassin versant. Cette compréhension s'avère nécessaire pour établir les hypothèses qui serviront par la suite à la construction du lien entre la MR et le MRNL.

Par ailleurs, une conceptualisation des différents types de surfaces d'un bassin versant urbain a été réalisée, afin de retracer le cheminement du ruissellement urbain avant d'atteindre l'exutoire.

En ce basant sur la conceptualisation précédente, nous avons réalisé un bilan volumétrique propre à un bassin versant urbain. Le but était d'aboutir à la formule de la MR à partir du MRNL en appliquant les hypothèses de la recherche.

1.4.3 Analyse de sensibilité

Juste après le complément du développement théorique et l'établissement du lien entre la MR et le MRNL nous avons entamé une analyse de sensibilité des deux modèles. Cette analyse touchait tous les paramètres participant d'une façon directe ou indirecte à la détermination du débit de ruissellement. Cette étape est importante avant de procéder à la validation des résultats théoriques. Elle a servi à évaluer l'impact relatif des paramètres d'entrées sur les résultats des simulations spécifiques à chaque modèle.

Lors de cette analyse, nous avons affecté des valeurs très élevées aux paramètres de Horton pour le MRNL. Par cette action, nous avons supprimé totalement la contribution de la couche perméable et la couche imperméable indirectement drainée au ruissellement urbain. Ceci visait à établir une comparaison correcte entre les deux modèles.

1.4.4 Mise en œuvre pratique et analyse des résultats

La mise en œuvre pratique est réalisée de deux manières :

- La première est une application sur un site synthétique;
- La deuxième est une application sur un site réel, utilisant des pluies synthétiques et d'autres réels.

Le but de ces deux applications est de prouver la validité des hypothèses suivantes :

- Hypothèse 1 : le débit de pointe est atteint à l'instant où le volume d'eau stocké à l'intérieur du bassin est maximum.
- Hypothèse 2 : l'intensité de l'infiltration dans la partie perméable est supérieure à

l'intensité pluviale tout le long de l'averse.

- Hypothèse 2 : majorer la valeur de la fraction de la surface imperméable directement drainée pour égaler la valeur du coefficient de ruissellement.

➤ **Site synthétique**

Nous avons supposé un réseau de drainage synthétique qui relie six bassins versants ayant des superficies variant entre 2,55ha à 122,15ha. Le but était de comparer les réponses des deux modèles à des sollicitations pluviométriques synthétiques, avant et après l'application des concepts théoriques développés pour établir le lien entre la MR et le MRNL.

Puis, nous avons procédé à une variation des différents paramètres hydrologiques des bassins versants, afin d'évaluer la robustesse de la concordance démontrée entre les deux modèles.

Ensuite, nous avons simulé les débits dans différents nœuds du réseau synthétique en utilisant les deux modèles. Le même calcul aux mêmes points a été fait en prenant en considération le réseau de collecte des eaux pluviales. Ces simulations visaient à vérifier et à évaluer les effets du laminage et du stockage à l'intérieur du réseau de drainage urbain, sur les valeurs des débits calculés à travers les deux modèles.

Pour finir avec le réseau synthétique, nous avons effectué des simulations avec la MR en augmentant la durée de la pluie et en maintenant son intensité inchangée. Le but de ces simulations est de prouver que la linéarité de la MR crée une désynchronisation des débits régénérés des différents bassins, ce qui explique l'écart entre les débits calculés par la MR et ceux calculés par le MRNL.

➤ Site réel

Les résultats trouvés à travers les simulations sur un site synthétique ont besoin d'être validés par des applications sur un site réel. Pour ce faire, deux types de pluies ont été utilisés :

1- Pluies synthétiques

L'utilisation des pluies synthétiques nous permet de mieux contrôler la durée des averses. Ceci, nous a facilité l'application de l'un des concepts supposés au début de la recherche (celui de considérer des durées de pluies égales au temps de concentration). Deux pluies avec des périodes de retour de 5 et de 10ans respectivement, ont été utilisées. Ce sont les périodes utilisées généralement lors de la conception des réseaux de drainage. L'objectif de cette application est de confirmer le bienfondé des hypothèses de la recherche.

2- Pluies réelles

Afin de valider les résultats des simulations précédentes, nous avons utilisé deux événements pluviométriques réels. Nous avons calibré puis validé les paramètres de la méthode rationnelle. Ensuite nous avons refait les mêmes simulations sur le MRNL avec l'application des concepts théoriques supposés pour établir le lien entre la MR et le MRNL. Le but est d'effectuer un passage de la MR au MRNL global et détaillé, ce qui est l'objectif de notre recherche.

1.4.5 Conclusion

En fin, nous avons rédigé une conclusion générale dans laquelle nous avons présenté une synthèse des résultats les plus importants de la recherche.

CHAPITRE 2

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

En hydrologie urbaine, un modèle est conçu pour désigner une représentation mathématique ou physique du cycle de l'eau construite dans le but de mieux comprendre son fonctionnement et de le faire évoluer (Chocat, 1997). D'autre part, la modélisation hydrologique est aussi l'ensemble d'équations mathématiques représentant l'état d'un bassin versant et l'évolution du cycle de l'eau par rapport à des conditions météorologiques spécifiées (Leconte, 2007).

Quoique le premier rôle d'un modèle hydrologique et hydraulique reste de prévoir les débits de conception des structures de collecte d'eau, avec le temps, l'intérêt de l'utilisation de ces modèles a pris plusieurs axes environnementaux, agricoles et industriels ; le diagnostic du fonctionnement et la gestion des réseaux d'assainissements, la gestion des stations d'épuration, les études sur l'impact des changements climatiques, la gestion de l'irrigation et la production de l'énergie hydroélectrique. Dans le milieu urbain, ces modèles simulent trois phases importantes dans le cycle de l'eau, selon Bennis et al. (2007) :

- 1- la variation spatio-temporelle de la pluie,
- 2- la transformation pluie-débit sur la surface du bassin,
- 3- la propagation des ondes de crue dans les conduites et les réservoirs.

Dans le présent travail, nous sommes concernés, principalement, par la transformation pluie-débit. Pour cela, nous allons concentrer notre effort sur les deux modèles les plus utilisés en Amérique du Nord, soit la méthode rationnelle et le modèle du réservoir non linéaire.

Les deux modèles sont des modèles déterministes qui conceptualisent les phénomènes naturels principaux contribuant au ruissellement urbain. Le premier est un modèle linéaire

simple, par apport à l'intensité pluviale, le coefficient de ruissellement et la surface du bassin. Le deuxième, est un modèle non linéaire du débit de ruissellement en fonction de la profondeur d'eau dans le réservoir, (Rivard, 1998). Le MRNL considère le bassin hydrologique comme une boîte noire. À part le grand nombre d'hypothèses simplificatrices propres à la méthode rationnelle, la différence principale entre les deux modèles, réside dans la considération de l'écoulement superficiel à l'intérieur du bassin versant par le MRNL. Ceci, par l'intégration de l'équation de Manning dans le bilan volumétrique effectué sur le bassin versant.

➤ **Méthode rationnelle**

La méthode rationnelle a été utilisée pour la première fois en 1851 en Irlande. Presque quarante ans après soit en 1889, elle fit son apparition en Amérique du nord, où Kuichling l'a utilisée pour étudier le comportement de plusieurs réseaux de collecte des eaux de ruissellement en milieu urbain. D'après une enquête effectuée auprès de 37 municipalités en 1975, 97% des municipalités canadiennes concevaient leurs réseaux d'égouts pluviaux à l'aide de cette méthode, (Brière, 2006).

La méthode rationnelle a eu le même succès en Europe. Elle a été utilisée en Angleterre en 1906, puis elle voit le jour en France en 1941 sous l'appellation de la méthode Caquot. En Europe centrale elle se nommait méthode d'Imhoff, c'était en 1964, (Bennis et Crobeddu, 2007).

La méthode rationnelle ne calcule que le débit maximal qu'un bassin versant peut produire après une sollicitation pluviale. Plusieurs hypothèses simplificatrices sont à l'origine de sa formulation; dont les plus importantes sont :

- L'intensité des pluies est constante durant l'événement pluvial et uniforme à travers l'espace du bassin;
- Le coefficient de ruissellement indépendant de l'historique pluviométrique du bassin et constant pendant l'averse.

Ces deux points ont une influence directe sur les résultats du modèle. L'intensité d'une pluie donnée est déterminée à partir des courbes IDF (Intensité, Durée, Fréquence), dont la durée de l'averse est égale au temps de concentration t_c . Plusieurs formules empiriques estiment ce temps, les plus utilisées sont celles de Kirpitch (1940), de la FAA (*Federal Aviation Agency*, 1970) et de l'onde cinématique (Morgali et Linsley, 1965). Par contre, le coefficient de ruissellement est lié directement à la nature du sol du bassin. Il est estimé à partir des relevés sur le terrain.

En réalité, la MR ne donne qu'une partie des informations en relation avec le cycle de l'eau. Ce peu d'informations ne nous permet pas de construire un hydrogramme de ruissellement, sans avoir recours à des calculs élaborés et onéreux. En plus, ce peu d'information reste à valider, vu la simplicité de la théorie sur laquelle la MR a été fondée. En 1993, Viessman et Hammer ont conclu que la méthode rationnelle n'est appropriée que pour les faibles superficies, n'excédant pas 5 km^2 . Cependant le ministère du transport du Québec dans son manuel de conception des ponceaux de 1994, a permis l'utilisation de la méthode jusqu'à une superficie de 25 km^2 ; ce qui correspond à, une taille maximale des bassins versants urbains.

Malgré toutes les hypothèses simplificatrices qui ont conduit à l'apparition d'une formule simple de transformation pluie-débit et facile à appliquer, la MR a servi à dimensionner la quasi-totalité des réseaux de drainage urbain en Amérique du Nord. Ces réseaux continuent jusqu'à présent à jouer leur rôle. La simplicité et la facilité dans l'obtention du peu de paramètres qu'elle renferme, a fait d'elle la méthode favorite des ingénieurs. Il reste toujours utile de procéder au calibrage de ces paramètres afin d'améliorer les résultats. Néanmoins, cette procédure de calibrage n'est pas vraiment indispensable.

➤ **Modèle de l'hydrogramme unitaire**

La méthode de l'hydrogramme unitaire est apparue il y a presque 80 ans (Sherman, 1932). Un hydrogramme unitaire est défini comme étant l'hydrogramme de ruissellement résultant d'une pluie excédentaire (soit en considérant les pertes) de 1 unité (1 mm, 1 cm ou 1 po) tombant uniformément sur un bassin pendant une durée spécifiée (Rivard, 1998). En 1945

Clarke a développé ce concept pour donner un hydrogramme unitaire instantané, qui est par la suite devenu un hydrogramme infinitésimal (Chow, Maidment et Mays, 1988).

La théorie de l'hydrogramme unitaire est fondée sur la supposition de la disponibilité des mesures des précipitations et des débits résultants pour un cours d'eau jaugé. Chose qui n'est pas toujours vraie, spécialement en milieu urbain. Ce qui a poussé les chercheurs à développer des équations empiriques modélisant les caractéristiques de l'hydrogramme unitaire. Citons les travaux réalisés au Canada ; l'hydrogramme proposé par Espey et al (1977), et le CUHP (*Colorado Urban Hydrograph Procedure*) proposé par le manuel de drainage de Denver (Wright et McLaughlin, 1991) de (Rivard, 1998).

➤ **Méthode des isochrones**

La première fois que cette méthode a été testée, en Amérique du Nord, c'était aux États-Unis en 1972, où elle a été utilisée pour le développement du programme ILLUDAS (*ILLinois Urban Drainage Area Simulator*). Sa naissance date de 1960 en Angleterre dans BRRL (*British Road Research Laboratory*). Le principe de la méthode est d'établir une relation entre la surface du bassin et le temps de ruissellement (temps de concentration), ce qui permet de définir des isochrones. Ces derniers sont des lignes montrant des temps de ruissellement identiques vers le point considéré (pourcentage de la surface qui contribue au ruissellement en fonction du temps de ruissellement). La forme des lignes est dictée par la géométrie des bassins. Le programme ILLUDAS, comme son descendant SIRDU-PC, suppose une relation linéaire, ce qui correspond à une forme rectangulaire. Cette hypothèse engendre une surestimation dans le cas d'un bassin triangulaire et une sous-estimation dans le cas d'un bassin de forme secteur, (Rivard, 1998).

➤ **Modèle du réservoir non linéaire**

Le développement qu'ont vu les dernières décennies du 20^{ème} siècle dans le domaine de la gestion des eaux pluviales et usées a créé la nécessité de connaître l'évolution des volumes ruisselés à travers le temps. Chose que la méthode rationnelle ne peut fournir, en se limitant à donner un débit maximal sans indication précise en ce qui concerne le volume des eaux

ruisselé. Ce qui ne permettait pas de mettre en application les nouvelles formes de la gestion des eaux de ruissellement en milieux urbains (Brière, 2006).

D'autre part, l'évolution des autres disciplines comme l'électronique et l'informatique, ont pu mettre à la disposition des ingénieurs de nouveaux outils de calcul de plus en plus robustes. C'est dans ce contexte que l'EPA (*Environmental Protection Agency*) a développé la première version du logiciel SWMM (*Storm Water Management Model*) destiné à l'analyse des débordements d'eaux usées dans des réseaux combinés (Metcalf & Eddy., 1971), où le modèle du réservoir non linéaire a été incorporé dans le bloc RUNOFF du programme (Huber et Dickinson, 1988). A l'aide de ce modèle, SWMM génère l'hydrogramme de ruissellement à partir d'un hyétogramme de pluie et d'une description des caractéristiques physiques associées aux différents types de surfaces d'un bassin.

Malheureusement, ce modèle renferme beaucoup de paramètres dont certains sont conceptuels et doivent être étalonnés. En absence de bassins versants jaugés, les résultats fournis par ce modèle restent purement académiques. Dans les études de conception de structures de drainage ainsi que dans les diagnostics de fonctionnement hydraulique des réseaux existants, ces modèles informatisés sont maintenant systématiquement utilisés partout en Amérique du Nord. Cette tendance s'explique en grande partie par les possibilités offertes pour l'usage de logiciels commerciaux de plus en plus conviviaux et rapides.

➤ **Analyse critique de la MR et du MRNL**

Afin de surmonter les contraintes imposées par les hypothèses simplificatrices de la MR, divers travaux de recherche ont été consacrés à l'amélioration des fondements théoriques sur lesquels a été basé cette méthode. Nous citons les travaux de Smith et Lee, (1984) et de Guo, (2001) qui ont utilisé la MR pour simuler un hydrogramme de ruissellement correspondant à une intensité variable. Ogden et Dawdy, (2003) ont remplacé le coefficient de ruissellement de la MR par la conductivité hydraulique moyenne pour représenter les pertes sur les surfaces perméables.

Plus récemment Bennis et Crobeddu, (2007) ont transformé la MR en véritable modèle de

simulation de ruissellement qui reproduit fidèlement aussi bien le débit de pointe et son temps d'occurrence que le volume de ruissellement. Cette MR généralisée permet de :

- 1- Prendre en considération une intensité de pluie et d'infiltration dans le sol variable dans le temps et dans l'espace ;
- 2- Tenir compte des rétentions initiales sur les surfaces perméables et imperméables ;
- 3- Tenir compte, séparément, des contributions des surfaces imperméables directement drainées et des surfaces perméables.

Par ailleurs, lors de l'utilisation de la MR pour la conception de nouvelles structures de drainage, on a recours à une multitude de formules empiriques pour estimer le temps de concentration. La diminution du temps de concentration fait augmenter l'amplitude du débit de pointe et le rend hâtif. Son augmentation produit l'effet inverse. Il est possible d'utiliser ces propriétés pour améliorer les critères de performance du modèle de simulation au cours du calibrage. Cependant, le choix de la formule de calcul du temps de concentration influence énormément le résultat de calcul et modifie sensiblement les valeurs du débit de pointe et du temps de montée de l'hydrogramme. En utilisant cinq formules différentes pour le calcul du temps de concentration, Rossmiller (1982) a trouvé des temps de concentration qui varient entre 5 et 43 minutes pour le même bassin de drainage.

On peut penser à première vue que l'utilisation du MRNL qui n'est pas basée sur la notion de temps de concentration, nous affranchit de toutes les difficultés précitées. Cependant, le choix de la largeur W du bassin dans le MRNL introduit la même incertitude que le calcul du temps de concentration dans la MR. D'ailleurs, en pratique, la largeur du bassin W est souvent utilisée comme paramètre d'étalonnage pour ajuster les débits simulés aux valeurs mesurées ou pour faire diminuer l'écart entre l'estimation du débit de pointe et le temps de montée en cours de prévision. Ainsi, l'augmentation de la largeur W du bassin amplifie l'amplitude du débit de pointe et fait diminuer le temps de transit sur la surface du bassin, réduisant, par le fait même, le temps de montée de l'hydrogramme. Alors que, la diminution de la largeur W produit l'effet inverse.

Ainsi, malgré toutes les améliorations apportées à la MR, les débits de conception calculés par cette méthode demeurent toujours différents de ceux calculés par la méthode du MRNL. Il devient ainsi difficile de valider les résultats obtenus lors de la conception manuelle d'un réseau avec la MR en utilisant des outils informatisés basés sur le MRNL.

L'objectif du présent travail est d'établir un lien entre le MRNL la MR généralisé en vue d'assurer une cohérence entre leurs résultats respectifs. On démontrera en particulier qu'il y'a un moyen de choisir des paramètres du MRNL afin d'obtenir le même débit de conception que celui de la MR.

CHAPITRE 3

MODÉLISATION DU RUISSELLEMENT EN MILIEU URBAIN

3.1 Introduction

Si la proposition de nouveaux modèles hydrologiques dans le milieu urbain semble être rare à l'heure actuelle, l'évaluation et la validation réelles de ces outils deviennent alors un choix valable pour améliorer leur précision et leur fiabilité. Cependant le moyen le plus approprié pour se rendre compte des capacités des modèles et de remédier à certaines limitations des évaluations individuelles, est de conduire des études comparatives dans lesquelles les modèles sont appliqués aux mêmes cas d'études. Notant que Nascimento (1995) voit que les études comparatives entre les modèles est une nécessité. C'est d'ailleurs l'approche que nous avons poursuivie afin de progresser dans la réflexion sur les deux modèles sujets de la recherche.

3.2 La méthode rationnelle

La MR traditionnelle est basée sur les hypothèses suivantes :

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

Lors de la conception d'une conduite de drainage pluviale, on choisit une pluie de projet d'une certaine période de retour. Afin de faire contribuer simultanément l'ensemble de la superficie du bassin au ruissellement à l'exutoire, la durée de cette pluie doit égaler le temps de concentration du bassin versant. Dans ce cas, le débit de pointe à l'exutoire du bassin de drainage est donné par la formule :

$$Q_p = K C I A \quad (3.1)$$

- Où Q_p : débit de pointe (m^3/s)
 K : coefficient de conversion (0,0028 en SI)
 C : coefficient de ruissellement
 I : intensité de la pluie (mm/h)
 A : superficie du bassin (hectares)

Le coefficient de ruissellement est utilisé dans la MR comme une constante, ce qui n'est pas le cas dans la réalité. Sa valeur est déterminée suite à des relevés sur le terrain et dépend (Brière 2006) :

- de la nature de la surface et la pente moyenne du terrain;
- du pourcentage d'emménagement de l'eau dans les affaissements du terrain;
- des conditions atmosphériques antérieures à la pluie.

Dans son livre ; gestion des eaux pluviales en milieu urbain Rivard, (1998) a rapporté que :

« Le coefficient de ruissellement est le paramètre dont l'évaluation demeure la plus subjective dans l'application de la méthode; une quantification adéquate requiert donc un bon jugement et une expérience minimale de la part du concepteur. »

L'intensité de la pluie est tirée des courbes intensité - durée - fréquence de la région sous étude. Cette courbe peut avoir la forme suivante :

$$I = \frac{A}{(t + B)} \quad (3.2)$$

Où : t : durée de la pluie (min)

A et B : sont des constantes propres à chaque région et à chaque période de retour.
Ces constantes doivent être déterminées à partir des mesures historiques de la pluie.

La durée de la pluie est considérée égale au temps de concentration d'un bassin versant donné. La littérature a rapporté plusieurs formules pour estimer ce temps de concentration (Bennis, 2003). Nous citons les plus utilisées :

Formule de la FAA (*Federal Aviation Agency*)

La FAA a développé en 1970 cette formule aux Etats-Unis pour estimer le temps de concentration pour les terrains d'aviation :

$$t_c = K_2 (1,1 - C) \frac{\sqrt{L}}{S_0^{0,333}} \quad (3.3)$$

Où : t_c : temps de concentration (min),

$K_2 = 3,26$ en SI ; 1,8 en SA,

C : coefficient de ruissellement,

L : longueur de parcours (m en SI, pi en SA),

S_0 : pente représentative de la surface, en %.

Formule de l'onde cinématique

Ce sont Viessman et Lewis en 1956 qui ont développé cette formule, qui a été dérivée de l'analyse de l'onde cinématique de ruissellement.

$$t_c = K_4 \frac{L^{0,6} n^{0,6}}{I^{0,4} S_0^{0,3}} \quad (3.4)$$

Où : t_c : temps de concentration (min),

$K_4 = 6,92$ en SI ; $0,94$ en SA,

L : longueur de parcours (m en SI, pi en SA),

I : intensité de l'averse (mm/h en SI ; po/h en SA),

n : coefficient de Manning,

S_0 : pente moyenne du bassin (m/m ou pi/pi).

Formule de Kirpich (zone agricole)

Kirpich en 1940 a étalonné la formule suivante après plusieurs expériences sur six petits bassins versants en Pennsylvanie :

$$t_c = K_1 L^{0,77} S_0^{-0,385} \quad (3.5)$$

Où : t_c : temps de concentration (min),

$K_1 = 0,1147$ en SI ; $0,0459$ en SA,

L : longueur de parcours (m en SI, pi en SA),

S_0 : pente moyenne du bassin en %.

Dans le cas où la longueur de parcours ne peut être mesurée, la formule suivante est utilisée pour l'estimer :

$$L = K_L A^{0,568} \quad (3.6)$$

Où : L : longueur du parcours (m en SI ; pi en SA),

$K_L = 95,95$ en SI ; $188,3$ en SA,

A : aire du bassin (ha en SI ; acres en SA).

En supposant qu'il y a une relation linéaire entre le temps écoulé depuis le début de la pluie et la surface contributive cumulative du bassin, l'hydrogramme correspondant à une pluie de durée t_c est donné par la forme (2) de la figure (3.1). Lorsque la durée de la pluie est

inférieure ou supérieure au temps de concentration l'hydrogramme de débit correspondant est donné respectivement par les formes (1) ou (3).

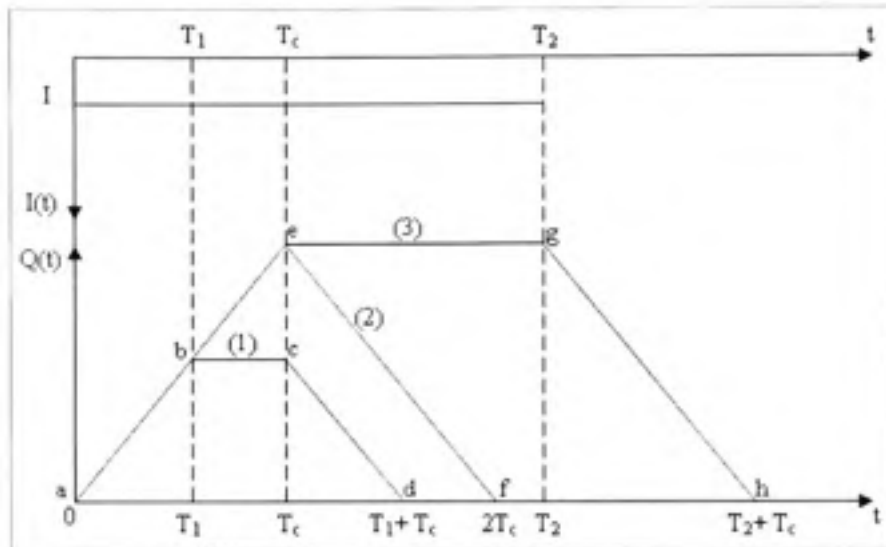


Figure 3.1 Hydrogramme de ruissellement pour différentes durées de la pluie à intensité donnée.

(1): La partie (abcd) de l'hydrogramme, correspond à une durée de pluie inférieure au temps de concentration. Une tranche seulement A_1 , de la surface du bassin contribue au débit de pointe. Tel que ;

$$A_1 = (T_1 / T_c)A$$

La contribution de la partie restante du bassin au débit pluvial, commence avec un retard de $T=T_1$. Le débit restera alors constant jusqu'à l'acheminement de la goutte d'eau la plus éloignée du bassin à $T= T_c$ (section bc). A cet instant commence la descente du débit jusqu'à l'élimination (point d).

(2): La partie (acf) de l'hydrogramme, représente une pluie de durée égale au temps de concentration, Dans lequel le débit pluvial augmente pour atteindre la valeur maximale à

$T=T_c$ (point e). A cet instant même, commence la diminution jusqu'à l'élimination (point f).

- (3): La partie (aejh) de l'hydrogramme, reflète une pluie supérieure au temps de concentration. A l'instant $T=T_c$ (point e), où le ruissellement à l'exutoire atteint son maximum. Ce débit de pointe reste constant pendant l'averse (segment ej). A $T=T_3$, la fin de l'événement pluvial, commence la descente du débit jusqu'à l'élimination.

Cette analyse néglige un aspect important qui caractérise les intensités des pluies. selon l'équation 3.2 une intensité d'une pluie donnée, sera plus faible si la durée de l'averse est plus longue. L'inverse est vrai, l'intensité sera plus forte si la durée est plus courte.

Dans la figure 3.1, il a été supposé que l'intensité de la pluie est constante à différentes durées de la pluie. Ceci explique le fait que la pente de montée et de descente des hydrogrammes 1, 2 et 3 est identique. En réalité comme indiquée dans l'équation 3.2, l'intensité de la pluie décroît avec sa durée pour une période de retour donnée. Dans ce contexte, les hydrogrammes de ruissellement doivent être modifiés, voir la figure 3.2.

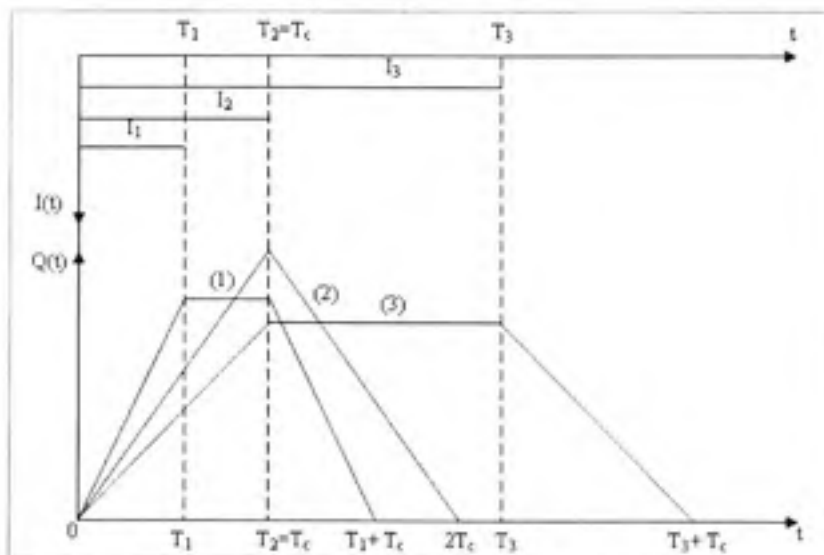


Figure 3.2 Hydrogramme de ruissellement pour différentes durées de la pluie pour une période de retour donnée.

De la figure 3.2 on peut voir pourquoi la durée critique de la pluie qu'on choisit lors de la conception doit égaler le temps de concentration du bassin. Pour des durées supérieures au temps de concentration, l'intensité de la pluie diminue comme l'indique l'équation 3.2. Mais la surface contributive ne peut excéder la surface totale du bassin. Pour des durées de pluie inférieures au temps de concentration, l'intensité augmente, mais ne peut pas compenser la diminution de la surface contributive (Smith et Lee, 1984). Soulignons au passage que les cas (2) et (3) pour lesquels les durées de la pluie T_2 et T_3 sont respectivement égale et supérieure au temps de concentration sont utilisés adéquatement en pratique. Le cas (1) pour lequel la durée de la pluie T_1 est inférieure au temps de concentration est souvent mal utilisé. C'est le cas par exemple, dans la dernière version du logiciel XP-SWMM2000 où l'on a oublié la présence d'un plateau dans l'hydrogramme entre les instants T_1 et T_c . Par ailleurs, dans l'article de Bennis et al. (2007), on a considéré que les débits de pointe des hydrogrammes (1) et (3) se trouvaient sur la droite de montée de l'hydrogramme (2). De ce fait, les débits de pointe des hydrogrammes (1) et (3) ont été respectivement sous-estimé et sur-estimé. Ainsi, la figure 3.2, corrige toutes ces erreurs.

3.3 Généralisation de la méthode rationnelle

Bennis et al. (2007), ont réalisé un travail important en ce qui concerne la généralisation de la méthode rationnelle. Ils ont démontré que celle-ci peut donner des résultats bien avantageux comparativement au modèle du réservoir non linéaire. L'idée de généraliser la méthode rationnelle à une pluie d'intensité variable provient de l'allure (1) de l'hydrogramme représenté à la figure 3.1. En effet, soit un hyétogramme de pluie représenté par les intensités successives $I_1, I_2, \dots, I_j, \dots, I_N$ (figure 3.3) :

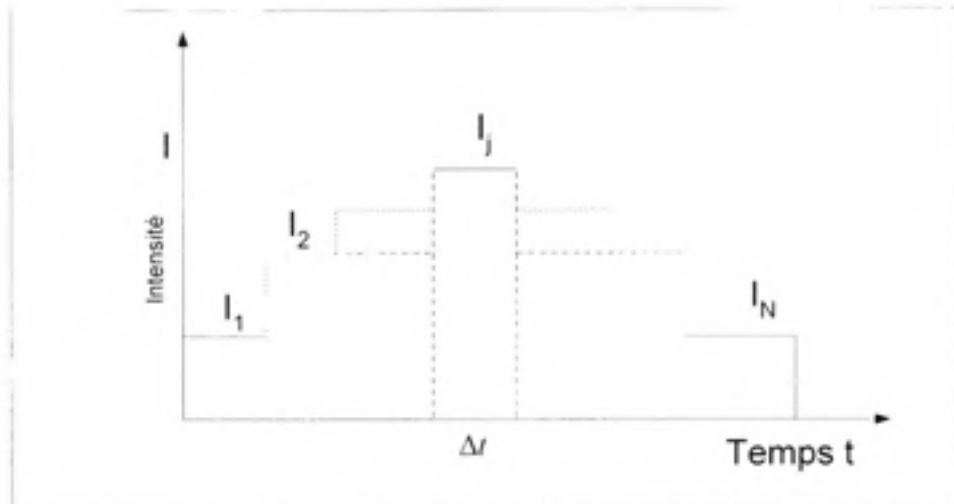


Figure 3.3 Hyétogramme de pluie.

En posant la durée de la pluie t_1 égale au pas d'échantillonnage Δt de l'hyétogramme de pluie, le débit de pointe correspondant à chacune des intensités, $I_1, I_2, \dots, I_j, \dots, I_N$ est donné par :

$$Q_p(t_o + j\Delta t) = K \frac{\Delta t}{T_c} I_j AC \quad (3.7)$$

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

3.4 Le modèle du réservoir non linéaire (MRNL)

Le MRNL est très utilisé lorsqu'on fait appel à l'informatique pour simuler le ruissellement en milieu urbain. C'est en particulier le modèle utilisé dans le logiciel SWMM (Huber et Dickinson, 1988). Le ruissellement sur un bassin est modélisé par un réservoir schématisé par la figure 3.4.

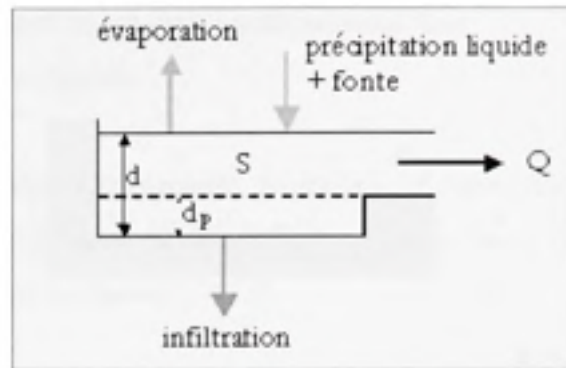


Figure 3.4 Schéma du MRNL.

Le MRNL est basé sur le couplage de l'équation de continuité et de l'équation de Manning. L'équation de continuité s'écrit :

$$\frac{\partial S}{\partial t} = A \frac{\partial d}{\partial t} = A i^* - Q \quad (3.8)$$

Où : d : profondeur de l'eau du bassin (m);

A : surface du bassin (m^2);

$S = Ad$: volume d'eau disponible dans le bassin à l'instant t (m^3);

T : temps instantané (s);

i^* : intensité des précipitations nettes (pluie brute + fonte - infiltration - évaporation) en (m/s).

Le débit de sortie Q (figure 3.4) est donné par l'équation de Manning écrite sous la forme suivante :

$$Q = W \frac{1}{n} (d - d_p)^{5/3} S_n^{1/2} \quad (3.9)$$

Où : W : largeur du bassin (paramètre à étalonner);

n : coefficient de Manning;

d_p : profondeur de stockage dans les dépressions (m);

S_0 : pente du terrain (m/m).

Si le bassin est réellement rectangulaire, la largeur W représente effectivement sa vraie grandeur (figure 3.5). Autrement dit, W devient un paramètre d'étalonnage pour ajuster les débits simulés aux valeurs mesurées.

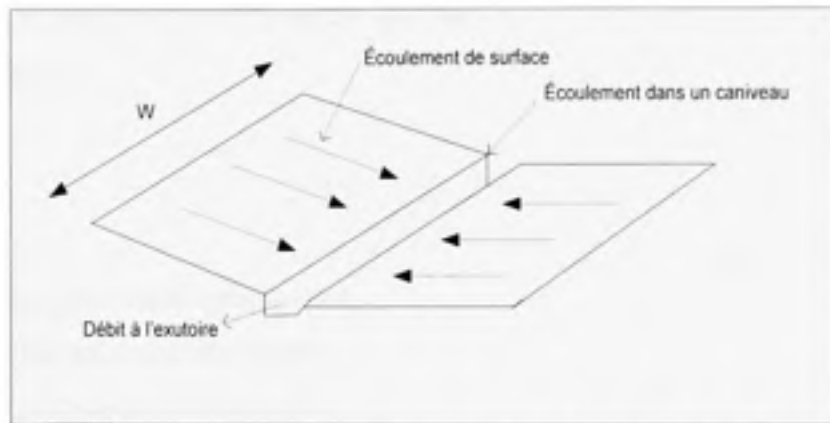


Figure 3.5 Schématisation du bassin de drainage.

En combinant les équations (3.8) et (3.9) on obtient l'équation (3.10) suivante à résoudre :

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i^* - W \frac{S_0^{1/2}}{nA} (d - d_p)^{5/3} \quad (3.10)$$

Par les différences finies, l'équation (3.10) devient :

$$\frac{d_2 - d_1}{\Delta t} = i^* - W \frac{S_0^{1/2}}{nA} \left[d_1 + \frac{1}{2}(d_2 - d_1) - d_p \right]^{5/3} \quad (3.11)$$

À chaque intervalle de temps, la valeur de d_2 est trouvée par la méthode itérative de Raphson-Newton. Les différentes valeurs successives des profondeurs d permettent ensuite de calculer les débits correspondant à l'exutoire du bassin en utilisant l'équation (3.9).

3.5 Prise en compte explicite des surfaces perméables dans le MRNL

Aussi bien sur les surfaces perméables qu'imperméables, il n'y a seulement qu'une partie de la pluie tombée sur le bassin qui engendre un ruissellement. Pour les surfaces perméables, ces pertes peuvent se produire par deux mécanismes distincts : la rétention en surface dans les irrégularités du sol et l'infiltration dans les couches profondes. L'intensité d'infiltration peut être calculée à l'aide de la méthode de Horton (1940). Celle-ci est la plus employée en hydrologie urbaine.

$$f = f_{\infty} + (f_0 - f_{\infty}) e^{-kt} \quad (3.12)$$

Où : f : la capacité d'infiltration (mm/h)

$f_0(t)$: infiltration initiale (mm/h)

$f_{\infty}(t)$: infiltration finale (mm/h)

t : temps depuis le début de la précipitation (s)

k : constante qui représente le taux de décroissance dans la capacité d'infiltration (s^{-1})

Bennis (2003) a bien schématisé la méthode de Horton :

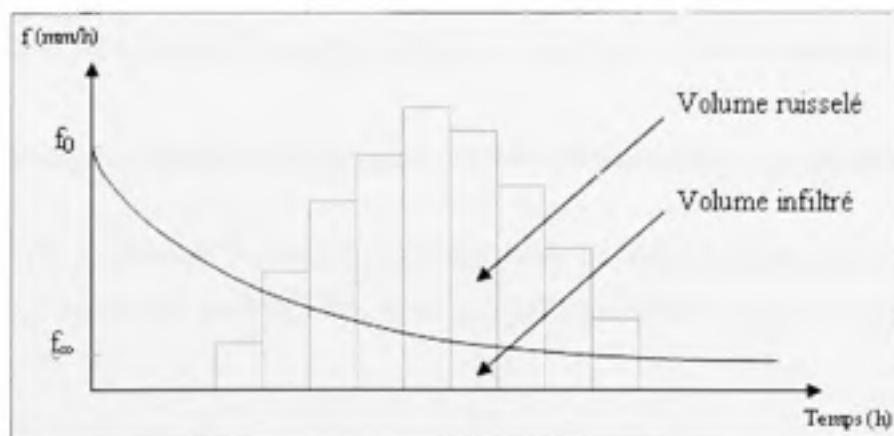


Figure 3.6 Méthode de Horton.

Pour obtenir l'infiltration cumulative. On procède à l'intégration de l'équation 3.12 :

$$F(t) = f_0 t + \frac{(f_0 - f_c)}{k} (1 - e^{-kt}) \quad (3.13)$$

Les valeurs des paramètres de Horton varient en fonction de la nature du sol. Chaque type de sol a une capacité d'infiltration spécifique. Ça a été caractérisé de la façon suivante (Bennis, 2003) :

Tableau 3.1 Paramètre d'infiltration de Horton

Catégorie de sol	A	B	C	D
f_0 (mm/h)	250	200	125	75
f_c (mm/h)	25	12	6	2,5
k (1/h)	2 à 5	2 à 5	2 à 5	2 à 5

Où : A : faible possibilité de ruissellement (sable et gravier bien drainés);

B : taux d'infiltration moyen (texture moyennement fine à moyennement grosse; sable)

C : faible taux d'infiltration (texture assez fine, sols contenant de l'argile);

D : forte possibilité de ruissellement (argiles, nappes constamment hautes).

3.6 Passage du modèle du réservoir non linéaire à la méthode rationnelle

Afin de suivre au mieux le cheminement des eaux de ruissellement, on départage les différents sous bassins de drainage dans les zones urbaines en trois types de surfaces, figure 3.7 :

➤ les surfaces imperméables directement drainées : celles-ci incluent les toits plats des maisons, les pavages, les trottoirs et les surfaces bétonnées directement reliées au réseau

de drainage ;

- les surfaces imperméables indirectement drainées : elles comportent les toits des maisons en pente et les surfaces bétonnées dont les eaux de ruissellement transitent par les jardins ou les aires gazonnées avant de rejoindre l'égout ;
- les surfaces perméables : elles comprennent toutes les surfaces naturelles gazonnées ou vagues incluant les parcs et les terrains de jeu.

En séparant les contributions des différents types de surfaces l'équation (3.10) qui représente le MRNL peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\frac{\partial d}{\partial t} = C_{dir} I + (C_{per} + C_{ind})(I - f) - \frac{W(d - d_p)^{5/3} S_0^{1/2}}{A \cdot n} \quad (3.14)$$

- Où :
- C_{dir} : fraction de la surface imperméable directement drainée
 - C_{per} : fraction de la surface perméable
 - C_{ind} : fraction de la surface imperméable indirectement drainée

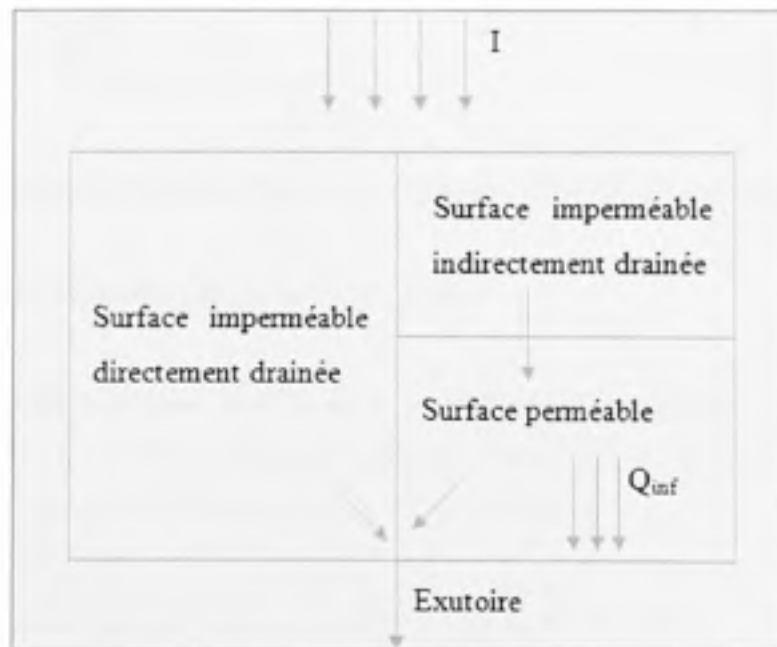


Figure 3.7 Conceptualisation des différents types de surfaces.

Le bilan volumique dans le bassin de drainage présente des propriétés différentes sur deux périodes distinctes (figure.3.8) : Pour des instants $t < t_r$, le débit d'entrée dans le bassin de drainage Q_e , constitué par les pluies nettes, est supérieur au débit de ruissellement à l'exutoire Q_s . Il y a alors augmentation du volume de stockage S et par conséquent de la profondeur d'écoulement d dans le bassin de drainage. Pour des instants $t > t_r$, le débit d'entrée dans le bassin de drainage Q_e est inférieur au débit de ruissellement à l'exutoire Q_s . Il y a alors diminution du volume de stockage S et de la profondeur d dans le bassin de drainage. À l'instant $t=t_r$, le volume de stockage S et la profondeur d'écoulement d sont maximums dans le bassin de drainage. D'autre part à l'instant $t=t_c$ le débit de ruissellement à l'exutoire Q_s atteint son maximum pour donner le débit de pointe Q_p .

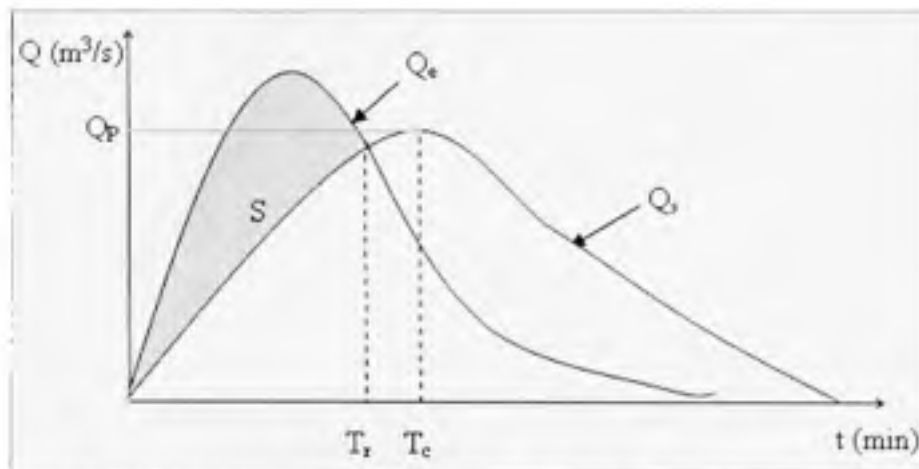


Figure 3.8 Débits d'entrée et de sortie du bassin de drainage.

Où : T_r : temps de remplissage du bassin (min)

En prenant comme hypothèse que le débit de pointe Q_p à l'exutoire survient quand le stockage dans le bassin versant est maximum, auquel cas $dS/dt = 0$ à l'instant $T_r = T_c$ (figure. 3.9), l'équation 3.14 s'écrit en tenant compte de l'équation 3.9 :

$$Q_p = K C_{dir} I A + K (1 - f) (C_{per} + C_{ind}) A \quad (3.15)$$

Cette formule est équivalente à celle de la méthode rationnelle généralisée proposée par Bennis et al. (2007). En supposant $C_{dir} = C$ (coefficient de ruissellement de la MR) et $1 - f = 0$, on retrouve la formule traditionnelle de la MR :

$$Q_p = KCI A \quad (3.16)$$

Où la constante K (0.0028) a été introduite pour permettre l'utilisation des unités du système international.

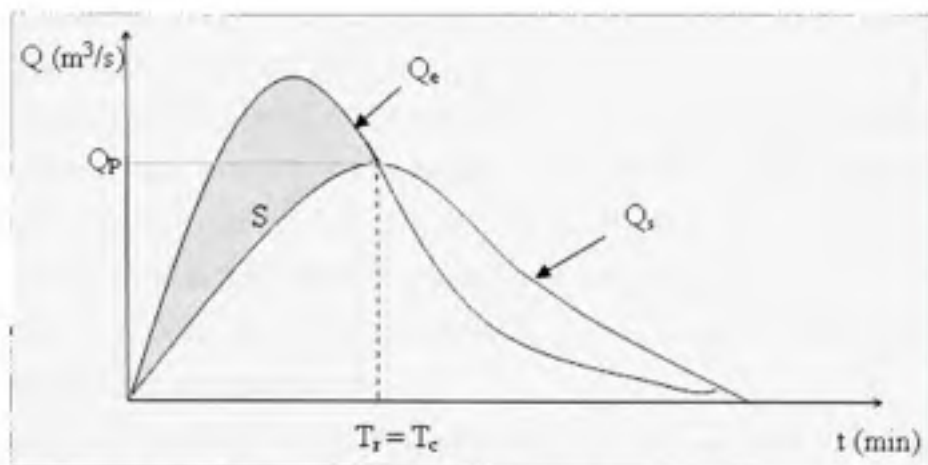


Figure 3.9 Hypothèse sur l'égalité entre les temps de remplissage et de concentration.

L'hypothèse ($C_{dir} = C$) signifie que la fraction des surfaces imperméables directement drainées prise en considération dans le MRNL a été majorée au coefficient de ruissellement C considéré dans la MR pour obtenir la même contribution globale du bassin par les deux méthodes. En contrepartie, pour éviter de surestimer le volume de ruissellement et le débit de pointe, les contributions des surfaces perméables et imperméables indirectement drainées ont été neutralisées en supposant ($1 - f = 0$). De cette manière, on est théoriquement en situation d'obtenir le même débit de pointe par les deux méthodes et ce quelle que soit la valeur assignée aux autres paramètres du MRNL. Une manière pratique de réaliser la condition ($1 -$

$f = 0$) dans le MRNL est de choisir des intensités d'infiltration initiale et finale supérieures à toutes les intensités de pluie considérées dans l'hyétogramme des précipitations.

3.7 Conclusion

La première partie de ce chapitre a été destinée à présenter le principe de la transformation pluie-débit dans la MR et à donner un aperçu de la nouvelle approche développée par Bennis et al. (2007) pour la généralisation de la méthode. Dans ce contexte nous avons proposé un nouveau hydrogramme de ruissellement pour différentes durées de pluies, expliquant ainsi la légitimité de choisir une intensité pluviale équivalente à une durée égale au temps de concentration. Dans la deuxième partie nous avons présenté la démarche de la modélisation pluie-débit dans le MRNL utilisé par le logiciel SWMM pour simuler le ruissellement urbain. A partir des énoncés de ce modèle et en appliquant les hypothèses de la recherche nous avons réussi à trouver le lien entre la MR et le MRNL. Ainsi, pour obtenir le même débit de ruissellement par les deux méthodes il faut réunir les conditions suivantes :

- Hypothèse 1 : le débit de pointe est atteint à l'instant où le volume d'eau stockée à l'intérieur du bassin est maximum.
- Hypothèse 2 : l'intensité de l'infiltration dans la partie perméable est supérieure à l'intensité pluviale tous le long de l'averse.
- Hypothèse 3 : la supposition que la fraction de la surface imperméable directement drainée est égale au coefficient de ruissellement.

CHAPITRE 4

ANALYSE DE SENSIBILITÉ

4.1 Objectif de l'analyse de sensibilité

L'objectif d'une analyse de sensibilité est de permettre à l'utilisateur d'évaluer l'impact relatif des paramètres d'entrée sur les résultats de la simulation, (Rivard, 1998). D'un point de vu hydrologique, une étude de sensibilité est nécessaire pour mesurer l'impact de chaque variable ou paramètre sur le débit. Par conséquent, d'estimer les erreurs possibles issues d'une incertitude dans les données. Elle nous aide, aussi, à vérifier la fiabilité des modèles et à faciliter leurs calages (Chocat, 1997). Dans la littérature, l'analyse de sensibilité est définie comme la quantification de l'effet d'une ou de plusieurs variables d'entrée sur la ou les variables de sortie. Il existe deux types d'analyse de sensibilité ; les analyses à variation fixes (utilisé dans cette recherche) et les analyses stochastiques.

4.1.1 Analyse de sensibilité à variation fixe

Les analyses de sensibilité à variations fixes résultent d'un coefficient de sensibilité représentant les variations de variable de sortie du modèle suite à une variation de la valeur d'une variable d'entrées (Zhang et Haan, 1996). L'analyse de sensibilité est faite en variant la valeur de référence d'une variable d'entrée en gardant toutes les autres variables d'entrées à leurs valeurs de référence respectives. L'analyse de sensibilité a été utilisée pour des modèles hydrologiques tels que SWMHMS (Haan *et al.*, 1995) et la MRG (Bernadotte, 2006).

Selon Nearing et al. (1990), Les analyses de sensibilité à variation fixes ont deux limitations :

- 1- la corrélation entre les variables d'entrée n'est pas considérée, pouvant ainsi générer des valeurs irréalistes de la variable de sortie.
- 2- Les analyses de sensibilité à variation fixe sont souvent basées sur des variations de +/-

5%, 10%... autour de la valeur de base des variables d'entrée du modèle. Le coefficient de sensibilité à variations fixes attribué à chacune des variables d'entrée ne reflète pas nécessairement la complexité d'un modèle donné, puisque les valeurs de base ainsi que leurs variations pour chacune des variables ne représentent pas toute la complexité de la distribution de la densité de probabilité de la variable d'entrée.

En revanche ces limitations n'affectent pas les résultats de la présente analyse, puisque l'objectif principal de celle-ci, est la comparaison du comportement des deux modèles et non la validation.

4.1.2 Analyse stochastique

Au lieu de faire varier une valeur de référence, cette approche utilise des densités de probabilité de chacune des variables d'entrée. Ce qui permet d'éliminer les limites des analyses à variations fixes; 1) en incluant la corrélation entre les variables d'entrée, 2) en utilisant toute la densité de probabilité des variables d'entrée au lieu de seulement quelques valeurs et 3) en traitant simultanément toutes les variables d'entrée. Les analyses de sensibilité de type stochastique représentent le modèle comme un système dynamique et non statique (Dubus et Brown, 2002).

Plusieurs logiciels sont utilisés afin de rendre facile l'application de cette méthode. Citons comme exemple la technique de Monte Carlo (MC) où le logiciel sélectionne une valeur pour chaque variable d'entrée selon sa densité de probabilité, puis le modèle génère une valeur de la variable de sortie. Un nombre suffisant d'itération est effectué avant d'estimer la densité de probabilité de la variable de sortie (Hession *et al.*, 1996).

Cette méthode est utilisée généralement pour valider les nouveaux modèles. Elle est privilégiée pour l'étude de la variabilité et de l'incertitude des modèles hydrologiques complexes (Hession *et al.*, 1996; Tarantola *et al.*, 2002).

4.2 Méthode rationnelle

Le temps de concentration est, sans doute, le paramètre le plus important à étudier de par son influence sur les résultats de la MR. Son influence est directe sur l'intensité pluviale qui provoque le ruissellement urbain. Le choix d'une valeur adéquate du temps de concentration est une étape déterminante lors de la conception d'un réseau de drainage. Par ailleurs, il est évident que le débit de conception varie linéairement avec la surface et l'intensité. Mais en ce qui concerne le coefficient de ruissellement, l'impact reste à vérifier, car c'est un paramètre qui rentre aussi dans la détermination du temps de concentration dans certaines formules.

$$Q = f(A, I, C),$$

$$\text{Tel que : } I = f(t_c) \quad \text{et : } t_c = f(C, S_0)$$

$$\text{Ce qui nous permet d'écrire : } Q = f(A, I, t_c, C, S_0)$$

Pour la présente étude nous allons considérer les suppositions spécifiques suivantes :

➤ L'intensité varie avec le temps de concentration selon l'équation 3.2 qui représente la pluviométrie d'un bassin situé dans la région de Montréal :

Pour une période de retour de 10 ans :

$$A = 2743,20$$

$$B = 14$$

➤ Le temps de concentration est donné en fonction du coefficient de ruissellement et de la pente moyenne. Il est représenté dans la formule de la FAA, équation 3.3;

➤ La longueur du bassin est calculée de la formule 3.6.

4.3 Modèle du réservoir non linéaire

En ce qui concerne le MRNL, une étude de sensibilité est plus sollicitée à cause de la non linéarité des équations mathématiques utilisées et de la quantité des variables qui influencent le résultat.

$$Q=f(A, I(t), C, S, W, f_{ex}, f_0, n)$$

La première remarque à faire est ce rabattement des deux modèles sur trois variables :

- Surface du bassin versant;
- L'intensité pluviale;
- Et la pente moyenne qui influence directement le MRNL. Tandis que dans la MR son impact passe par l'intermédiaire d'autres variables (3.2 et 3.3).

L'analyse de sensibilité des deux modèles et la comparaison des résultats, vont nous donner un aperçu sur les conditions ainsi que sur les paramètres qui font que les deux méthodes vont converger ou diverger.

4.4 Méthodologie de l'analyse

L'étude de sensibilité a été établie pour trois bassins versants de 1ha, 10ha et 100ha respectivement. Les variables varient entre trois valeurs : La première étant la valeur de référence et deux autres constituent les marges de sensibilité dont la première est supérieure et l'autre est inférieure. Les variations sont, ensuite, rapportées en pourcentage.

En premier lieu l'analyse a été faite pour la MR. La pente moyenne et le temps de concentration sont des variables à prendre en considération en plus des variables principales que sont : la surface du bassin, l'intensité pluviale et le coefficient de ruissellement.

En deuxième lieu une application est faite sur le MRNL (SWMM). La surface du bassin, le pourcentage imperméable directement drainé, la pente moyenne, la largeur du bassin, le coefficient de Manning et enfin la durée de la pluie. Celle-ci a été prise dans un premier temps au temps de concentration t_c . La durée de la pluie a été ensuite considérée supérieure puis inférieure au temps de concentration t_c . Cet exercice est réalisé en supprimant la contribution de la couche perméable et la couche imperméable indirectement drainée au ruissellement de surface. Ceci est effectué dans le but de faire une comparaison avec la MR.

Afin d'évaluer la sensibilité de la variable de sortie par rapport à des modifications sur les variables d'entrée, des courbes illustrant les résultats donnent le taux de variation du débit pluviale de pointe T_{vQ} en fonction du taux de variation de chaque variable T_{vi} :

$$T_{vQ} = ((Q - Q_{ref}) / Q_{ref}) \times 100$$

Où : T_{vQ} : Taux de variation du débit de pointe;

T_{vi} : Taux de variation de la variable i ;

Q_{ref} : Débit de référence (m^3/s);

Q : Débit correspondant à une variation donnée de la variable analysée (m^3/s);

4.5 Analyse de sensibilité de la méthode rationnelle

Nous avons choisi les caractéristiques de référence des trois bassins de telle façon qu'elles représentent les conditions moyennes généralement rencontrées dans le drainage urbain. Le coefficient de ruissellement a été considéré égal à 0,4. Tandis que, la pente moyenne a été prise égale à 0,5%, valeurs qui correspondent à des valeurs moyennes rencontrées en milieu urbain.

4.5.1 Sensibilité du débit de pointe envers la variation de la surface du bassin

Avec l'évolution de la technologie dans les domaines de la cartographie et de la topographie offrant instruments de mesure plus performants, les surfaces des bassins versants sont calculées désormais de manière précise. Dans la MR la superficie intervient directement dans la formule générale et indirectement dans le calcul de la longueur du bassin. Cette longueur est elle-même une variable qui intervient dans le calcul du temps de concentration. La figure 4.1 représente l'influence de la superficie sur le débit de pointe.

Tableau 4.1 Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la surface dans le cas de la MR

A (ha)	Q_P (m ³ /s)
1	0,073
10	0,451
100	2,601

Où : Q_P : Débit de pointe (m³/s).

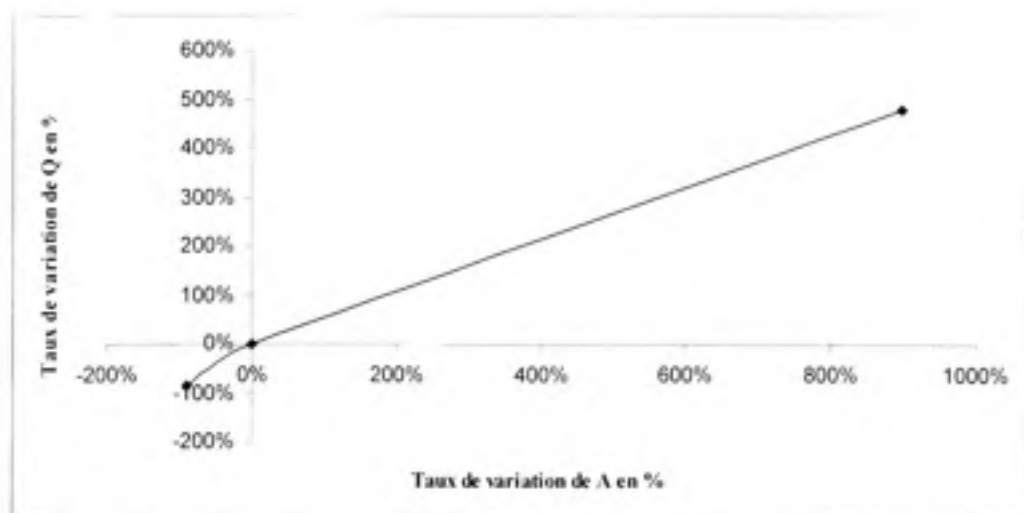


Figure 4.1 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la surface d'un bassin versant synthétique dans le cas du la MR.

Ce résultat est conforme avec celui trouvé par Bernadotte (2006), dans l'analyse de sensibilité de la MRG appliquée sur la couche imperméable avec une pluie constante.

Le débit de pointe est directement proportionnel à la variation de la superficie du bassin. Nous remarquons que la pente est différente de 1. Cette dernière aurait été égale à 1 si le débit dépendait de la surface uniquement comme facteur multiplicatif comme le laisse penser la formule de la MR. Ce qui n'est pas le cas, puisque la surface est utilisée d'une façon indirecte dans le calcul du temps de concentration, formule 3.3, où la longueur de parcours de ruissellement L est donnée en fonction de la superficie du bassin, formule 3.6.

4.5.2 Sensibilité du débit de pointe envers la variation du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est le paramètre dont l'évaluation demeure la plus subjective dans la méthode (Rivard, 1998). Ce paramètre doit être choisi judicieusement, car une surestimation de C peut conduire à un surdimensionnement des ouvrages et donc à des coûts élevés. D'un autre côté, une sous-estimation de C peut remettre en cause la sécurité d'exploitation des ouvrages (Bennis, 2003). En outre l'utilisation de la formule de la FAA pour estimer le temps de concentration a fait que le Coefficient de ruissellement ait une double influence sur le débit de pointe.

Tableau 4.2 Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation du coefficient de ruissellement dans le cas de la MR

A (ha)	$Q_p(m^3/s)$		
	Réf($C = 0,4$)	$M_{inf} (C = 0,20)$	$M_{sup} (C = 0,60)$
1	0,073	0,031	0,135
10	0,451	0,184	0,875
100	2,601	1,039	5,215

Où : M_{inf} : Marge de sensibilité inférieure;
 M_{sup} : Marge de sensibilité supérieure.

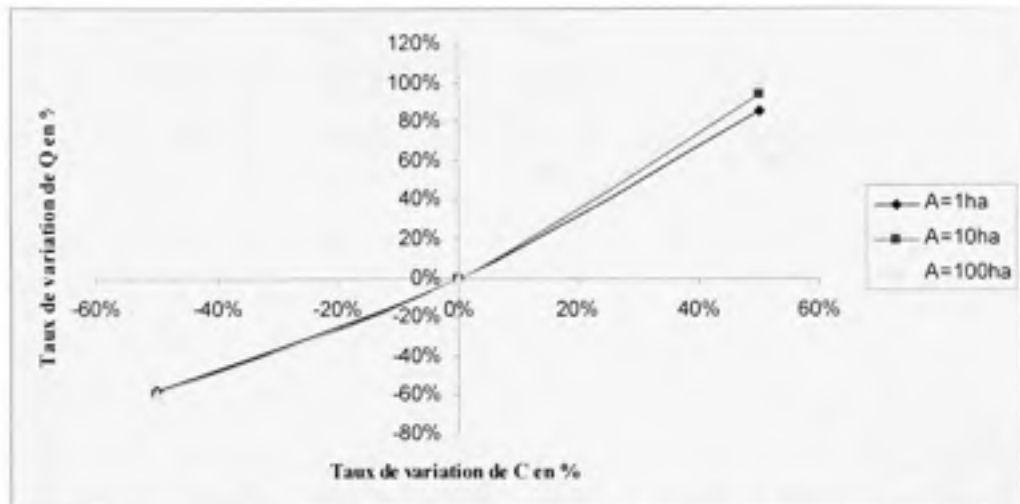


Figure 4.2 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation du coefficient de ruissellement d'un bassin versant synthétique dans le cas de la MR.

Les résultats dans le tableau 2 montrent que pour une augmentation du coefficient de ruissellement de 0,2, le débit est pratiquement multiplié par deux. Cela est vrai pour les trois différentes grandeurs des bassins synthétiques. D'après la représentation graphique, une surestimation de 50% du coefficient de ruissellement engendre une élévation du débit de pointe de 80 à 100% dépendamment de la grandeur du bassin de drainage. Plus la superficie est grande, plus l'impact sur le débit de pointe est grand.

Pour mieux comprendre les interactions des différents paramètres participant au calcul du débit de pointe, il est intéressant de savoir comment le coefficient influence le calcul du temps de concentration.

Tableau 4.3 Sensibilité du temps de concentration à la variation du coefficient de ruissellement dans le cas de la MR

A (ha)	$t_c(\text{min})$		
	Réf(C = 0,4)	$M_{\text{inf}}(C = 0,20)$	$M_{\text{sup}}(C = 0,60)$
1	28,16	36,20	20,11
10	54,15	69,62	38,68
100	104,13	133,88	74,38



Figure 4.3 Taux de variation du temps de concentration en fonction du taux de variation du coefficient de ruissellement dans un bassin versant synthétique dans le cas de la MR.

La figure 4.3 montre que le temps de concentration est inversement proportionnel au coefficient de ruissellement. Une variation de 50% de C produit une variation de 30% du t_c , celui-ci est la base de calcul de l'intensité qui est l'une des trois variables qui forment la MR. Cette contribution multiple dans les calculs explique la multiplication au double du débit de pointe à une augmentation de 0,2 de C, ce qui fait de celui-ci un paramètre très important dans le calcul du débit pluvial de pointe.

On souligne que certaines formules utilisées pour l'estimation du temps de concentration, n'introduisent pas le coefficient de ruissellement comme variable dans les calculs. Citant

comme exemple la formule de Kirpitch, qui a été développée initialement pour un usage dans le milieu agricole. Malgré cela, cette formule a donné satisfaction dans certaines applications en milieu urbain; notamment, dans le cas du bassin versant de Verdun. (Bennis et Crobeddu, 2007).

4.5.3 Sensibilité du débit de point envers la variation de la pente du bassin

La pente moyenne du bassin versant est une variable qui contribue indirectement au calcul de la MR. L'influence de ce paramètre n'a pas été étudiée par l'analyse de sensibilité effectuée par Bernadotte (2006) sur la MRG. La pente moyenne est calculée à partir des pentes des différentes parcelles constituant le bassin versant, ce qui rend sa valeur approximative. Il est important alors de connaître qu'elle est l'erreur qu'on peut commettre sur le débit de ruissellement sachant que toutes les formules estimant le temps de concentration, qui est un paramètre décisif pour déterminer avec précision le débit pluvial, sont données en fonction de la pente moyenne du bassin versant.

Tableau 4.4 Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la pente moyenne dans le cas de la MR

A (ha)	Q _p (m ³ /s)		
	Réf(S ₀ = 0,5%)	M _{inf} (S ₀ = 0,1%)	M _{sup} (S ₀ = 1%)
1	0,073	0,049	0,085
10	0,451	0,288	0,539
100	2,601	1,600	3,178

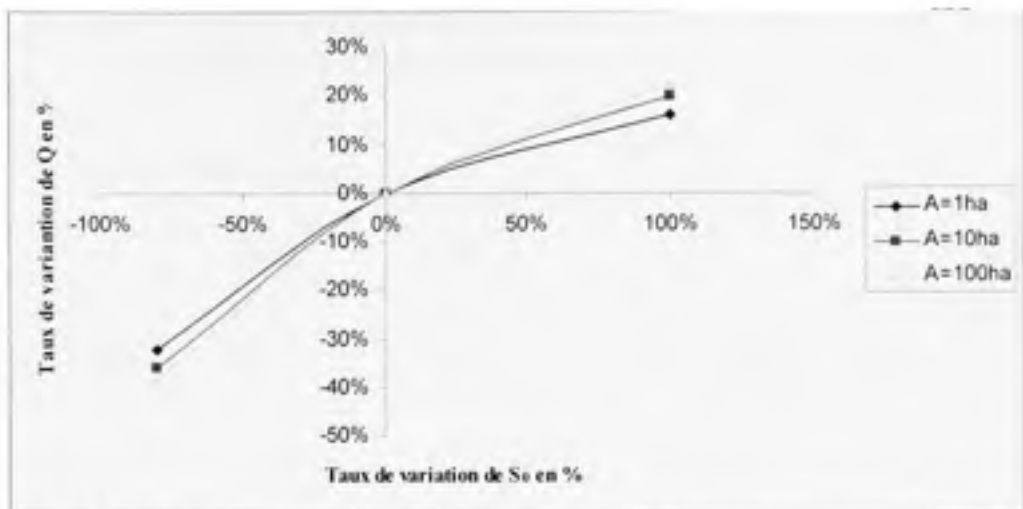


Figure 4.4 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la pente d'un bassin versant synthétique dans le cas de la MR.

Les conclusions qui peuvent être tirées sont :

- Malgré que l'impact de la variation de la pente sur le débit de pointe n'est pas aussi élevé que celui causé par la variation du coefficient de ruissellement, il demeure néanmoins considérable.
- On remarque que l'influence de la pente sur le débit de pointe augmente légèrement avec l'augmentation de la surface du bassin.

4.5.4 Sensibilité du débit de pointe envers la variation au temps de concentration

Le temps de concentration est la variable la plus importante dans le calcul du débit pluvial dans le cas de la méthode rationnelle. Le calcul de l'intensité de la pluie de projet en découle directement. Plusieurs formules ont été développées pour calculer le temps de concentration en fonction de la pente moyenne, la longueur du bassin ainsi que du coefficient de ruissellement. Ce dernier est négligé par d'autres formules. La présente analyse utilise la formule de la FAA, qui prend en considération l'influence du coefficient de ruissellement.

Tableau 4.5 Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation du temps de concentration dans le cas de la MR

A (ha)	Réf t_c (min)	Q_P (m^3/s)		
		Réf ($t_c=1t_c$)	M_{inf} ($t_c = 0,5t_c$)	M_{sup} ($t_c = 2t_c$)
1	28,16	0,07	0,11	0,04
10	54,15	0,45	0,75	0,25
100	104,13	2,60	4,65	1,38

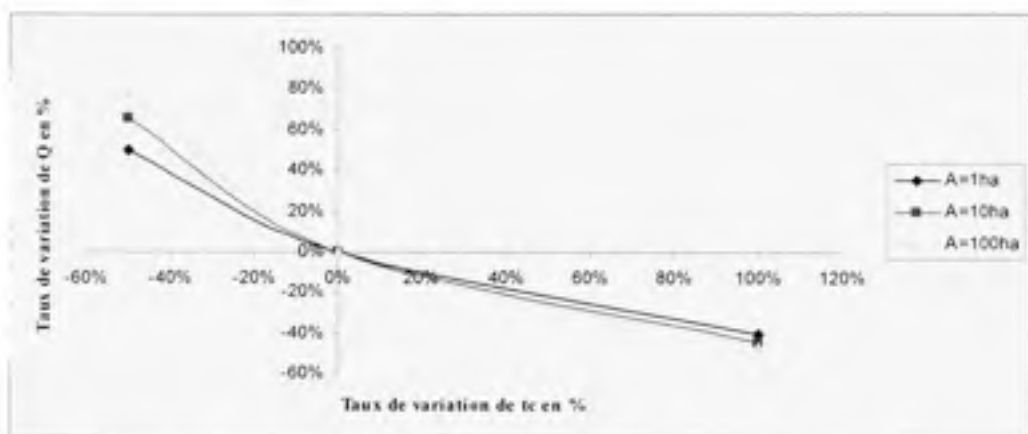


Figure 4.5 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation du temps de concentration d'un bassin versant synthétique dans le cas de la MR.

On remarque aussi, que les résultats obtenus dans cette analyse concordent avec ceux obtenus par Bernadotte (2006) et par Crobeddu (2006):

- Le débit de pointe est inversement proportionnel au temps de concentration comme on peut le constater directement des formules de la MR et des formules de calcul de l'intensité;
- L'impact d'une sous-estimation du temps de concentration sur le débit de pointe est beaucoup plus important que celui d'une surestimation figure 4.5;
- Nous remarquons aussi de la même figure que les grands bassins versant sont plus sensibles à la variation des temps de concentration courts.

4.6 Analyse de sensibilité du MRNL (cas d'infiltration maximale)

L'étude de sensibilité du MRNL a été effectuée en utilisant l'outil SWWM. Pour un besoin de comparaison, nous avons supposé que seule la couche imperméable directement drainée participe au ruissellement. Afin de simuler ces conditions, nous avons affecté de grandes valeurs aux paramètres de Horton ($f_0 = 150\text{mm/h}$, $f_r = 145\text{mm/h}$). Cette affectation, permet d'éliminer la contribution à l'écoulement des couches perméables et imperméables indirectement drainées. En d'autres termes, toute la pluie précipitée dans ces deux parties du bassin sera infiltrée. Par ailleurs, nous avons choisi de la manière suivante, les paramètres de référence concernant le MRNL : la surface imperméable directement drainée est estimée à 40%, une pente moyenne de 0,5%, un coefficient de Manning de 0,015 et enfin une largeur de bassin calculée à partir de la formule $W = 2\sqrt{A/2}$.

4.6.1 Sensibilité du débit de pointe envers la variation de la surface du bassin :

Après avoir vu le comportement de la méthode rationnelle envers une variation de surface, nous allons observer dans cette section, comment le MRNL réagit avec les mêmes variations.

Tableau 4.6 Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la surface dans le cas du MRNL

A (ha)	Q_p (m ³ /s)
1	0,10
10	0,92
100	6,76

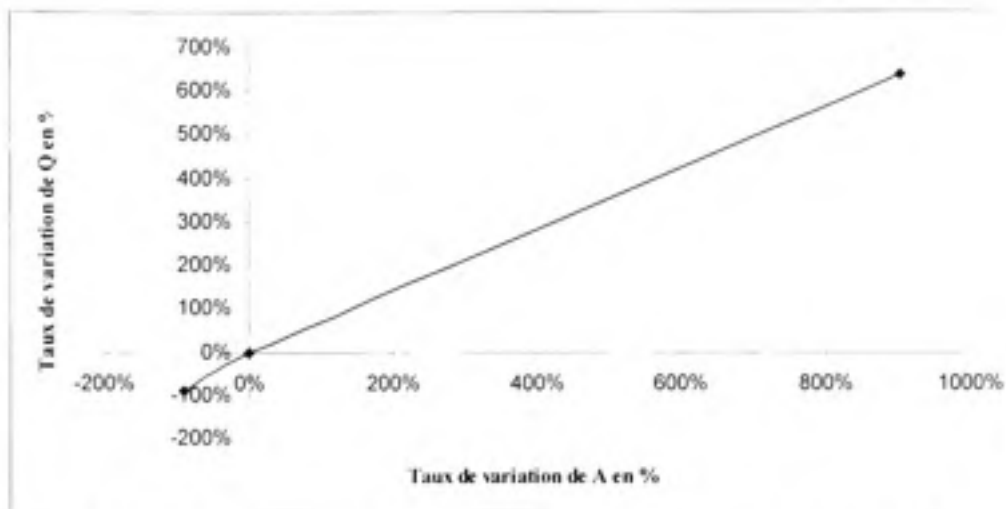


Figure 4.6 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la surface d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.

Les figures 4.1 et 4.6, donnant le débit de pointe d'un bassin hydrologique urbain en fonction de la variation de sa surface montrent, que celle-ci est un élément important dans l'estimation du débit pluvial vu son influence aussi bien dans le MRNL que dans la MR. Il faut, cependant, préciser que le MRNL est légèrement plus sensible que la MR.

4.6.2 Sensibilité envers le pourcentage de la surface imperméable directement drainée T_{imp}

La détermination du pourcentage imperméable de la surface totale du bassin n'est plus un exercice difficile, si l'on considère le progrès dans l'industrie cartographique. En outre, la répartition de ce pourcentage en rapports imperméable directement drainé et imperméable indirectement drainé reste à discuter. La précision de ces rapports dépend de la fidélité avec laquelle le cheminement de l'eau ruisselée est retracé.

Tableau 4.7 Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation du pourcentage imperméable directement drainé dans le cas du MRNL

A (ha)	Q _p (m ³ /s)		
	Réf (T _{imp} = 40%)	M _{inf} (T _{imp} = 20%)	M _{sup} (T _{imp} = 60%)
1	0,10	0,05	0,15
10	0,92	0,49	1,28
100	6,76	4,22	8,35

Où : T_{imp} : Le pourcentage de la surface imperméable directement drainée (%).

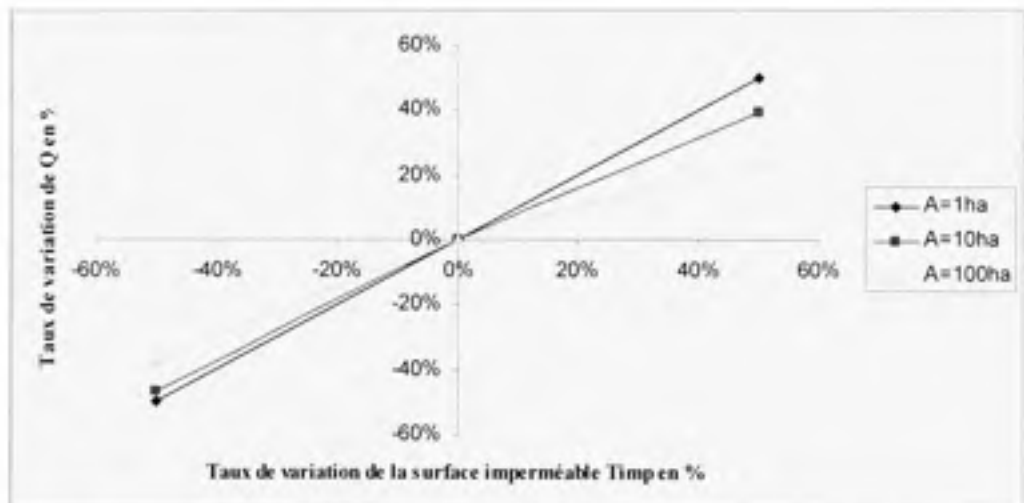


Figure 4.7 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation du pourcentage imperméable directement drainé d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.

L'analyse des résultats rapportés sur la figure 4.7, nous permet de tirer les trois points suivants :

- La variation du débit de pointe est proportionnelle à la variation du pourcentage imperméable directement drainé.
- La proportionnalité dans les surfaces de l'ordre de 1ha est de 1 pour 1.
- Une erreur sur l'estimation du pourcentage imperméable directement drainé dans un

bassin hydrologique urbain, aura un impact plus grand dans les petites surfaces comparativement aux surfaces les plus grandes.

4.6.3 Sensibilité du débit de pointe envers la variation de la pente du bassin

Dans le MRNL, la pente moyenne intervient dans la formule de Manning, ce qui fait que la pente S_0 rentre directement dans l'estimation du débit pluvial. Par contre dans la MR la pente intervient par le biais du temps de concentration.

Tableau 4.8 Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la pente moyenne dans le cas du MRNL

A (ha)	$Q_p(m^3/s)$		
	Réf($S_0 = 0,5\%$)	M_{inf} ($S_0 = 0,1\%$)	M_{sup} ($S_0 = 1\%$)
1	0,10	0,10	0,10
10	0,92	0,77	0,95
100	6,76	4,90	7,68

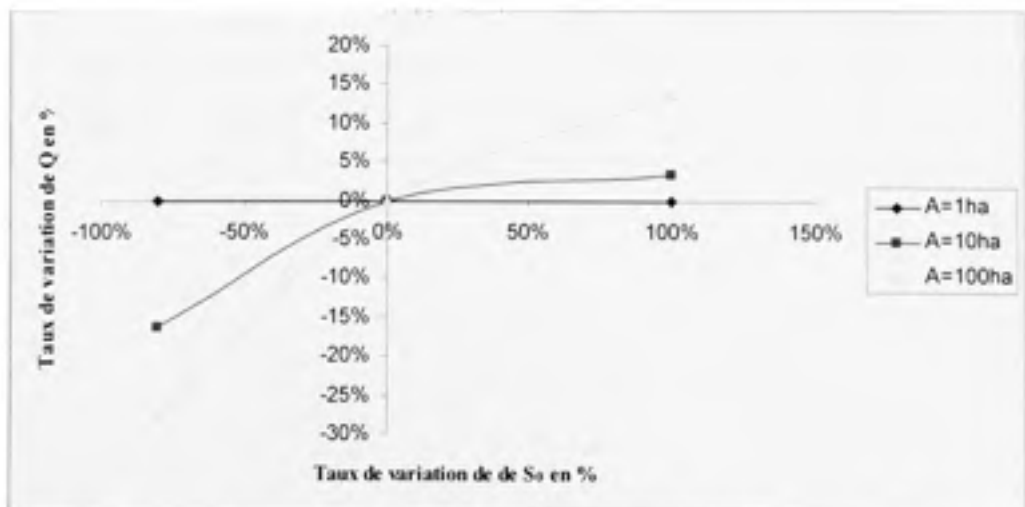


Figure 4.8 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la pente moyenne d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.

Deux points peuvent être mentionnés dans l'analyse des résultats de sensibilité envers la pente moyenne :

- La pente moyenne n'influence le débit de pointe que dans le cas des grandes surfaces;
- L'impact d'une erreur sur la pente moyenne d'un bassin versant hydrologique urbain de l'ordre de 1ha est nul.

4.6.4 Sensibilité du débit de pointe envers la variation de la durée de la pluie

Le terme « temps de concentration » n'existe pas dans le MRNL. Mais pour des besoins de comparaison avec la méthode rationnelle, nous avons considéré des durées de pluies t_d inférieures, égales et supérieures au temps de concentration t_c .

Tableau 4.9 Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la durée de pluies dans le cas du MRNL

A (ha)	Réf : $t_d=t_c$ (min)	$Q_{Réf}$	$M_{inf} (t_d = 0,5t_c)$	$M_{sup} (t_d = 2t_c)$
			$Q_P(m^3/s)$	
1	28,16	0,07	0,10	0,04
10	54,15	0,44	0,65	0,25
100	104,13	2,56	4,64	1,36

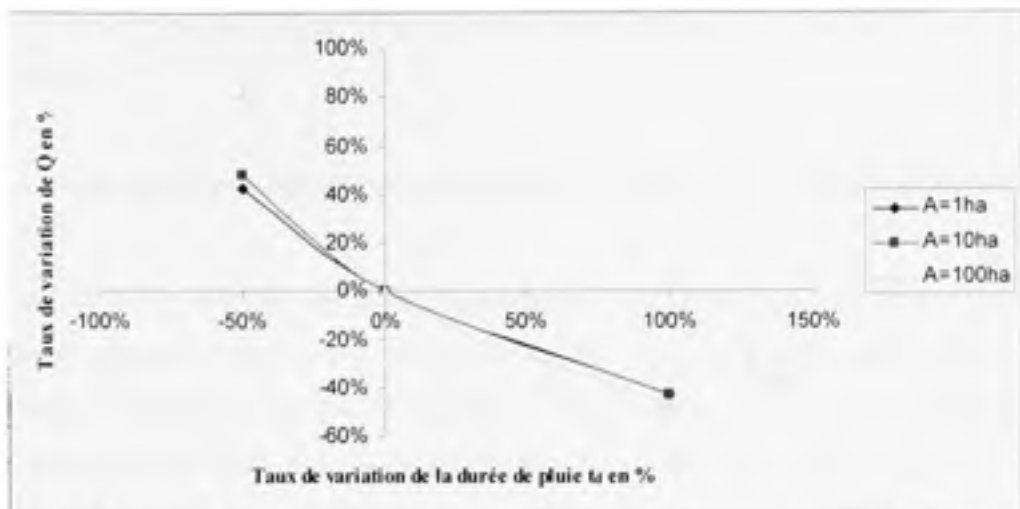


Figure 4.9 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la durée de la pluie d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.

L'analyse comparative des résultats présentés dans le tableau 4.9 et dans la figure 4.9 avec ceux obtenus dans l'étude de sensibilité de la méthode rationnelle (tableau 4.5 et figure 4.5) donne des aboutissements étonnants.

Il est très important de remarquer que dans les deux modèles :

- Les valeurs obtenues du débit de pointe à des mêmes durées de pluies sont identiques;
- Le débit de pointe est inversement proportionnel à la durée de la pluie;
- L'impact des courtes durées de pluie prend de l'importance avec l'augmentation de la surface.

L'obtention de débits identiques à $t_d=t_c$ veut dire : que les deux modèles donnent les mêmes résultats en utilisant les mêmes pluies synthétiques. On note que l'intensité est donnée en fonction de la durée de la pluie (formule 3.2).

Ce résultat vient confirmer les hypothèses considérées dans le chapitre trois pour établir le lien entre la MR et le MRNL. Nous remarquons que ces résultats ont été obtenus par la

majoration du pourcentage imperméable directement drainé à la valeur du coefficient de ruissellement.

4.6.5 Sensibilité du débit de pointe envers la variation de la largeur du bassin

Le paramètre le plus difficile à estimer dans le modèle du réservoir non linéaire est la largeur des bassins versants. Celle-ci est étant bien spécifique à chaque bassin. Malgré que des formules pour son calcul existent, la fiabilité de leurs résultats reste toujours mise en doute. Dans la pratique l'ingénieur a toujours recours à l'étalonnage de ce paramètre.

Tableau 4.10 Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la largeur du bassin dans le cas du MRNL

A (ha)	$Q_p(m^3/s)$		
	Réf ($W = 2\sqrt{(A/2)}$)	M_{inf} ($W = \sqrt{(A/2)}$)	M_{sup} ($W = 4\sqrt{(A/2)}$)
1	0,10	0,10	0,10
10	0,92	0,79	0,97
100	6,76	4,76	6,52

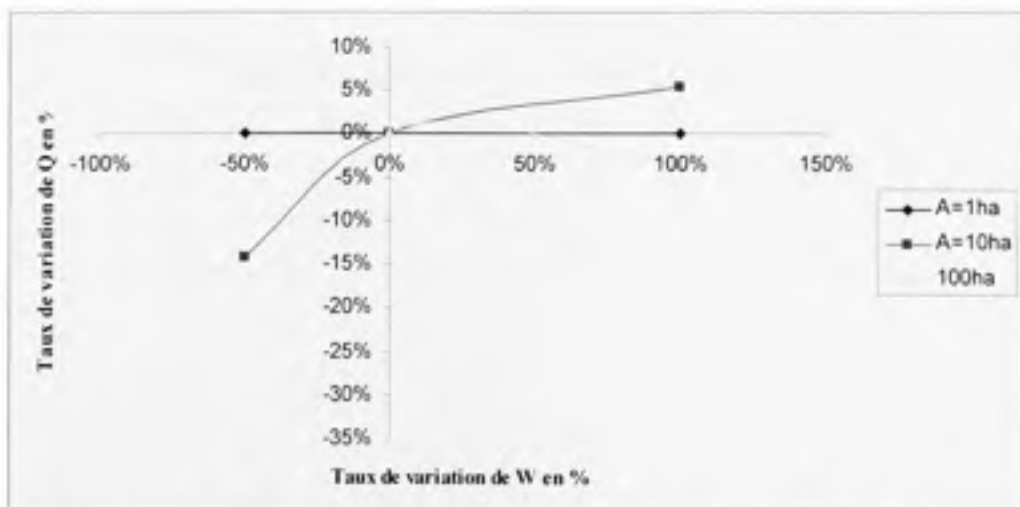


Figure 4.10 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la largeur du bassin d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.

De la figure précédente, nous pouvons déduire les points suivants :

- L'influence de la largeur du bassin sur l'estimation du débit de pointe dans le cas des petites surfaces de l'ordre de 1ha est nulle;
- Les conséquences d'une sous-estimation de la largeur du bassin sont plus importantes sur la valeur du débit de pointe que celles d'une sur estimation.

4.6.6 Sensibilité du débit de pointe envers la variation du coefficient de Manning

Le coefficient de Manning représente la rugosité de la surface imperméable directement drainée. Malgré les difficultés rencontrées dans l'obtention d'une valeur exacte de ce paramètre vu l'hétérogénéité des terrains qui constituent les bassins versant urbains, l'erreur commise reste minime. Dans les simulations qui vont suivre, nous allons voir l'impact d'une sous estimation ou une sur estimation du coefficient de Manning sur le débit de pointe pluvial.

Tableau 4.11 Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation du coefficient de Manning dans le cas du MRNL

A (ha)	$Q_p(m^3/s)$		
	Réf (n = 0,015)	M_{inf} (n = 0,012)	M_{sup} (n = 0,02)
1	0,10	0,10	0,10
10	0,92	0,94	0,87
100	6,76	7,36	5,92

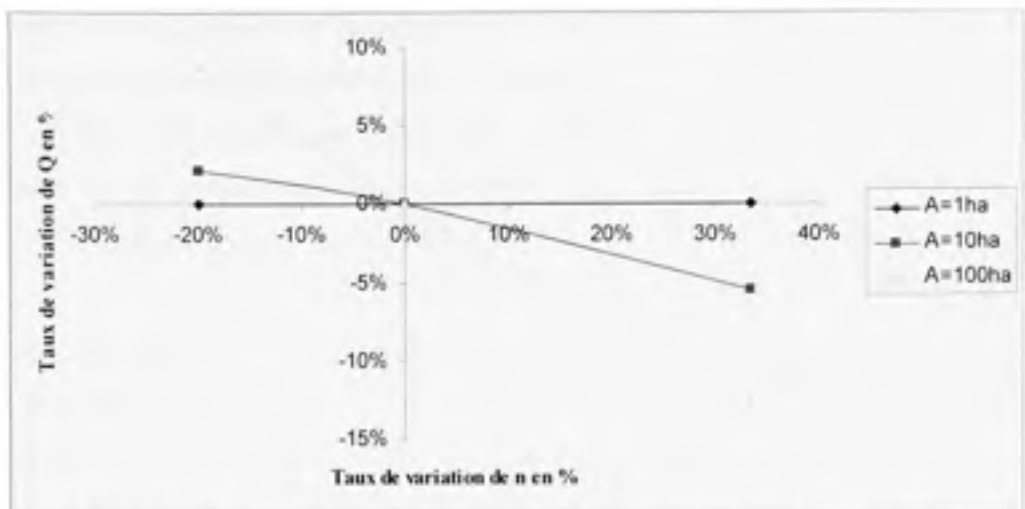


Figure 4.11 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation du coefficient de Manning d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.

L'interprétation des résultats de cette simulation se résume dans ce qui suit :

- Pour de petites superficies de l'ordre de 1ha le coefficient de Manning n'a aucune influence sur le débit de pointe;
- L'influence du coefficient de Manning augmente au fur à mesure que la surface du bassin augmente;
- Comme on pouvait s'y attendre la variation du débit de pointe est inversement proportionnelle à la variation de du coefficient de Manning.

4.7 Conclusion

L'étude de sensibilité des deux modèles nous a aidé à comprendre la participation réelle de chaque variable dans le calcul du débit pluvial.

À travers les courbes des figures 4.5 et 4.9 nous avons constaté que le MRNL se comporte de la même façon que la MR par rapport à la sensibilité à la durée de la pluie. Cela bien sûr dans le cas où seule la couche imperméable directement drainée contribue au débit pluvial.

En deuxième lieu, nous avons remarqué après une analyse attentive des valeurs obtenues dans différentes conditions notamment les tableaux 4.5 et 4.9, que le MRNL donne les mêmes résultats que la MR, pour des durées de pluie égales au temps de concentration. Toujours avec la suppression de la contribution de la couche perméable et la couche imperméable indirectement drainée au débit de pointe.

Ces résultats montrent que les deux modèles donnent les mêmes débits de pointe lorsqu'on utilise les mêmes pluies synthétiques. Ce résultat vient confirmer les hypothèses considérées dans le chapitre trois pour établir le lien entre la MR et le MRNL. Nous remarquons que ces résultats ont été obtenus par la majoration du pourcentage imperméable directement drainé à la valeur du coefficient de ruissellement.

CHAPITRE 5

MISE EN ŒUVRE PRATIQUE ET ANALYSE DES RÉSULTATS

5.1 Introduction

Afin de vérifier la validité des concepts théoriques élaborés dans le chapitre trois, nous avons travaillé sur des bassins versants synthétiques et réels. Les bassins synthétiques ont été choisis pour couvrir une large gamme de superficies de bassins versants dans un environnement contrôlé. Le bassin réel choisi, possède l'avantage d'avoir été jaugé en temps de pluie pour calibrer et valider les modèles hydrologiques utilisés.

5.2 Application à des sites synthétiques

La figure 5.1 présente un petit réseau de drainage synthétique comprenant six (6) bassins versants dont la superficie varie entre 2.55 ha et 122.15 ha pour un total de 208.95 ha. Tous les bassins possèdent les mêmes paramètres suivants :

- Pente de référence de 1%.
- 30% des surfaces imperméables directement drainées.
- 10% des surfaces imperméables indirectement drainées.
- Un coefficient de ruissellement C utilisé dans la MR de 0.5.
- Les coefficients de Manning des surfaces perméables n_{per} et imperméables n_{imp} ont été fixés par défaut à 0.2 et 0.014 respectivement.
- Toutes les conduites possèdent la même longueur $L=200m$, la même pente $S_0=1\%$, et le même coefficient de Manning $n=0.013$. A l'exception de la dernière conduite située à l'extrémité aval du réseau dont la longueur est de 5000m et la pente de 0.1%.

Le tableau 5.1 récapitule toutes les données hydrologiques nécessaires pour la mise en œuvre du MRNL et de la MR.

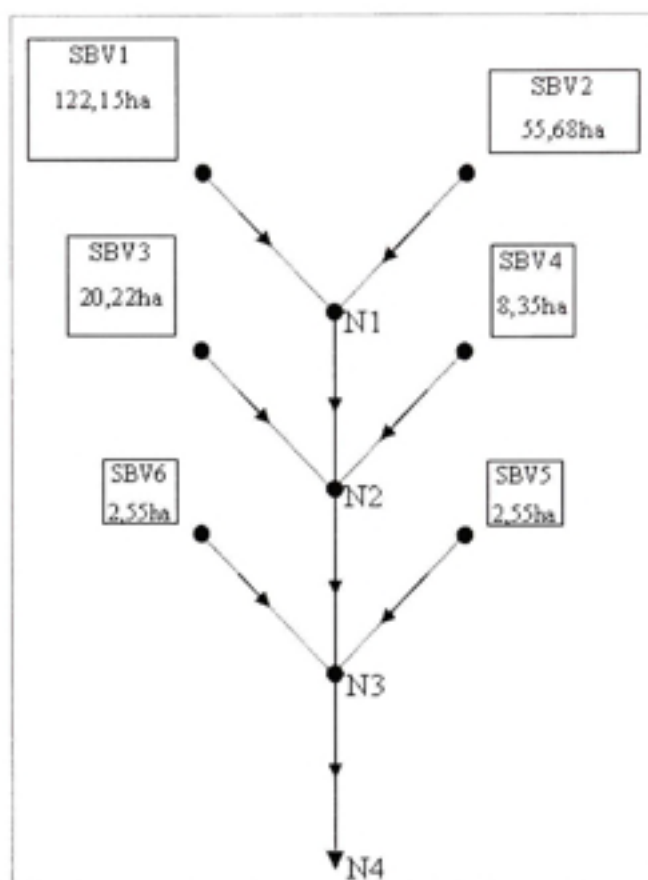


Figure 5.1 Réseau synthétique.

Tableau 5.1 Données hydrologiques de référence

caractéristiques hydrologiques		Sous bassins				
		Sous bassin 1	Sous bassin 2	Sous bassin 3	Sous bassin 4	Sous bassin 5 et 6
Surface (ha)		122,15	55,68	20,22	8,35	2,55
Coefficient de ruissellement		0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Pourcentage imperméable (%)	Directement drainée	30	30	30	30	30
	Indirectement drainée	10	10	10	10	10
Pente moyenne S_{ref} (%)		1	1	1	1	1
Coefficient de Manning n_{ref}	Partie imperméable	0,014	0,014	0,014	0,014	0,014
	Partie perméable	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Largeur du bassin W_{ref} (m)		1 563,01	1 055,27	635,92	408,66	225,83
Coefficient de Horton (mm/h)	f_{0ref}	160	160	160	160	160
	$f_{\infty ref}$	80	80	80	80	80
Constante de Horton k_{ref} (s^{-1})		2	2	2	2	2

Les temps de concentration utilisés pour calculer les intensités de pluie à partir des courbes IDF sont fournis au tableau 5.2. Ces intensités d'une période de retour de 10 ans ont été utilisées aussi bien dans la MR que dans le MRNL.

Tableau 5.2 Temps de concentration et intensité moyenne de pluie

sous bassins	Surface (ha) :	t_c (min)	I (mm/h)
Sous bassin 1	122,15	75	30,82
Sous bassin 2	55,68	60	37,07
Sous bassin 3	20,22	45	46,49
Sous bassin 4	8,35	35,01	55,98
Sous bassin 5 et 6	2,55	24,99	70,35
Bassin total	208,95	87,66	26,99

Contrairement à la MR qui compte deux paramètres seulement à déterminer, le coefficient de ruissellement et le temps de concentration du bassin, le MRNL renferme plusieurs paramètres inconnus, tels que, les pourcentages des surfaces imperméables C_{imp} et perméable C_{per} , la largeur des bassins, les pentes S_o , les coefficients de Manning (n_{per} et n_{imp}) ainsi que les coefficients d'infiltration qui interviennent dans le modèle de Horton f_o , f_∞ et k . Puisque, les intensités pluviales sont inférieures à l'intensité d'infiltration, les paramètres de celles-ci n'ont aucun effet sur les résultats. Par conséquent, la comparaison faite est basée sur l'hypothèse relative au ruissellement produit uniquement sur les surfaces imperméables directement drainées. Il est a priori impossible de trouver les valeurs appropriées de tous ces paramètres sans calibrage du modèle à l'aide de mesures du débit à l'exutoire des bassins de drainage. Le tableau 5.3 fournit la comparaison des débits de pointe obtenus avec la MR et le MRNL où on a assigné arbitrairement les valeurs standards par défaut indiquées au Tableau 5.1 aux divers paramètres des deux modèles.

Tableau 5.3 Comparaison des résultats du MRNL et de la MR pour des données hydrologiques de références

Sous bassin	Débit de pointe Q (m ³ /s)		Écart (%)
	MRNL	MR	
Bassin 1	4,18	5,23	25,12%
Bassin 2	2,88	2,87	-0,35%
Bassin 3	1,05	1,31	24,76%
Bassin 4	0,54	0,65	20,37%
Bassin 5, 6	0,2	0,25	25,00%

On constate que l'écart entre les débits de pointe calculé par les deux méthodes est relativement élevé, car la MR surestime le débit de pointe de 20% par rapport au MRNL. D'une part, ce résultat est attendu puisque, le coefficient de ruissellement a une valeur supérieure à la fraction imperméable indirectement drainée, tout en supposant que la contribution des parties perméable et imperméable indirectement drainées est totalement supprimée. D'autre part, cet écart aurait pu être beaucoup plus élevé ou plus faible, car les paramètres considérés dans le MRNL sont arbitraires et ne correspondent pas forcément à ceux considérés dans la MR.

Afin d'harmoniser les résultats obtenus par les deux modèles, nous allons appliquer les concepts théoriques développés pour le passage du MRNL à la MR (section 3.6). Nous avons majoré la fraction des surfaces imperméables directement drainées considérée dans le MRNL, $C_{dir} = 0.3$, à la valeur du coefficient de ruissellement $C = 0.5$ considéré dans la MR. En contrepartie, pour conserver le volume de ruissellement, nous avons neutralisé la contribution des surfaces perméables dans le MRNL en considérant des intensités d'infiltrations initiales et finales supérieures à toutes les intensités de la pluie.

Le tableau 5.4 fournit dans ces conditions la comparaison des débits de pointe obtenus par le MRNL avec ceux obtenus en utilisant la MR. On constate que l'écart entre les débits de

pointe obtenus par les deux méthodes est inférieur à 1% pour tous les bassins de drainage et il est même nul pour les trois derniers bassins où la concordance est parfaite entre les deux modèles.

Tableau 5.4 Comparaison des résultats du MRNL et de la MR pour des données hydrologiques de références

Sous bassin	Débit de pointe Q (m ³ /s)		Écart (%)
	MRNL	MR	
Bassin 1	5,21	5,23	0,38%
Bassin 2	2,86	2,87	0,35%
Bassin 3	1,30	1,31	0,77%
Bassin 4	0,65	0,65	0,00%
Bassin 5, 6	0,25	0,25	0,00%

Il faut souligner que ce résultat intéressant est loin d'être trivial. Car les débits obtenus par la MR se calculent par l'application d'une simple formule mathématique (3.16) alors que les débits obtenus par le MRNL se calculent par la résolution numérique des équations 3.9 et 3.11 qui font intervenir une multitude de paramètres.

Par ailleurs, cette concordance entre les résultats obtenus par la MR et le MRNL est très importante. En effet, nous allons démontrer que cette concordance est peu sensible aux valeurs attribuées aux différents paramètres du MRNL. Le tableau 5.5 montre la comparaison des débits de pointe obtenus par les deux méthodes alors que la pente de référence des bassins versants a été successivement réduite de moitié puis doublée.

Tableau 5.5 Comparaison des débits de pointe obtenus par le MRNL et par la MR pour différentes pentes du bassin de drainage

Sous bassins	Débit de pointe (m3/s) à $S_{ref}/2$		Écart (%)	Débit de pointe (m3/s) à $2S_{ref}$		Écart (%)
	RNL	MR		RNL	MR	
Sous bassin 1	5,15	5,23	1,55%	5,22	5,23	0,19%
Sous bassin 2	2,85	2,87	0,70%	2,87	2,87	0,00%
Sous bassin 3	1,30	1,31	0,77%	1,31	1,31	0,00%
Sous bassin 4	0,65	0,65	0,00%	0,65	0,65	0,00%
Sous bassin 5, 6	0,25	0,25	0,00%	0,25	0,25	0,00%

La concordance entre les débits de pointe calculés par les deux méthodes demeure excellente et est, parfois même, meilleure que celle obtenue avec les valeurs de référence. C'est le cas des bassins 2 à 6 où les débits de pointe obtenus par les deux méthodes coïncident parfaitement quand la pente a été doublée. Il est à noter que pour ces présentes simulations, nous avons utilisé la formule de Kirpich pour le calcul du temps de concentration. L'influence de la pente sur les débits de pointe est alors différente, comparativement aux simulations de l'analyse de sensibilité où il a été utilisé la formule de la FAA pour estimer le t_c . Ce dernier est le paramètre essentiel dans la détermination de l'intensité d'une pluie synthétique.

Le tableau 5.6, montre la comparaison des débits de pointe obtenus par les deux méthodes alors que les coefficients de Manning des surfaces perméables et imperméables ont été successivement réduits de moitié puis doublés.

Tableau 5.6 Comparaison des débits de pointe obtenus par le MRNL et par la MR pour différents coefficients de Manning du bassin de drainage

Sous bassins	Débit de pointe (m ³ /s)		Écart (%)	Débit de pointe (m ³ /s)		Écart (%)
	à $n_{ref}/2$			à $2n_{ref}$		
	RNL	MR		RNL	MR	
Sous bassin 1	5,23	5,23	0,00%	5,03	5,23	3,98%
Sous bassin 2	2,87	2,87	0,00%	2,82	2,87	1,77%
Sous bassin 3	1,31	1,31	0,00%	1,29	1,31	1,55%
Sous bassin 4	0,65	0,65	0,00%	0,65	0,65	0,00%
Sous bassin 5, 6	0,25	0,25	0,00%	0,25	0,25	0,00%

Là encore, la concordance entre les débits de pointe calculés par les deux méthodes est excellente et est, parfois même, meilleure que celle obtenue avec les valeurs de référence. C'est le cas des six bassins de drainage où les débits de pointe obtenus par les deux méthodes coïncident parfaitement quand le coefficient de Manning a été réduit de moitié.

La largeur du bassin W est l'un des paramètres les plus délicats à déterminer dans le MRNL. Elle est d'ailleurs souvent utilisée comme paramètre de calibrage lorsqu'on a des mesures à l'exutoire de bassin de drainage. Ainsi, son augmentation fait accroître le débit de pointe et le rend plus accéléré. Alors que sa diminution produit l'effet inverse. Il faut cependant souligner que le MRNL est beaucoup plus sensible à cette variation de la largeur pour les surfaces perméables. Or, dans les développements théoriques exposés dans le présent travail, nous avons neutralisé la contribution de ces surfaces pour compenser la majoration de la fraction des surfaces imperméables.

Le tableau 5.7 montre la comparaison des débits de pointes obtenus par les deux méthodes alors que toutes les largeurs ont été respectivement réduites de moitié puis doublées.

Tableau 5.7 Comparaison des débits de pointe obtenus par le MRNL et par la MR pour différentes largeurs de bassins de drainage

Sous bassins	Débit de pointe (m ³ /s) à $W_{ref}/2$		Écart (%)	Débit de pointe (m ³ /s) à $2W_{ref}$		Écart (%)
	RNL	MR		RNL	MR	
Sous bassin 1	5,03	5,23	3,98%	5,23	5,23	0,00%
Sous bassin 2	2,82	2,87	1,77%	2,87	2,87	0,00%
Sous bassin 3	1,29	1,31	1,55%	1,31	1,31	0,00%
Sous bassin 4	0,65	0,65	0,00%	0,65	0,65	0,00%
Sous bassin 5, 6	0,25	0,25	0,00%	0,25	0,25	0,00%

On constate que la concordance entre les débits de pointe simulés par les modèles demeure excellente et elle s'est même améliorée dans certains cas. Tel est le cas dans les six bassins de drainage où l'écart entre les débits de pointe simulés par les deux modèles devient nul lorsque la largeur est doublée.

Le phénomène d'infiltration des précipitations dans les surfaces perméables est certainement le processus le plus difficile à modéliser avec précision. Comme la contribution des surfaces perméables a été neutralisée dans les développements théoriques exposés, la valeur assignée aux paramètres de Horton ne devrait normalement avoir aucun impact sur les débits de pointe simulés par le MRNL. Le tableau 5.8 présente la comparaison des débits de pointe simulés par la MR et le MRNL, alors que les paramètres des infiltrations initiale et finale ont été successivement réduits de moitié puis doublés.

On constate alors que les écarts entre les débits de pointe simulés par les deux modèles sont absolument identiques à ceux trouvés avec les valeurs de référence présentées dans tableau 5.4.

Tableau 5.8 Comparaison des débits de pointe obtenus par le MRNL et par la MR pour différents coefficients et constante de Horton de la couche perméable du bassin de drainage

Sous bassins	Débit de pointe (m^3/s)		Écart (%)	Débit de pointe (m^3/s)		Écart (%)
	à $f_{0réf}/2, f_{réf}/2, K_{réf}/2$			à $2f_{0réf}, 2f_{réf}, 2K_{réf}$		
	RNL	MR		RNL	MR	
Sous bassin 1	5.21	5.23	0,38%	5.21	5.23	0,38%
Sous bassin 2	2.86	2.87	0,35%	2.86	2.87	0,35%
Sous bassin 3	1.30	1.31	0,77%	1.30	1.31	0,77%
Sous bassin 4	0.65	0.65	0,00%	0.65	0.65	0,00%
Sous bassin 5, 6	0.25	0.25	0,00%	0.25	0.25	0,00%

On peut conclure que l'excellente concordance entre les débits de pointe simulés par la MR et le MRNL, confirme la correspondance que nous avons établie entre les deux modèles et valide toutes les hypothèses de travail que nous avons considéré.

Jusqu'à maintenant la comparaison des résultats obtenus par les deux modèles a porté uniquement sur les modèles hydrologiques appliqués séparément sur chacun des bassins élémentaires de drainage excluant les écoulements dans les conduites. Nous allons comparer maintenant les résultats des modèles hydrologiques de la MR et du MRNL en prenant en considération l'écoulement provenant de l'ensemble du bassin incluant les conduites constituant le réseau. Dans chacun des nœuds N_1, N_2, N_3 et N_4 du réseau de la figure 1.1 le débit sera calculé de deux façons :

- 1- Tous les bassins de drainage situés en amont des nœuds N_1, N_2, N_3 et N_4 , sont considérés comme terrains bruts. Ainsi, le réseau de drainage n'est pas pris en considération et seuls les deux modèles hydrologiques du MRNL et de la MR sont utilisés successivement pour déterminer le débit à l'exutoire. Pour se faire, nous avons procédé au niveau de chaque nœud, à la sommation des débits de pointe produit de chaque bassin versant. Aussi, il est important de noter que les nœuds aval prennent en compte tous les débits amont. C'est ce

qu'on appelle la modélisation globale des bassins. Les deux modèles utilisés sont alors notés MR-G et MRNL-G.

- 2- Dans un deuxième temps, la MR et le MRNL sont utilisés séparément et successivement pour calculer les hydrogrammes de ruissellement à l'exutoire de chacun des six(6) bassins de drainage comme il a été déjà fait. Le modèle hydraulique basé sur l'équation de l'onde dynamique est ensuite utilisé pour calculer la propagation de ces ondes de crue simulées par chacun des deux modèles dans le réseau des conduites de drainage. Pour distinguer cette opération de la modélisation globale précédente, nous la noterons successivement MR-D et MRNL-D.

Le tableau 5.9 montre la comparaison des débits de pointe obtenus par les deux méthodes dans le cas globale. Malgré que la MR surestime légèrement tous les débits de pointe l'écart entre les résultats obtenus par les deux modèles demeure inférieur à 0,4% au niveau des quatre(4) nœuds de drainage. Par ailleurs, il serait inutile de redémontrer que cette parfaite concordance est à l'épreuve de la variation des paramètres du MRNL.

Tableau 5.9 Comparaison des modèles dans la modélisation globale

Nœuds	Débit de pointe (m ³ /s)		
	RNL-G	MR-G	Écart
N1	8,07	8,10	0,37%
N2	10,02	10,06	0,40%
N3	10,52	10,56	0,38%
N4	10,52	10,56	0,38%

Le tableau 5.10 montre la comparaison des débits de pointe obtenus par les deux méthodes lors de la simulation détaillée des écoulements dans le réseau de conduites. Les écoulements dans celui-ci, ont été simulés grâce au modèle de l'onde dynamique disponible dans SWMM.

Tableau 5.10 Comparaison des modèles dans la modélisation détaillée

Nœuds	Débit de pointe (m ³ /s)		
	RNL-D	MR-D	Écart
N1	8,04	7,37	-8,33%
N2	9,50	8,08	-14,95%
N3	9,55	8,08	-15,39%
N4	8,13	7,13	-12,30%

On constate, d'une part, que tous les débits simulés aux différents nœuds par la modélisation détaillée sont inférieurs aux valeurs obtenues par la modélisation globale présentées au tableau 5.9. L'obtention de débits plus faibles dans la modélisation détaillée s'explique par le stockage et le laminage dans le réseau de drainage qui ne sont pas pris en considération dans la modélisation globale. Par ailleurs, on constate que tous les débits de pointe simulés par la MR dans la modélisation détaillée sont systématiquement inférieurs aux débits simulés dans le MRNL. Ceci s'explique par le fait que les bassins de drainage de tailles fort différentes possèdent des temps de concentration différents et produisent en conséquence des débits de pointe non synchronisés. Comme le montre la figure 5.2, la MR produit un hydrogramme triangulaire pointu alors que le MRNL possède un débit de pointe plus étalé dans le temps.

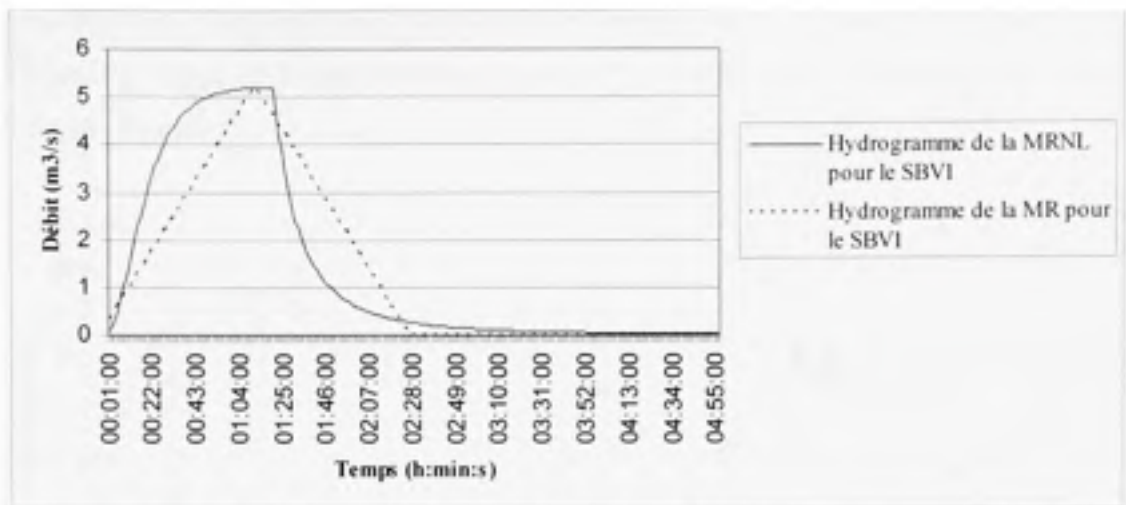


Figure 5.2 Hydrogrammes générés par le MRNL et la MR au sous bassin 1.

C'est cette différence dans la forme des hydrogrammes générés par les deux méthodes qui fait que les débits de pointe en aval se superposent davantage dans la MRNL que dans la MR figure 5.3.

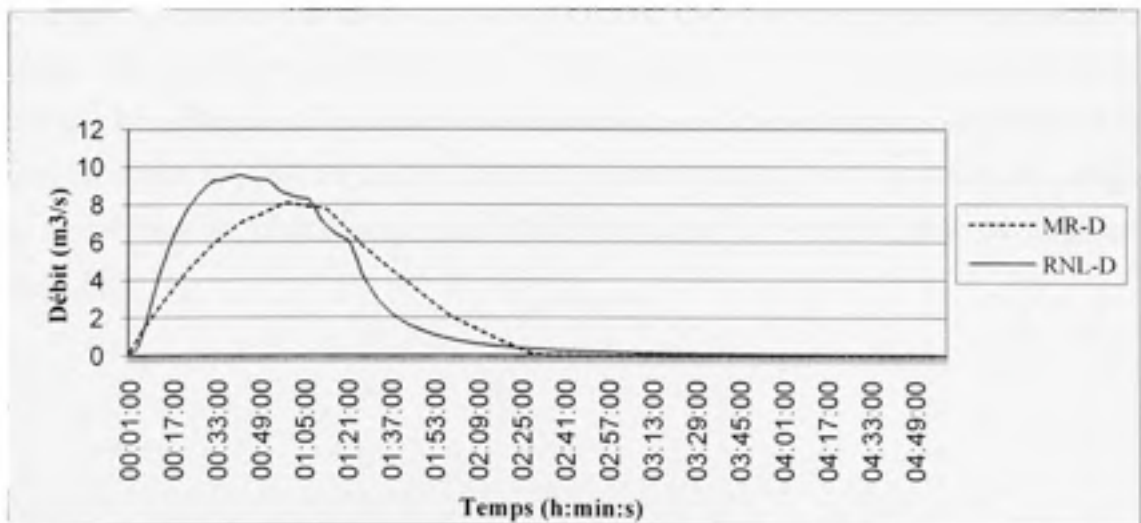


Figure 5.3 Débit simulé nœud 3 par la MR-D et le RNL-D.

Pour confirmer cette hypothèse, nous avons augmenté toutes les durées des pluies jusqu'à l'atteinte du temps de concentration qui est de 75 minutes, tout en gardant leur intensité inchangée figure 5.4.

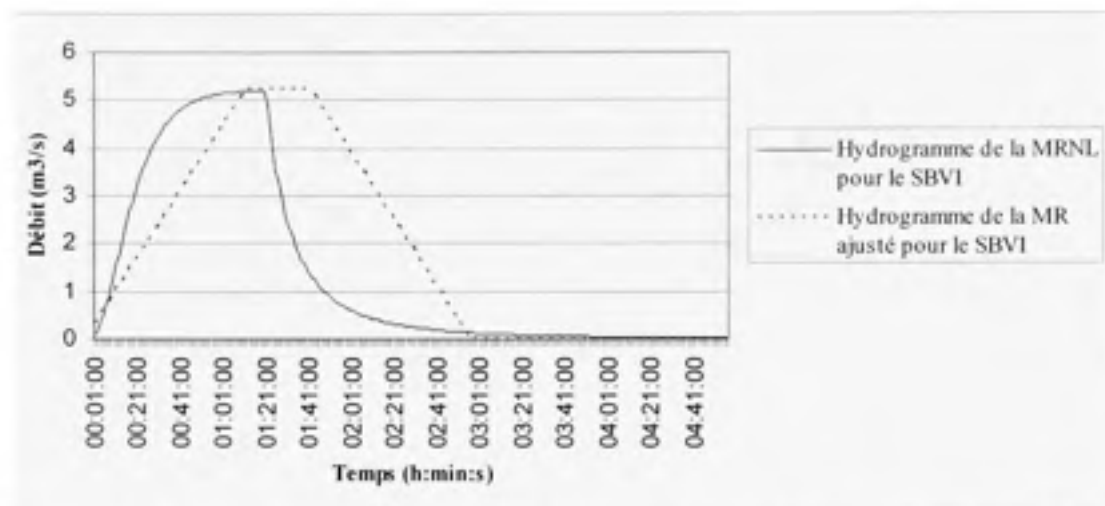


Figure 5.4 Hydrogrammes générés par le MRNL et par la MR au sous bassin 1 obtenu en prolongeant la durée de la pluie dans la MR sans changement l'intensité.

Le tableau 5.11 montre les résultats obtenus en utilisant les mêmes simulations présentées au tableau 5.10. Il indique clairement, que les deux modèles donnent sensiblement les mêmes résultats. Par ailleurs, il n'y a pas de surestimation ou sous-estimation systématique des débits de pointe par l'un ou l'autre modèles. En contre partie, il est important de souligner que les volumes de ruissellement vont être différents, car les durées de pluie ont augmentés pour la MR.

Tableau 5.11 Comparaison des modèles dans la modélisation détaillée avec augmentation de la durée de la pluie

Nœuds	Débit de pointe (m ³ /s)		
	RNL-D	MR-D	Écart
N1	8,04	8,10	0,75%
N2	9,50	9,37	-1,37%
N3	9,55	9,37	-1,88%
N4	8,13	8,39	3,20%

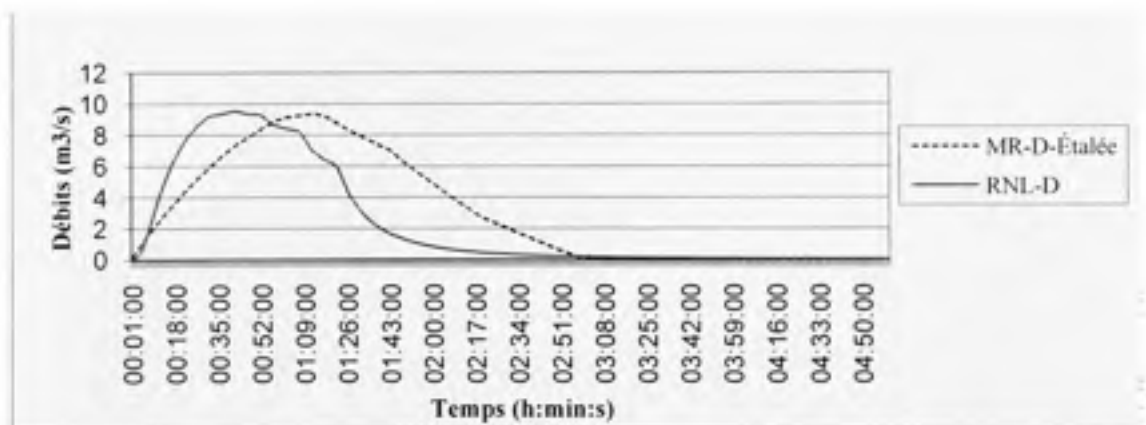


Figure 5.5 Débit simulé au nœud 3 avec augmentation de durée de pluie.

Il est tout de même intéressant de retenir les deux points suivants avant d'entamer le traitement d'un cas de réseau réel :

- 1- Lors de la conception ou de l'évaluation de la performance hydraulique d'un réseau on recherche surtout la précision dans l'estimation du débit de pointe. Or les deux modèles lui donnent pratiquement la même valeur.
- 2- Ces résultats démystifient l'idée très répandue de la surestimation des débits de conception par la MR. En effet, nous avons vu dans le tableau 5.9 que les deux modèles

donnent presque le même débit de pointe lorsqu'ils sont utilisés dans des conditions équivalentes à celles d'une modélisation globale. Dans la modélisation détaillée, la MR donne un débit de pointe plus faible lorsque la durée de la pluie est égale au temps de concentration du bassin.

5.3 Application sur un site réel

Notre étude de cas porte sur le système d'assainissement de l'arrondissement de Verdun, Montréal, Canada. Le réseau d'égouts combinés de cet arrondissement draine trois bassins hydrographiques. Ils sont tous tributaires actuellement du fleuve Saint-Laurent et de l'intercepteur Sud de la Ville de Montréal, figure 5.6.



Figure 5.6 Délimitation du site d'étude.
Tirée de Dion, Ayadi et Bennis (2010)

Situé au sud de Montréal, le bassin N^o 1 objet de notre étude, est limité à l'est par l'aqueduc et l'usine de filtration de la ville, à l'ouest par la 1^{ère} avenue et au sud par le fleuve Saint-Laurent.

À l'exutoire, ce bassin versant totalise une superficie de 177 hectares de surfaces perméables et imperméables directement ou indirectement drainées. Globalement le bassin comprend 41,4 hectares de surfaces imperméables directement drainées (toitures) et 135,7 hectares de surfaces perméables et imperméables indirectement drainées.

Le réseau hydraulique unitaire déverse 92 sous bassins, leurs grandeurs varient de 0,16 à 7,94 ha. Le tout relié avec 71 nœuds. Le réseau drainant ce bassin totalise une longueur d'environ 10 900 m. L'ossature complexe de ce réseau est schématisée dans la figure 5.7.

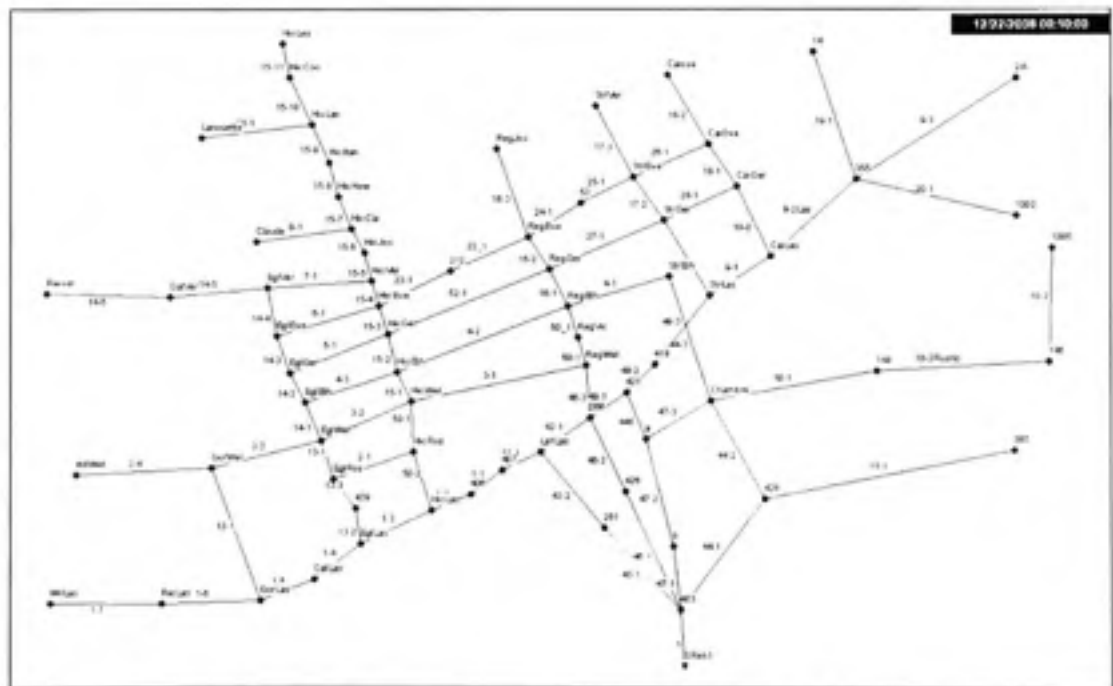


Figure 5.7 Réseau d'assainissement, bassin 1 de Verdun.

Pour valider les concepts théoriques avancés, nous avons utilisé en premier lieu des pluies synthétiques tirées des courbes IDF relatives à la région de Montréal. Nous avons par la suite exploité des événements pluviométriques historiques extraits de la campagne de mesure réalisée par Bennis (2000).

5.3.1 Pluies synthétiques

Les périodes de retour de cinq (5) ans et dix (10) ans qui sont utilisées normalement lors de la conception des réseaux ont été retenues pour calculer les débits de pointe et les volumes générés par la MR et le MRNL. Le temps de concentration du bassin étant de 37 minutes, les intensités de pluie pour ces périodes de retour sont respectivement de 44.52 et 53.72 mm/h.

Les figures 5.8 et 5.9 montrent la comparaison des débits obtenus par la MR et le MRNL lors de la modélisation globale du bassin soumis à des pluies de période de retour respectives de 5 et 10 ans.

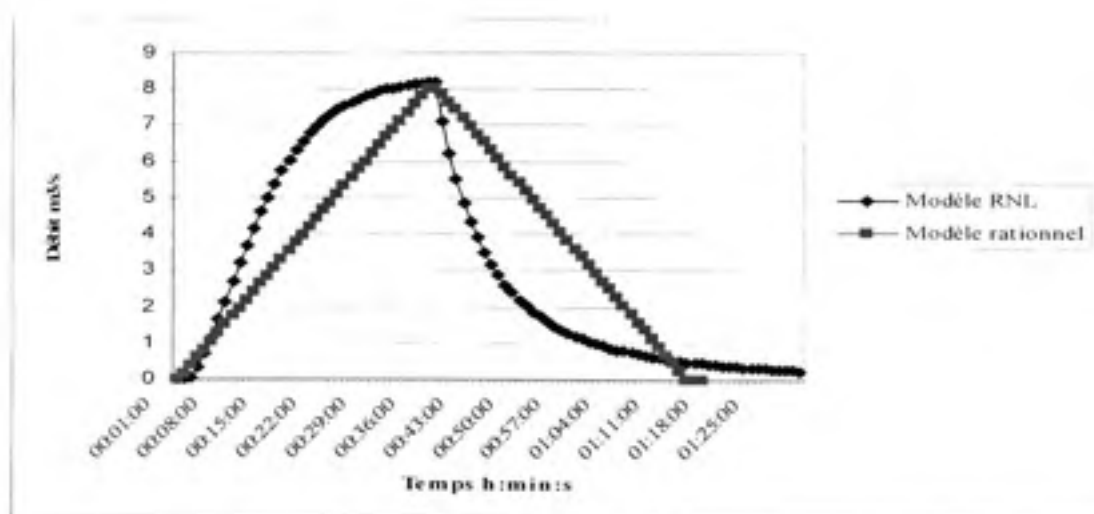


Figure 5.8 Hydrogrammes générés par la MR et par le MRNL d'une pluie de période de retour de 5 ans.

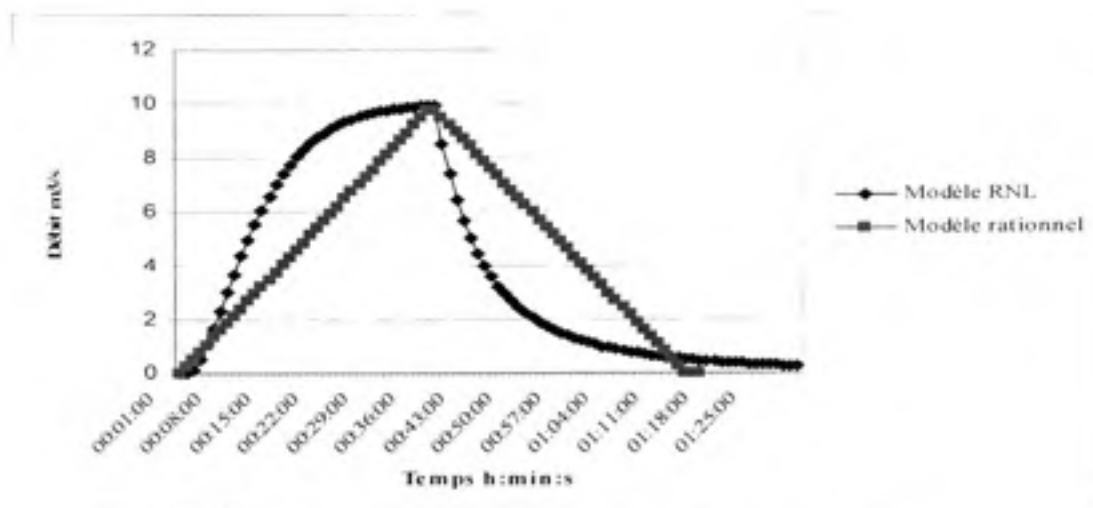


Figure 5.9 Hydrogrammes générés par la MR et par le MRNL d'une pluie de période de retour de 10 ans.

La concordance entre les débits générés par les deux méthodes est excellente. Comme indiqué au tableau 5.12, l'écart entre les débits de pointe générés par les deux méthodes est de l'ordre de 2%. Remarquons que contrairement à ce qui est souvent véhiculé en pratique, c'est plutôt le débit de pointe calculé par le MRNL qui dépasse celui de la MR quand les deux méthodes sont comparées sur la même base. Par ailleurs, les faibles écarts observés entre les deux modèles pourraient être nuls si le calcul dans le MRNL ne se faisait pas à partir d'une méthode numérique itérative.

Tableau 5.12 Comparaison de la MR avec le MRNL pour des pluies synthétiques sur site réel

	MRNL-G	MR-G	Écart %
Q_p^5 (m^3/s)	8,2	8,03	-2,07%
V^5 (m^3)	17 396	17 818	2,43%
Q_p^{10} (m^3/s)	9,94	9,75	-1,91%
V^{10} (m^3)	21 212	21 637	2,00%

5.3.2 Pluies réelles

Deux événements pluviométriques, tirés de la campagne de mesure réalisée par Bennis (2000), ont été considérés pour calibrer les modèles hydrologiques et valider l'approche proposée pour harmoniser les résultats obtenus par la MR et le MRNL. Afin de valider la relation de passage de la MR au MRNL, nous avons procédé en trois étapes.

Dans la première étape, un événement pluviométrique est utilisé dans le but de calibrer les deux paramètres qui interviennent dans la MR, à savoir : le temps de concentration et le coefficient de ruissellement.

Dans la deuxième étape, l'autre événement pluviométrique est ensuite utilisé pour valider le modèle de la MR en vérifiant sa capacité à reproduire les débits mesurés à l'exutoire.

Enfin, la troisième étape consiste à faire appel aux hypothèses de travail énoncées dans les développements théoriques pour générer les débits à l'aide de la MRNL.

La fraction des surfaces imperméables directement drainées utilisée dans le MRNL a été considérée égale au coefficient de ruissellement. La largeur W de chaque bassin de drainage de superficie A , a été calculée par la méthode classique $W=2\sqrt{A/2}$. Comme l'intensité de pluie des événements considérés demeure toujours inférieure à l'intensité d'infiltration sur les surfaces perméables, seule la partie imperméable du bassin contribue au ruissellement à l'exutoire.

Tableau 5.13 Données pluviométriques du bassin de Verdun
Tirées de la campagne de Bennis (2000)

Événement	Pluie cumulée (mm)	Durée (h:min)	I_{max} sur 60 min (mm/h)	Période de retour	I_{max} sur 5 min (mm/h)	Q_{max} (m ³ /s)
30/09/99	18,8	09:30	5,6	6/an	19,2	1,56
13/10/99	23,2	08:00	7	5/an	21,6	1,58

Pour plus d'objectivité dans l'évaluation des résultats fournis par les deux méthodes, nous avons considéré quatre critères de performance mesurant l'écart entre les variables calculées et celles mesurées.

Le coefficient de Nash est le critère le plus utilisé en hydrologie pour apprécier la concordance entre les débits mesurés et ceux simulés.

$$\text{Nash} = 1 - \frac{\sum_{i=1} [Q_{\text{mes}}(i) - Q_{\text{cal}}(i)]^2}{\sum_{i=1} [Q_{\text{mes}}(i) - Q_{\text{mes}}]^2} \quad (5.1)$$

Où : $Q_{\text{mes}}(i)$: débit mesuré à l'instant i (m^3/s);

$Q_{\text{cal}}(i)$: débit calculé à l'instant i (m^3/s);

Q_{mes} : débit moyen mesuré (m^3/s).

Le rapprochement du coefficient de Nash de l'unité est un indicateur de la concordance entre les valeurs simulées et celles mesurées.

Pour faire la conception d'une conduite ou analyser les problèmes de débordement, il est primordial de connaître le rapport $Q_{\text{max}} / Q_{\text{admissible}}$. On peut alors définir un critère de performance en rapport avec le débit de pointe par la relation suivante :

$$\text{RQ}_p = \frac{Q_{p \text{ cal}}}{Q_{p \text{ mes}}} \quad (5.2)$$

Comme pour le coefficient de Nash, le rapprochement de RQ_p de l'unité mesure la concordance entre les débits de pointe mesurés et ceux simulés par l'approche préconisée.

Pour concevoir et gérer les ouvrages de stockage, il est important de bien simuler les volumes de ruissellement. Le rapport entre les volumes simulés et ceux mesurés est donné par :

$$R_v = \frac{\sum_{i=1}^N Q_{\text{Cal}(t)} \Delta t}{\sum_{i=1}^N Q_{\text{Mes}(t)} \Delta t} \quad (5.3)$$

Le rapprochement de ce rapport de l'unité est particulièrement souhaité lors de la conception d'une structure de stockage.

Enfin, pour la gestion en temps réel, le synchronisme entre les débits simulés et les débits réels est d'une très grande importance. Toutes les stratégies de dérivation des flux reposent sur les temps de propagation des différents flux sur les bassins versants et dans le réseau de drainage. On peut donc aussi définir un critère de performance en relation avec le temps en occurrence des débits de pointe, soit :

$$\Delta T = TQ_p \text{ simulé} - TQ_p \text{ observé} \quad (5.4)$$

$\Delta T = 0$, indique un synchronisme parfait.

➤ Étape 1 : Calibration des paramètres de la MR

La figure 5.10 montre les résultats obtenus lors de l'étape de calibrage des paramètres de la MR pour l'événement pluviométrique enregistré le 30/09/1999. Le coefficient de Nash de 0.88 obtenu lors de l'étape de calibrage indique une excellente concordance entre les débits simulés par la MR et les débits mesurés. Les rapports des volumes et des pointes sont respectivement de 0.99 et 0.91, ce qui est satisfaisant. Par ailleurs, le déphasage de 4 minutes entre les débits de pointe simulés et ceux mesurés reste très limité.

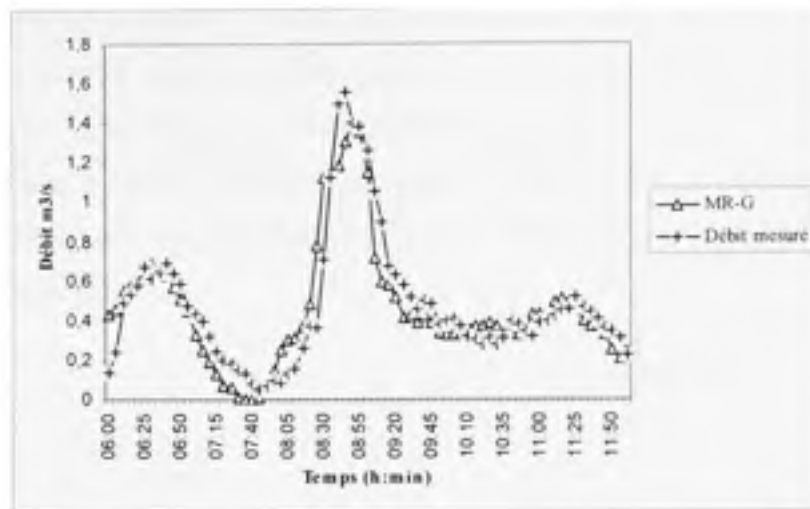


Figure 5.10 Calibration du débit simulé par la MR avec celui mesuré (30/09/09).

Ayant abouti à un coefficient de ruissellement de 0,38, nous considérons un pourcentage imperméable de 38% dans le MRNL selon nos hypothèses de travail. La rétention initiale $dp1$ de la partie imperméable prend la valeur de 1mm. Le temps de concentration t_c : 37min calculé par la formule de Kirpich. Le tableau 5.14 résume les critères de performance obtenus pour l'événement simulé.

Tableau 5.14 Critères de performances de la MR à l'étape de calibration

Méthode rationnelle	Nash	Rapport des volumes	Rapport des points	Synchronisme des points
Événement du 30/09/99	0,88	0,99	0,91	4 min

➤ Étape 2 : Validation des paramètres de la MR

L'étape de validation consiste à vérifier les résultats obtenus lors de la calibration. Une nouvelle simulation avec la MR est appliquée sur le site en utilisant le deuxième événement

pluvial du 13/10/1999. Comme on pouvait s'y attendre, les résultats obtenus lors de la deuxième étape de validation du modèle (figure 5.11) sont peu probants mais demeurent très satisfaisants avec un coefficient de Nash = 0.84. Ce qui nous permet de dire que la figure 5.10 confirme que le modèle rationnel reproduit fidèlement le ruissellement dans le bassin versant de Verdun pour des événements pluviométriques ayant des intensités inférieure au potentiel d'infiltration.

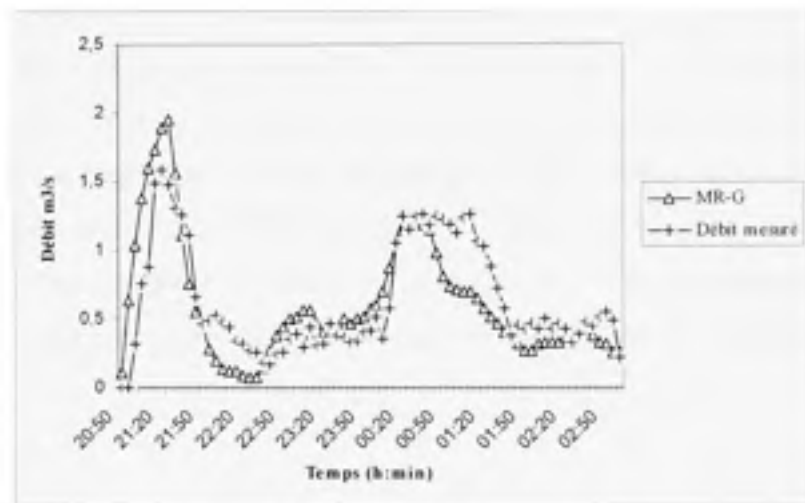


Figure 5.11 Validation du débit simulé par la MR avec celui mesuré (13/10/99).

Le tableau 5.15 contient les critères de performances spécifiques à la simulation de validation.

Tableau 5.15 Critères de performances de la MR à l'étape de validation

Méthode rationnelle	Nash	Rapport des volumes	Rapport des pointes	Synchronisme des points
Événement du 13/10/99	0,84	0,96	1.24	6 min

➤ Étape 3 : Passage de la MR au MRNL

Comme il a été mentionné dans l'étape de calibration, le pourcentage imperméable a été majoré à 38% (valeur du coefficient de ruissellement), la largeur du bassin a été estimée par la formule : $W = 2\sqrt{(A/2)}$ donnant $W = 1,5W$ soit, 2822m. La rétention initiale d_{p1} de la partie imperméable est de 1mm.

Sur les figures 5.12 et 5.13 sont présentés les hydrogrammes simulés à l'étape 3 (passage de la MR au MRNL). La concordance entre les débits mesurés et les débits simulés par le MRNL est excellente, malgré qu'aucun travail de calibrage n'a été fait sur les paramètres de ce modèle. Le coefficient moyen de Nash= 0.8 obtenu pour le modèle du MRNL est proche de celui obtenu pour la MR durant la phase de calibration. Par ailleurs, la concordance entre les débits simulés par la MR et la MRNL confirme la validité des relations de passage que nous avons établies dans la partie théorique. Le tableau 5.16 résume les valeurs des critères de performance obtenus pour l'ensemble des événements utilisés lors du passage de la MR au MRNL.

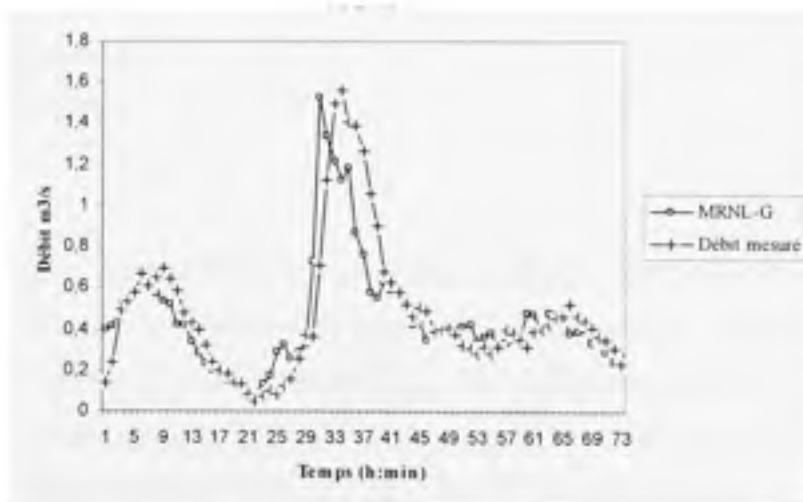


Figure 5.12 Comparaison du débit simulé par le MRNL avec celui mesuré (30/09/99).

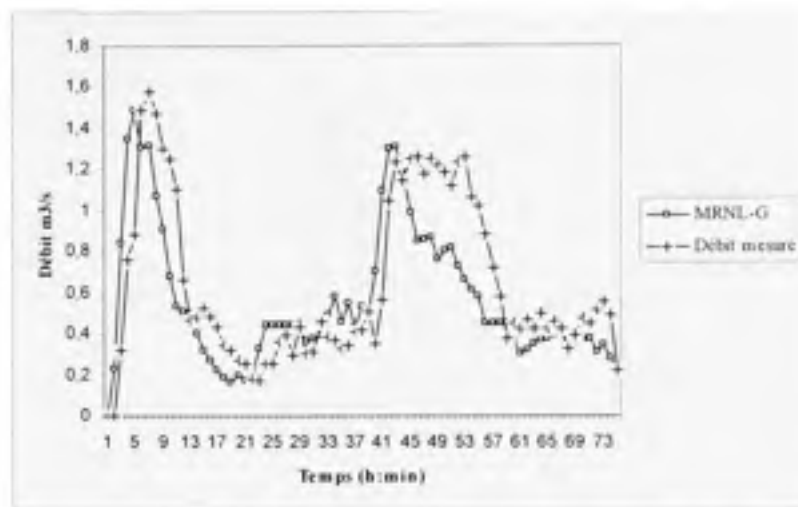


Figure 5.13 Comparaison du débit simulé par le MRNL avec celui mesuré (13/10/99).

Tableau 5.16 Critères de performance pour l'étape de passage de la MR au MRNL.

Méthode du réservoir non linéaire	Nash	Rapport des volumes	Rapport des points	Synchronisme des points
Événement du 13/10/99	0,79	0,93	0,94	10 min
Événement du 30/09/99	0,81	0,97	0,98	15 min

Nous avons ensuite utilisé la même démarche pour simuler les débits de ruissellement dans le réseau en adoptant une modélisation détaillée à l'échelle de chaque tronçon de conduite en utilisant le MRNL couplé au modèle hydraulique. Le coefficient moyen de Nash obtenu pour l'ensemble des événements est égal à 0.86. Les rapports des volumes et des débits de pointe simulés par le MRNL-Détaillé sont de 0.995 et 0.935 respectivement. Les figures 5.14 et 5.15 montrent respectivement la comparaison des hydrogrammes simulés lors des événements pluviométriques du 30/09/1999 et du 13/10/99. Tandis que le tableau 5.17 récapitule leurs critères de performance.

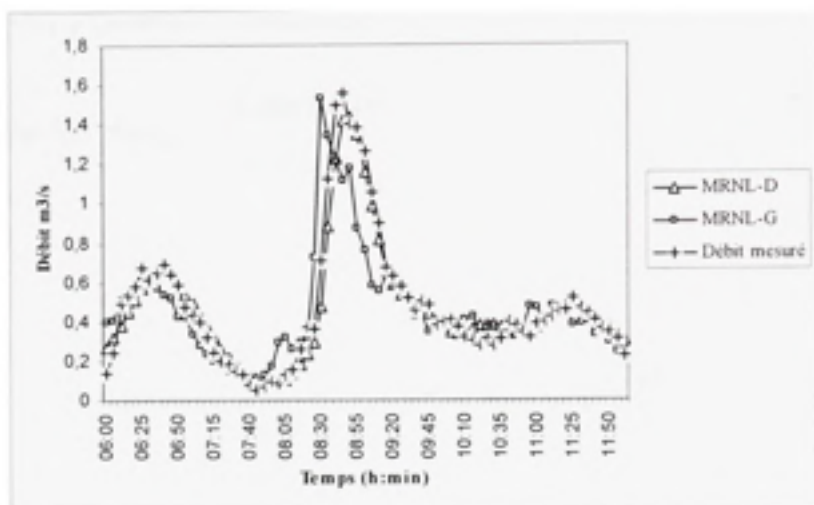


Figure 5.14 Comparaison des résultats des modélisations globale et détaillée avec les valeurs mesurées (30/09/99).

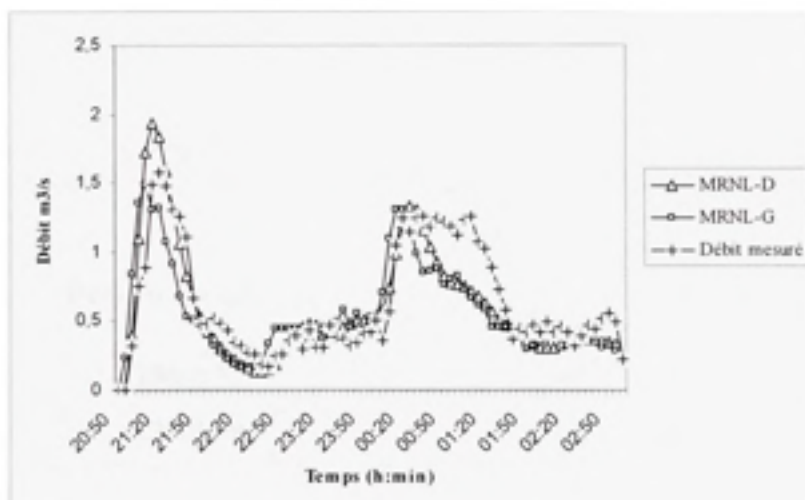


Figure 5.15 Comparaison des résultats des modélisations globale et détaillée avec les valeurs mesurées (13/10/99).

Tableau 5.17 Critères de performance de la modélisation détaillée par le MRNL

Événement pluvial Nash		Rapport des volumes	Rapport des pointes	Synchronisme des points
30/09/99	0,93	1,06	0,93	1 min
13/10/99	0,79	0,93	0,94	10 min

Ces résultats viennent valider une fois encore toutes les hypothèses établies pour effectuer le passage entre la MR et le MRNL d'une part et confirment l'influence des phénomènes de laminage et du stockage à l'intérieur du réseau de drainage urbain sur l'estimation des débits de conception d'autre part. Le tableau 5.18 montre les écarts dans les débits de pointe entre la modélisation globale et la modélisation détaillée dans le MRNL.

Tableau 5.18 Comparaison des débits de pointe de la modélisation globale et détaillée du MRNL dans le cas des événements pluviaux réels

Événement pluvial	Q_p (m ³ /s)		Écart %
	RNL-G	RNL-D	
30/30/99	1,53	1,44	-5,88%
13/10/99	1,49	1,93	29,53%

5.4 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons appliqué les concepts de la recherche sur deux sites, un synthétique et l'autre réel, où la MR a donné d'aussi bons résultats que le MRNL, infirmant l'idée que la MR surestime automatiquement le débit de conception. En outre, l'excellente concordance des résultats entre la MR et le MRNL a été vérifiée. En faisant varier différents paramètres des deux modèles hydrologiques, les simulations ont montré qu'ils ont au moins conservé leur cohérence, dans le cas où celle-ci ne s'améliore pas. Par ailleurs, l'analyse des résultats des différentes simulations a prouvé, qu'il y a plusieurs phénomènes accompagnant le drainage urbain qui peuvent expliquer l'écart entre les valeurs des débits de conception calculées par la MR et celles produites par le MRNL. La linéarité des hydrogrammes produits par la MR d'un côté et la non-linéarité des hydrogrammes du MRNL de l'autre, crée une désynchronisation à l'exutoire dans le modèle rationnel, ce qui peut sur ou sous-estimer le débit de conception. D'autre part, les écarts remarquables entre les résultats de la modélisation globale par rapport à ceux issus de la modélisation détaillée démontrent que les effets de stockage et de laminage à l'intérieur des conduites de collecte d'eaux pluviales influencent la valeur du débit de pointe à l'exutoire.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Notre démarche de recherche s'est inscrite dans la poursuite des travaux d'amélioration des modèles pluie-débit dans le but de mettre au point des modèles hydrologiques simples, fiables, opérationnels et nécessitant peu de données, les rendant ainsi applicables dans des contextes très variés de l'hydrologie urbaine.

L'objectif spécifique de ce travail est de jeter la lumière sur les différents paramètres qui interviennent dans le calcul du ruissellement par le modèle du réservoir non linéaire et celui de la MR en vue d'harmoniser les résultats obtenus par les deux méthodes.

En partant d'un certain nombre d'hypothèses de travail, nous avons établi en particulier, une relation entre les paramètres du modèle du réservoir non linéaire et de la méthode rationnelle qui permet d'obtenir sensiblement le même débit de conception. La première conclusion que l'on peut faire est que ces deux modèles apparaissent grossièrement équivalents lorsqu'ils sont comparés avec une approche de modélisation plus rudimentaire ne comportant pas de procédure conceptuelle d'infiltration dans le bassin versant.

Par ailleurs, la relation établie entre les paramètres du modèle du réservoir non linéaire et de la méthode rationnelle a permis d'obtenir sensiblement le même débit de conception par les deux modèles hydrologiques. Ce résultat démystifie le concept admis de surestimation systématique du débit de pointe par la méthode rationnelle. Ainsi l'analyse des résultats révèle que l'amplitude des écarts entre les débits de pointe obtenus par les deux modèles hydrologiques ne dépend que du niveau de détail dans la modélisation hydraulique du réseau de drainage. Nous avons aussi effectué une analyse de sensibilité des deux modèles pour quantifier et de comparer la contribution de chaque paramètre à l'estimation du débit de conception résultant de chaque approche. Cette analyse nous a permis de constater que la MR donne les mêmes valeurs de débit de pointe que le MRNL en considérant des durées de pluie égales aux temps de concentration.

ANNEXE I

SENSIBILITÉ DU MRNL DANS LE CAS GÉNÉRAL

La présente recherche est bâtie sur la suppression de la partie perméable et la partie imperméable indirectement drainée, en supposant que le potentiel d'infiltration est toujours supérieur à l'intensité pluviale (Étude de sensibilité, chapitre 4). Cependant, il est intéressant d'étudier la sensibilité du MRNL dans son cas le plus général.

Pour ce faire nous avons suivi la même méthodologie appliquée au MRNL dans le chapitre 4 (analyse de sensibilité), en prenant trois bassins versants avec les mêmes dimensions soit : 1ha, 10ha et 100ha.

Nous avons choisi les paramètres de référence de la manière suivante :

- Le pourcentage de la surface imperméable directement drainée T_{imp} est estimé à 40%,
- Une pente moyenne S_0 de 0,5%,
- Un coefficient de Manning n de 0,015
- Une largeur de bassin calculée à partir de la formule $W = 2\sqrt{A/2}$.
- Des paramètres de Horton ($f_0 = 75\text{mm/h}$, $f_\infty = 12\text{mm/h}$)

Notons que l'intensité a été calculée selon l'équation 3.2 qui représente la pluviométrie d'un bassin situé dans la région de Montréal :

Pour une période de retour de 10 ans :

$$A = 2743,20$$

$$B = 14$$

➤ **Sensibilité envers la surface du bassin**

Tableau 5.19 Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la surface dans le cas du MRNL

A (ha)	Q_P (m ³ /s)
1	0,11
10	0,96
100	6,92

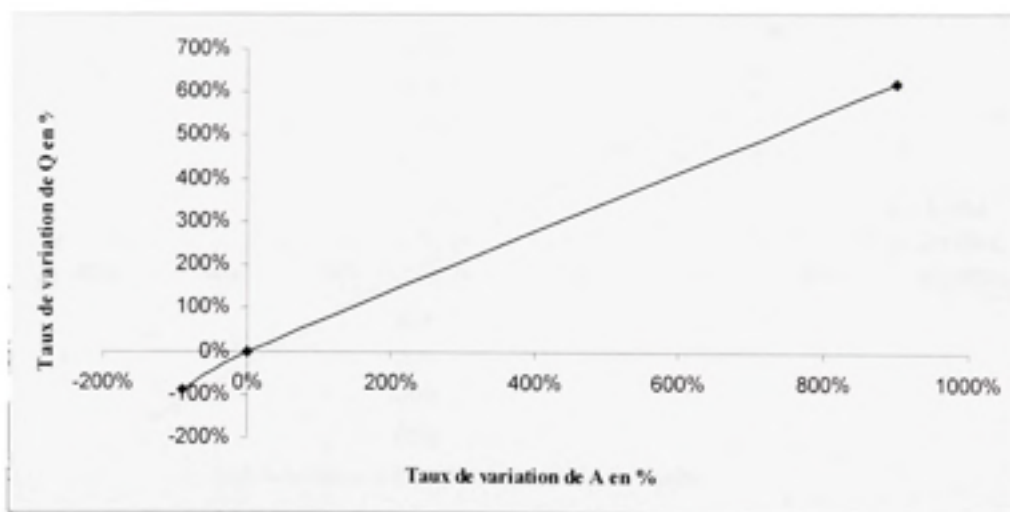


Figure 5.16 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la surface d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.

➤ Sensibilité envers le pourcentage de la surface imperméable T_{imp}

Tableau 5.20 Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation du pourcentage imperméable directement drainé dans le cas du MRNL

A (ha)	$Q_p(m^3/s)$		
	Réf($T_{imp} = 40\%$)	M_{inf} ($T_{imp} = 20\%$)	M_{sup} ($T_{imp} = 60\%$)
1	0,11	0,06	0,16
10	0,96	0,53	1,33
100	6,92	4,38	8,61

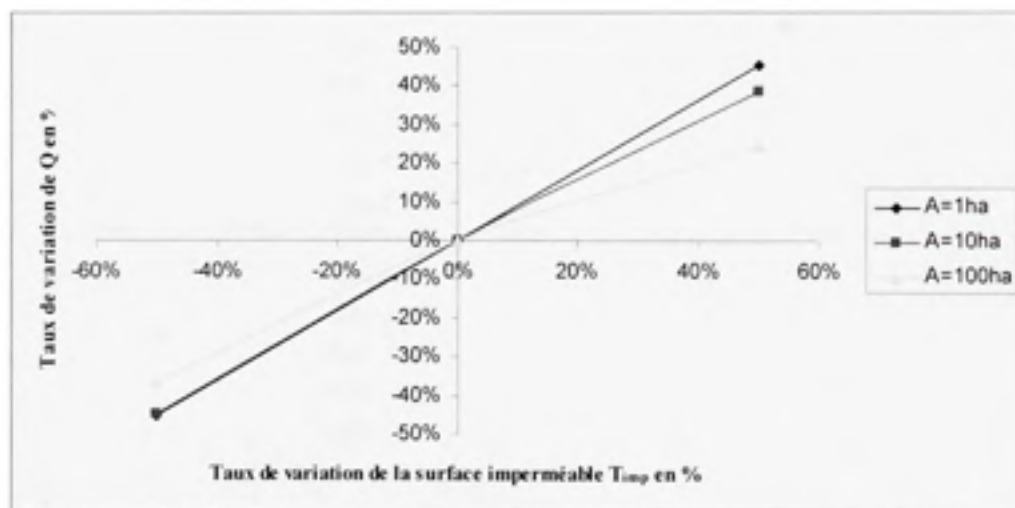


Figure 5.17 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation du pourcentage imperméable directement drainé d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.

➤ Sensibilité envers la pente du bassin

Tableau 5.21 Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la pente moyenne dans le cas du MRNL

A (ha)	$Q_p(m^3/s)$		
	Réf($S_0 = 0,5\%$)	M_{inf} ($S_0 = 0,1\%$)	M_{sup} ($S_0 = 1\%$)
1	0,11	0,10	0,12
10	0,96	0,79	1,02
100	6,92	5,02	7,90

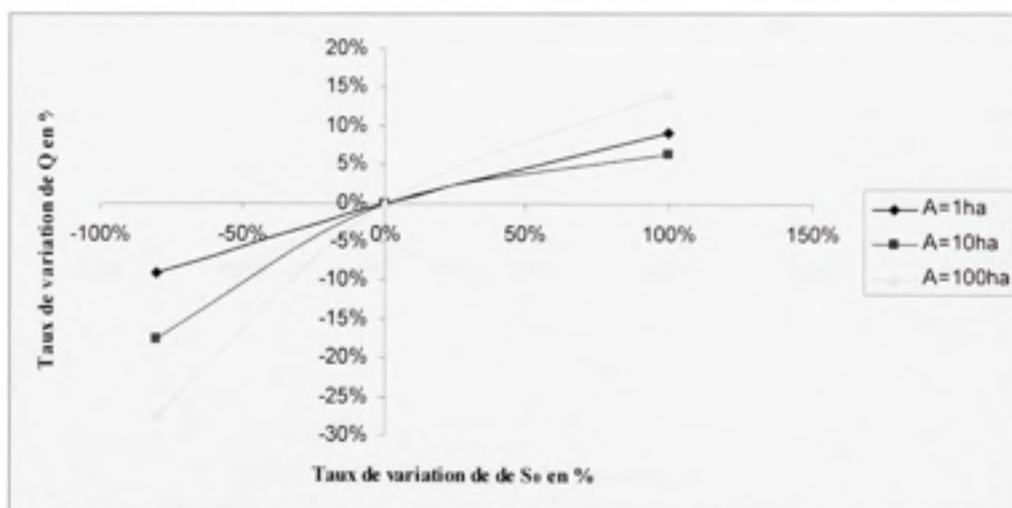


Figure 5.18 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la pente moyenne d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.

➤ Sensibilité envers la durée de la pluie

Tableau 5.22 Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la durée de pluies dans le cas du MRNL

A (ha)	$Q_p(m^3/s)$			
	$Q(m^3/s)$	Réf $t_d = t_c$ (min)	$M_{inf}(t_d = 0,5t_c)$	$M_{sup}(t_d = 2t_c)$
1	0,08	28,16	0,07	0,01
10	0,48	54,15	0,66	0,26
100	2,62	104,13	4,79	1,36

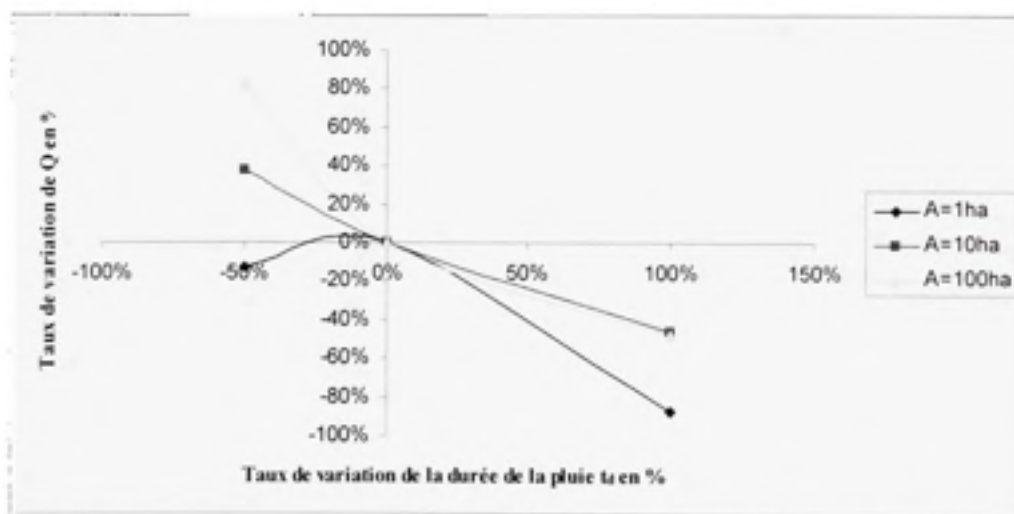


Figure 5.19 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la durée de la pluie d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.

➤ Sensibilité envers la largeur du bassin

Tableau 5.23 Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation de la largeur du bassin dans le cas du MRNL

A (ha)	$Q_p(m^3/s)$		
	Réf ($W = 2\sqrt{A/2}$)	M_{inf} ($W = \sqrt{A/2}$)	M_{sup} ($W = 4\sqrt{A/2}$)
1	0,11	0,10	0,12
10	0,96	0,82	1,06
100	6,92	5,24	8,75

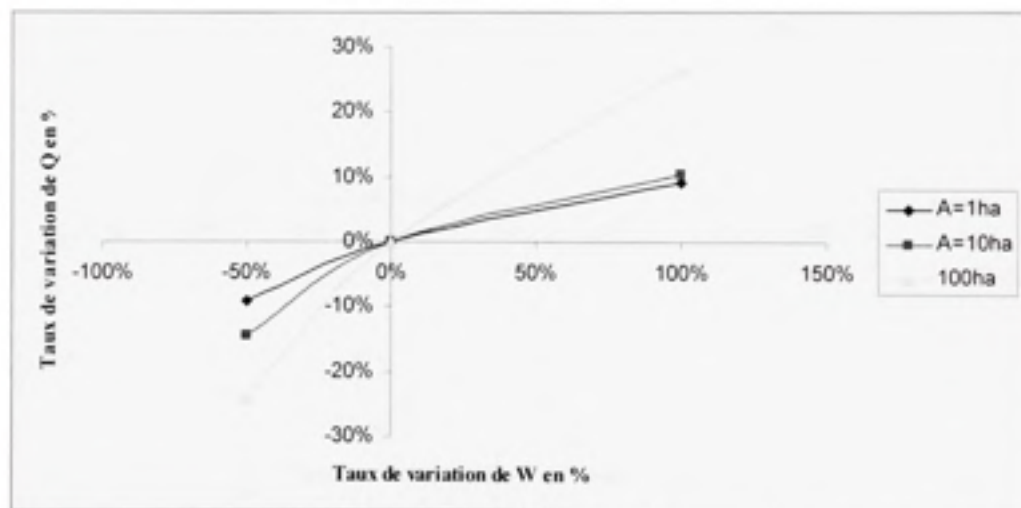


Figure 5.20 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation de la largeur du bassin d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.

➤ Sensibilité au coefficient de Manning

Tableau 5.24 Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation du coefficient de Manning dans le cas du MRNL.

A (ha)	Q _p (m ³ /s)		
	Réf (n = 0,015)	M _{inf} (n = 0,012)	M _{sup} (n = 0,02)
1	0,11	0,11	0,11
10	0,96	0,99	0,92
100	6,92	7,52	6,08

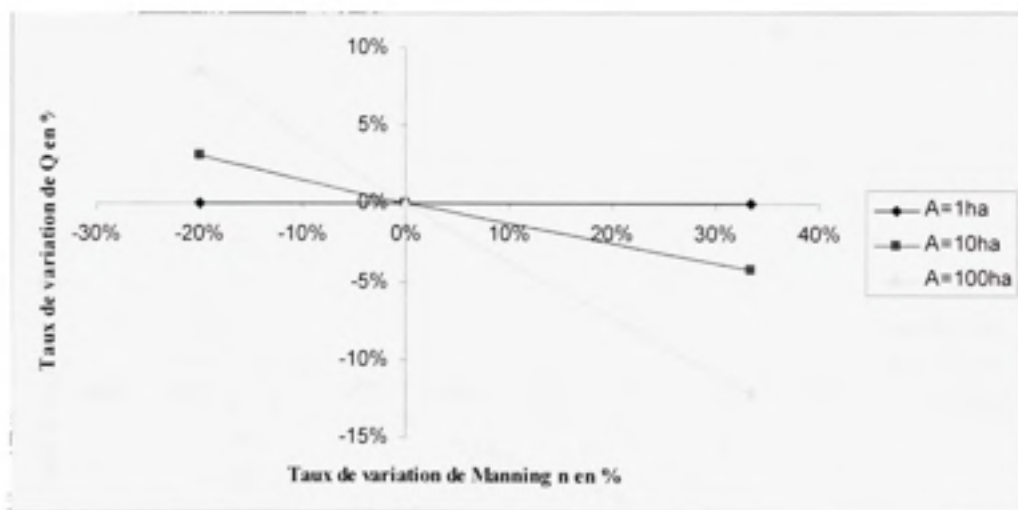


Figure 5.21 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation du coefficient de Manning d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.

➤ Sensibilité aux paramètres de Horton

1- Infiltration initiale f_0 (mm/h)

Tableau 5.25 Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation du coefficient de Horton f_0 dans le cas du MRNL

A (ha)	$Q_P(m^3/s)$		
	Réf ($f_0 = 75$)	M_{inf} ($f_0 = 50$)	M_{sup} ($f_0 = 150$)
1	0,11	0,12	0,10
10	0,96	1,00	0,92
100	6,92	7,08	6,76

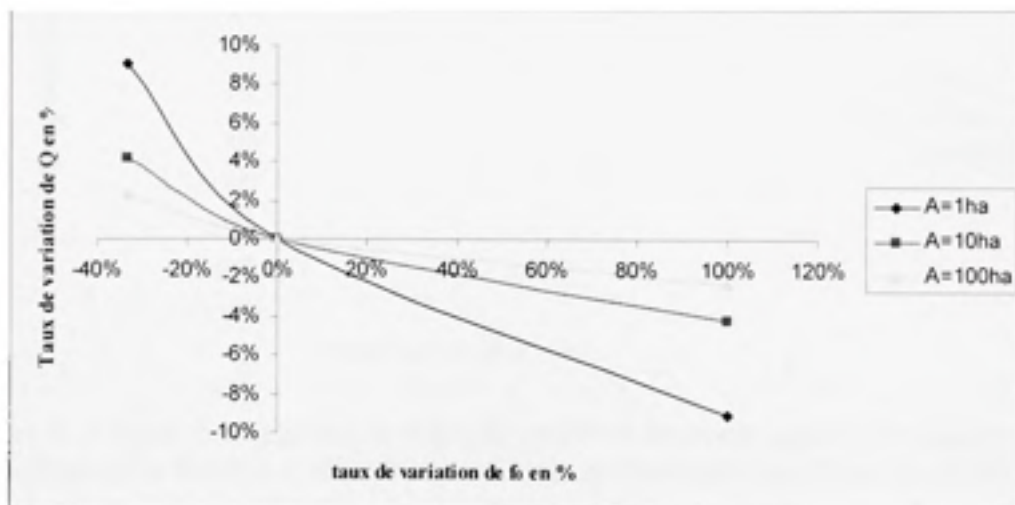
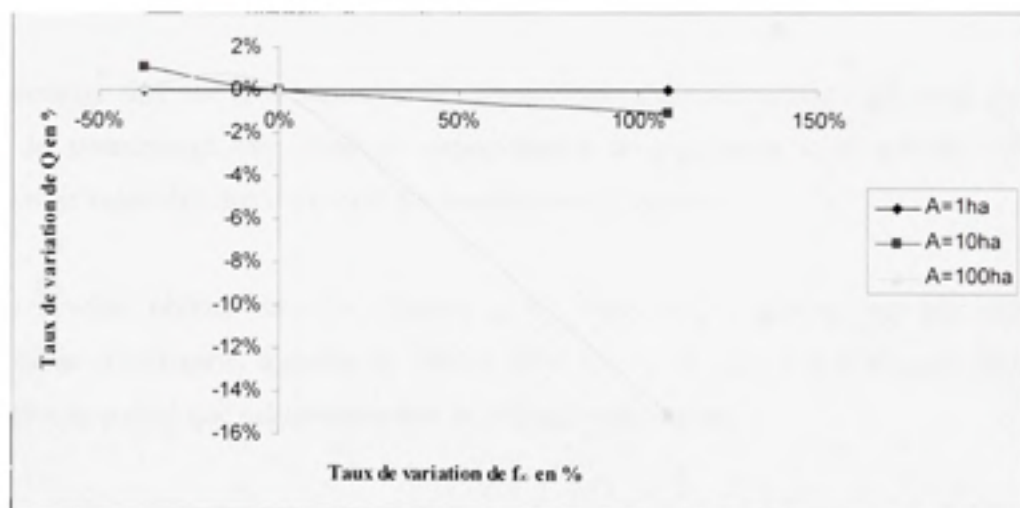


Figure 5.22 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation du coefficient de Horton f_0 d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.

2- Infiltration finale f_x (mm/h) :Tableau 5.26 Sensibilité du débit de pointe dans un bassin versant synthétique à la variation du coefficient de Horton f_x dans le cas du MRNL

A (ha)	$Q_p(m^3/s)$		
	Réf ($f_x = 12$)	M_{inf} ($f_x = 7,5$)	M_{sup} ($f_x = 25$)
1	0,11	0,11	0,11
10	0,96	0,97	0,95
100	6,92	6,93	5,88

Figure 5.23 Taux de variation du débit de pointe en fonction du taux de variation du coefficient de Horton f_x d'un bassin versant synthétique dans le cas du MRNL.

ANNEXE II

AUTRES APPLICATIONS SUR DES SITES SYNTHÉTIQUES

Les résultats obtenus et les modèles développés seront validés sur des sites synthétiques. On validera la correspondance que nous avons établie entre les paramètres de la méthode rationnelle traditionnelle et ceux du modèle du réservoir non linéaire.

➤ Cas où l'infiltration est toujours supérieure à l'intensité pluviale

Les sites synthétiques sont constitués de bassins versants de superficies respectives : 1, 10, 100 hectares, dont la pente est de 1%.

Le pourcentage des surfaces imperméables directement drainées est de 30% pour tous les bassins; le pourcentage des surfaces imperméables indirectement drainées est 10%; le coefficient de ruissellement C est égal à 0.5 pour tous les bassins.

Selon le résultat obtenu dans le chapitre 3, en majorant le pourcentage des surfaces imperméables directement drainées de 30% à 50% ($C = 0.5$) dans le MRNL, on obtient le même débit de pointe que celui obtenu par la méthode rationnelle.

On doit, par ailleurs, neutraliser la contribution des surfaces perméables et imperméables indirectement drainées dans le modèle du réservoir non linéaire. On considère donc, une pluie de durée supérieure au temps de concentration T_c .

Le temps de concentration a été calculé à l'aide de la formule de la FAA (Federal Aviation Agency), (Bennis, 2003). Les intensités de pluie considérées ont été générées à l'aide de courbe intensité-durée-fréquence, équation 2, pour une période de retour de 10 ans.

$$I_{10} = \frac{2743,20}{(t + 14)} \quad (5.5)$$

Où : I_{10} : Intensité pluviale d'une période de retour de 10 ans.

Dans le modèle du réservoir non linéaire. Nous avons appliqué la formule la plus courante suivante :

$$W = \sqrt{(A/2)}.$$

Nous avons supposé que le coefficient de Manning est égal à : $n = 0,015$.

En ce qui concerne la MR et pour valider les hypothèses élaborées au chapitre 3. Nous avons calculé le débit de pointe avec trois valeurs de durée des pluies soit: $T_1 = T_c/2$, $T_2 = T_c$ et $T_3 = 1.5T_c$.

Le tableau suivant récapitule les trois différentes durées de pluies et leurs intensités correspondantes par apport à chaque bassin.

Tableau 5.27 Intensité de la pluie à différents temps de concentration pour différentes surfaces

Durée de la pluie	T_c (min)	I (mm/h)	T_c (min)	I (mm/h)	T_c (min)	I (mm/h)
	A = 1ha		A = 10ha		A = 100ha	
T_1	9,58	116,34	18,42	84,61	35,43	55,50
T_2	19,16	82,73	36,85	53,85	70,86	32,33
T_3	28,74	64,18	55,27	39,60	106,29	22,81

Pour des raisons de précision et de comparaison entre les deux méthodes, nous avons ajusté les durées des pluies pour qu'elles concordent avec les pas de calcul des logiciels de simulation. Par conséquent, les nouvelles valeurs des durées des pluies et les intensités correspondantes sont fournies au Tableau 5.28.

Tableau 5.28 Intensités pour des temps de concentration ajustés aux pas de calcul pour différentes surfaces

Durée de la pluie	T_c (min)	I (mm/h)	T_c (min)	I (mm/h)	T_c (min)	I (mm/h)
	A = 1ha		A = 10ha		A = 100ha	
T_1	10	114,30	20	80,68	35	55,98
T_2	20	80,68	35	55,98	70	32,66
T_3	30	62,35	55	39,76	105	23,05

Les résultats des débits de pointe en m^3/s sont affichés dans le tableau 5.29 :

Tableau 5.29 Comparaison des débits de pointe du MRNL et la MR pour des potentiels d'infiltration supérieurs ou égaux à l'intensité (bassin synthétique)

Durée de la pluie	MRNL	MR	MRNL	MR	MRNL	MR
	A = 1ha		A = 10ha		A = 100ha	
T_1	0.16	0.16	1.10	1.12	7.57	7.78
T_2	0.11	0.11	0.78	0.78	4.53	4.54
T_3	0.09	0.09	0.55	0.55	3.20	3.20

Tel que nous l'avons démontré dans la section 3.6, le tableau 5.29 indique que les valeurs de débit de pointe calculées par les modèles du RNL et la MR sont identiques quelle que soit la durée de la pluie considérée dans le premier modèle. Il faut se rappeler que ce résultat est valable dans le cas particulier où nous avons confondu le coefficient de ruissellement C à la fraction imperméable directement drainée du bassin.

Ce résultat confirme donc, d'une part, la correspondance que nous avons établie entre le modèle du réservoir non linéaire et la méthode rationnelle traditionnelle, valide toutes les hypothèses que nous avons formulées et confirme, d'autre part, la capacité du modèle du réservoir non linéaire à estimer les débits.

➤ **Cas où l'intensité pluviale est supérieure à l'infiltration**

Dans un deuxième temps, nous avons composé les débits de pointe obtenus avec le modèle du réservoir non linéaire et avec la méthode rationnelle (MR) en ajoutant la formule de Horton afin de prendre en considération l'infiltration dans les bassins. Cela, pour les mêmes bassins synthétiques. La fraction du bassin directement drainée C_{dir} est de 0.5 pour les deux modèles. Les valeurs des paramètres d'infiltration pour le modèle de Horton ont été arbitrairement fixées à : $f_0 = 76\text{mm/h}$, $f_c = 12.5\text{mm/h}$, $K = 2\text{h}^{-1}$.

Les intensités de pluie calculées précédemment pour les trois bassins ont été utilisées dans cette simulation.

Le tableau 5.30 présente la comparaison des débits de pointe obtenus avec le modèle du réservoir non linéaire et avec la méthode rationnelle.

Tableau 5.30 Comparaison des débits de pointe obtenus avec le modèle du RNL et avec la MR. (Cas où l'infiltration est inférieure à l'intensité)

Durée de la pluie	MRNL	MR	MRNL	MR	MRNL	MR
	A = 1ha		A = 10ha		A = 100ha	
$T_1 < T_c$	0.18	0.23	1.16	1.43	7.68	9,08
$T_2 = T_c$	0.13	0.14	0,80	0.91	4,54	5,14
$T_3 > T_c$	0.10	0.10	0.56	0.63	3.20	3.58

La comparaison des résultats obtenus dans le tableau 5.30 permet de faire les remarques suivantes :

- 1- La méthode rationnelle traditionnelle surestime synthétiquement les débits de pointe comparativement au modèle du RNL et de la MRG. Les débits de pointes calculés par la MR sont aussi surestimés. Cela apparaît plus, dans les grandes surfaces à des durées des pluies inférieures au temps de concentration.

- 2- Même si les débits de pointe calculés par le modèle du RNL et par la MR dans le tableau 5.30 ne sont pas identiques comme dans le tableau 5.29, l'écart entre les deux modèles demeure inférieur à 20%, sauf pour le cas de la surface de 1ha où pour les valeurs $T_1 < T_c$ la différence est de 21,74% (qui reste un écart comme même faible).

Les valeurs des débits de pointe obtenues dans le tableau 5.30 sont plus ou moins tributaires des valeurs assignées aux paramètres de Horton. Même si les valeurs choisies sont appropriées pour un milieu urbain dont le coefficient de ruissellement est de 0.5 et comporte une grande part d'incertitude demeure arbitraire.

Le tableau 5.31 présente les débits de pointe calculés par les deux méthodes quand les intensités d'infiltration initiale et asymptotique ont été portées respectivement à $f_0 = 115\text{mm/h}$ et $f_\infty = 25\text{mm/h}$.

Tableau 5.31 Débit de pointe avec intensité d'infiltration majorée

Durée de la pluie	MRNL	MR	MRNL	MR	MRNL	MR
	A = 1ha		A = 10ha		A = 100ha	
$T_1 < T_c$	0.16	0.18	1.10	1.14	7.57	7,80
$T_2 = T_c$	0.11	0.11	0,78	0,78	4,53	4,54
$T_3 > T_c$	0.09	0.09	0.55	0.55	3.20	3.20

On constate qu'avec ces nouvelles valeurs des paramètres de Horton, les débits de pointe calculés par les deux méthodes pour les trois bassins sont identiques pour des durées de pluies supérieures ou égales au temps de concentration. Dans le cas d'une durée de pluie inférieure au temps de concentration on remarque un faible écart entre les deux méthodes.

Le tableau 5.32 qui récapitule l'erreur relative dans les trois bassins pour une durée de pluie $T_1 < T_c$, indique que, les deux méthodes donnent des résultats relativement proches dans le cas des grandes surfaces.

Tableau 5.32 Pourcentage d'erreur entre le MRNL et la MR pour une durée inférieure au temps de concentration pour différentes surfaces de bassin de drainage

L'erreur entre la MR et le MRNL (relatives aux résultats de la MR)		
1ha	10ha	100ha
11,11%	3,51%	2,95%

En fin, les résultats affichés dans le tableau 5.31 est un argument de plus pour valider les hypothèses ayant élaborées le lien entre la méthode rationnelle et le modèle du réservoir non linéaire.

ANNEXE III

ÉVÉNEMENTS PLUVIAUX RÉELS

Les deux pluies réelles utilisées dans l'application sur le site réel. Celles du ; 30-09-99 (figure 5.24) et 13-10-99 (figure 5.25). L'intensité potentielle d'infiltration de ces deux pluies demeure toujours supérieure à l'intensité des pluies. Ce qui nous a permis de supposer que seulement la partie imperméable directement drainé du bassin versant contribue à l'écoulement.

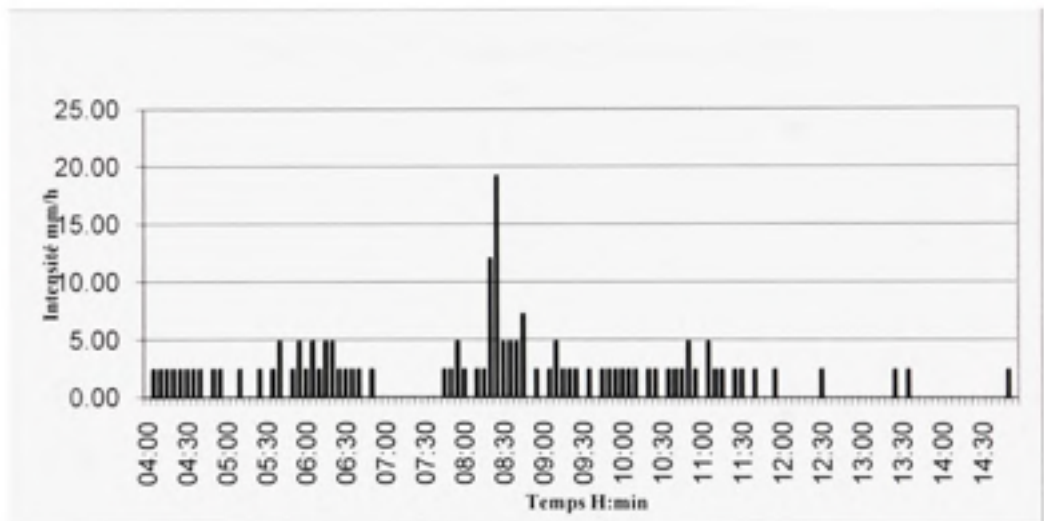


Figure 5.24 Événement pluvial du 30-09-99.

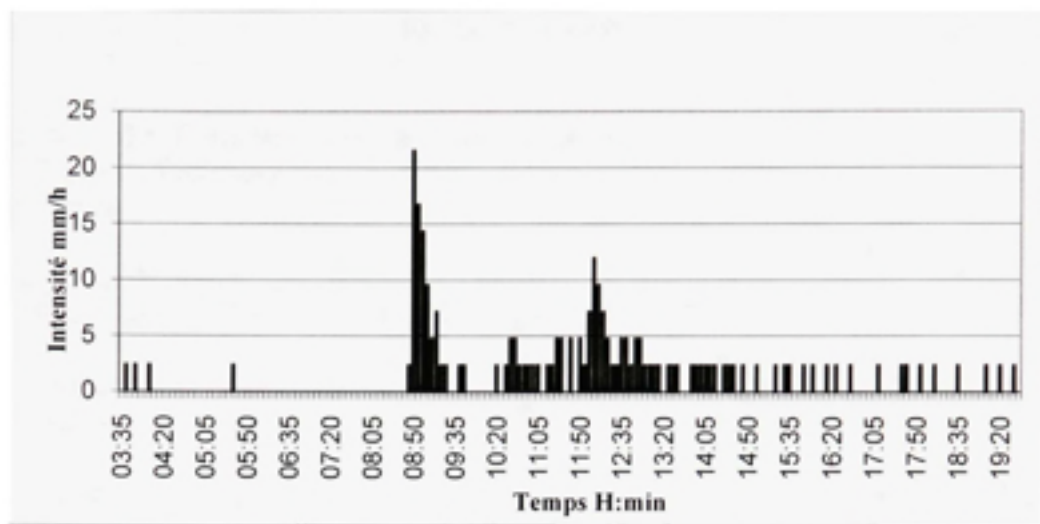


Figure 5.25 Événement pluvial du 13-10-99.

BIBLIOGRAPHIE

- Bennis, S. 2000. *Caractérisation des eaux pluviales du secteur 1 de la ville de Verdun*. Rapport Technique. École de Technologie Supérieure, ville de Verdun et BGH Planning.
- Bennis, S. et E Crobeddu. 2007. « New Runoff Simulation Model for Small Urban Catchments ». *Journal of Hydrologic Engineering*, vol. 12, p. 540.
- Bennis, Saad. 2003. *Hydraulique et hydrologie*. Montréal: Université du Québec, École de technologie supérieure, xiii, 370 p.
- Bennis, Saad. 2007. *Égouts et aqueducs*, Partie 1. Coll. « MGC-65 ». Montréal: École de technologie supérieure, 512 p.
- Bernadotte, Guy. 2006. *La méthode rationnelle généralisée : analyse de sensibilité et performance du modèle*. Montréal: École de technologie supérieure, xv, 134 f. p.
- Brière, François G. 2006. *Distribution et collecte des eaux*, 2e éd., rev. et corr. [Montréal]: Presses internationales Polytechnique, xx, 401 p.
- Chocat, Bernard. 1997. *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*. Paris: Technique et documentation-Lavoisier, vi, 1124 p.
- Chow, Ven Te, David R. Maidment et Larry W. Mays. 1988. *Applied hydrology*. Coll. « McGraw-Hill series in water resources and environmental engineering ». New York ; Montréal: McGraw-Hill, xiii, 572 p.
- Crobeddu, Éric. 2006. *Modèles hydrologiques et hydrauliques pour la gestion en temps différé des réseaux d'assainissement*. Montréal: École de technologie supérieure, xvii, 135 f. p.
- Dion, Y, R. Ayadi et S Bennis. 2010. « Pratiques de Gestion Optimale dans la gestion des eaux pluviales ». p. 28.
- Dubus, IG, et CD Brown. 2002. « Sensitivity and first-step uncertainty analyses for the preferential flow model MACRO ». *Journal of Environmental Quality*, vol. 31, n° 1, p. 227.
- Espey, WHJ, DG Altman et CBJ Graves. 1977. « Nomographs for ten-minute unit hydrographs for small urban watersheds ».
- Guo, JCY. 2001. « Rational hydrograph method for small urban watersheds ». *Journal of Hydrologic Engineering*, vol. 6, n° 4, p. 352-357.

- Haan, CT, B Allred, DE Storm, GJ Sabbagh et S Prabhu. 1995. « Statistical procedure for evaluating hydrologic/water quality models ». *Transactions of the ASAE*, vol. 38, n° 3, p. 725-733.
- Hession, WC, DE Storm, CT Haan, SL Burks et MD Matlock. 1996. « Watershed-level ecological risk assessment methodology ». *Water Resources Bulletin*, vol. 32, n° 5, p. 1039-1053.
- Horton, RE. 1940. « An approach toward a physical interpretation of infiltration capacity ». In *Soil Science* Vol. 5, p. 399-417.
- Huber, WC, et RE Dickinson. 1988. *Storm-Water Management Model, Version 4, Part a: users manual*. PB-88-236641/XAB, Florida Univ., Gainesville (USA). Dept. of Environmental Engineering Sciences.
- Leconte, Robert. 2007. *Gestion des ressources hydriques*. Coll. « CTN-537 ». École de technologie supérieure.
- Metcalf & Eddy. 1971. *Storm water management model*. Coll. « Water pollution control research series ». Washington, D.C.: Environmental Protection Agency, Water Quality Office.
- Morgali, JR, et RK Linsley. 1965. « Compute analysis of overland flow: American Society of Civil Engineers ». *Journal of the Hydraulics Division*, v. 91, no.
- Nascimento, O. 1995. « Appréciation à l'Aide d'un Modèle Empirique des Effets d'Actions Anthropiques sur la Relation Pluie-Débit à l'Echelle d'un Bassin Versant= Assessing man's influence on the hydrological cycle with a conceptual rainfall-runoff model ».
- Nearing, MA, L Deer-Ascough et JM Laflen. 1990. « Sensitivity analysis of the WEPP hillslope profile erosion model ». *Transactions of the ASAE*, vol. 33, n° 3, p. 839-849.
- Ogden, FL, et DR Dawdy. 2003. « Peak discharge scaling in small hortonian watershed ». *Journal of Hydrologic Engineering*, vol. 8, n° 2, p. 64-73.
- Rivard, Gilles. 1998. *Gestion des eaux pluviales en milieu urbain : concepts et applications*. Sainte-Dorothée, Laval: Alias Communication Design, 314 p.
- Rossmiller, RL. 1982. « The rational formula revisited ». In *Stormwater Detention Facilities: Planning, Design, Operation, and Maintenance* (August 2-6, 1982), sous la dir. de William DeGroot New York: ASCE, 0-87262-348-3, 1982, 431 p.
http://cedb.asce.org/cgi/WWWdisplaybn.cgi?0872623483*.

- Satin, Marc, Béchir Selmi et Régis Bourrier. 2006. *Guide technique de l'assainissement*, 3e éd. Coll. « Moniteur référence technique ». Paris: Éditions Le Moniteur, 726 p.
- Sherman, LK. 1932. « Streamflow from rainfall by the unit-graph method ». *Engineering News Record*, vol. 108, p. 501-505.
- Smith, AA, et KB Lee. 1984. « The rational method revisited ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 11, n° 4, p. 854-862.
- Tarantola, S, N Giglioli, J Jesinghaus et A Saltelli. 2002. « Can global sensitivity analysis steer the implementation of models for environmental assessments and decision-making? ». *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, vol. 16, n° 1, p. 63-76.
- Viessman, W, et MJ Hammer. 1993. « ». *Water Supply and Pollution Control*, 5th edn. Harper Collins College Publishers, New York, p. 860 #p.
- Viollet, Pierre-Louis. 2000. *L'hydraulique dans les civilisations anciennes : 5000 ans d'histoire*. Paris: Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, 374 p.
- Zhang, J, et CT Haan. 1996. « Evaluation of uncertainty in estimated flow and phosphorus loads by FHANTM ». *Applied Engineering in Agriculture*, vol. 12, n° 6, p. 663-669.