

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.Eng.

PAR
Abdelaziz KAMAL

CONTRIBUTION À UNE GESTION OPTIMALE DES EAUX PLUVIALES
EN MILIEU URBAIN

MONTREAL, LE 30 JUIN 2003

© droits réservés de Abdelaziz Kamal

CONTRIBUTION À UNE GESTION OPTIMALE DES EAUX PLUVIALES EN MILIEU URBAIN

Abdelaziz KAMAL

RÉSUMÉ

Cette étude consiste à développer deux méthodologies systématiques qui permettent d'assister la régulation des réseaux d'assainissement pendant la pluie.

La première méthodologie permet de substituer une modélisation hydraulique globale à une modélisation détaillée d'un réseau d'assainissement. L'approche préconisée est basée sur une analyse multicritère du processus du drainage en milieu urbain. Pour donner à cette approche un cadre plus général, nous avons mené cette analyse sur des réseaux et des pluies synthétiques couvrant un spectre plus large de cas concrets.

La seconde méthodologie a pour objectif l'optimisation des rejets urbains du temps de pluie. Elle consiste à minimiser la fréquence des débordements vers le milieu récepteur. Cette méthodologie permet aussi de rationaliser les investissements requis en vue de satisfaire les contraintes hydrauliques et d'exploitation.

Les méthodologies développées ont été testées sur le territoire de l'arrondissement de Verdun. Les résultats obtenus confirment la faisabilité et la validité des approches proposées.

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUER

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

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

M. Edmond Miresco, président du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. France Bernard, ingénieur principal, membre de jury
Arrondissement de Verdun, ville de Montréal

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

LE 13 JUIN 2003

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

CONTRIBUTION À UNE GESTION OPTIMALE DES EAUX PLUVIALES EN MILIEU URBAIN

Abdelaziz KAMAL

SOMMAIRE

Par temps de pluie, la plupart des gestionnaires de réseaux d'assainissement *subissent* le fonctionnement de leur réseaux. Pourtant, l'expérience du gestionnaire sur son réseau et les recherches plus générales effectuées dans ce domaine permettent de savoir que l'on inonde ou que l'on pollue à tort.

En gérant autrement les déversoirs d'orage, le stockage dans le réseau, les stations d'épuration..., peut-on connaître à quelle condition, à quel prix et à quel risque il est possible de mieux faire?

Pour pouvoir répondre à ces questions, cette étude vise à contribuer à l'élaboration d'outils permettant d'assister la régulation du réseau pendant la pluie. Elle consiste à développer deux méthodologies systématiques qui ont servi de trame à ce document.

La première méthodologie permet de substituer une modélisation hydraulique simplifiée à une modélisation hydraulique plus complexe et détaillée d'un réseau d'assainissement. L'approche préconisée est basée sur une analyse multicritère du processus du drainage en milieu urbain. Les critères retenus dans cette analyse font intervenir les caractéristiques du bassin versant, les caractéristiques du réseau et celles de la pluie. Pour donner à cette approche un cadre plus général, nous avons mené cette analyse sur des réseaux et des pluies synthétiques couvrant un spectre plus large de cas concrets.

La seconde méthodologie a pour objectif l'optimisation des rejets urbains du temps de pluie. Elle consiste à maximiser le traitement et le stockage dans le réseau et à minimiser la fréquence des débordements vers le milieu récepteur. Cette méthodologie permet aussi de rationaliser les investissements requis par bassin versant en vue de satisfaire les contraintes hydrauliques et d'exploitation.

Les méthodologies développées ont été testées avec succès sur les bassins hydrographiques de l'arrondissement de Verdun. Selon les critères de performance fixés, les résultats trouvés confirment la faisabilité et la validité des approches proposées. Lesdites approches constituent une avancée très significative pour une gestion dynamique et optimisée des réseaux d'assainissement.

REMERCIEMENTS

J'exprime toute ma reconnaissance à Saad Bennis, directeur de ce mémoire et professeur au département de génie de la construction à l'ETS, pour ses nombreuses discussions qui ont contribué à la progression de cette étude et pour son exceptionnelle sympathie.

Mes remerciements vont à Edmond MIRESCO, professeur au département de génie de la construction à l'ETS, qui a bien voulu présider le jury de cette thèse. Qu'il trouve ici ma sincère reconnaissance.

J'exprime une reconnaissance particulière à France BERNARD, ingénieur principal à l'arrondissement de Verdun, pour son soutien, pour ses conseils très précieux et pour avoir accepté de faire partie du jury.

Je ne saurais oublier le climat chaleureux que ma femme Leila et mes trois enfants Amine, Sara et Yassine m'ont réservé pour mener ce travail à terme. Qu'ils trouvent ici l'expression de mon amour et mes sincères sentiments.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
SOMMAIRE.....	i
REMERCIEMENTS.....	ii
TABLE DES MATIÈRES.....	iii
LISTE DES TABLEAUX.....	iv
LISTE DES FIGURES	v
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 : MODÉLISATION DES EAUX PLUVIALES EN MILIEU URBAIN.....	7
1.1 Introduction.....	7
1.2 Facteurs influençant le processus de drainage en milieu urbain.....	9
1.2.1 Facteurs associés à la nature des réseaux.....	10
1.2.2 Facteurs associés à la nature du bassin versant.....	15
1.2.3 Facteurs associés la nature des événements pluviométriques.....	16
1.3 Méthodologie	17
1.4 Mise en œuvre de la méthodologie préconisée et analyse des résultats.....	20
1.4.1 Fonction de transformation des débits de pointe.....	23
1.4.2 Fonction de synchronisation des hydrogrammes	31
1.4.3 Établissement des hydrogrammes.....	39
1.5 Conclusion.....	41
CHAPITRE 2 : OPTIMISATION DES REJETS URBAINS DU TEMPS DE PLUIE	42
2.1 Introduction.....	42
2.2 État des connaissances sur la pollution des eaux pluviales.....	43
2.2.1 Caractéristiques des rejets urbains de temps de pluie	43
2.2.2 Impact des rejets urbains de temps de pluie sur le milieu récepteur.....	45
2.2.3 Modèles d'estimation des concentrations et des charges de pollution.....	46
2.3 Approche proposée pour une gestion optimale des rejets urbains	52
2.3.1 Fonction-objectif régissant la problématique des débordements	53
2.3.2 Contraintes liées à la problématique des débordements	55

CHAPITRE 3 : MISE EN ŒUVRE ET VALIDATION DES MÉTHODOLOGIES PROPOSÉES	68
3.1 Introduction	68
3.2 Validation de l'approche systématique préconisée pour la modélisation hydrologique des bassins urbanisés	72
3.2.1 Cheminement de la méthodologie.....	73
3.2.2 Application et analyse des résultats	75
3.3 Mise en œuvre de la méthodologie proposée pour l'optimisation des rejets urbains du temps de pluie	82
3.3.1 Modélisation hydrologique des bassins considérés.....	83
3.3.2 Calcul de la charge polluante initiale et élaboration des pollutogrammes.....	92
3.3.3 Définition de scénarios de gestion	97
3.3.4 Simulation et analyse des résultats.....	99
CONCLUSION.....	112
BIBLIOGRAPHIE	115

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau I	Pourcentage de la pollution totale fixée sur les particules solides 44
Tableau II	Effets immédiats et effets de choc 47
Tableau III	Valeurs du facteur α , proposée par l'EPA 50
Tableau IV	Valeurs du facteur β , proposées par l'EPA 51
Tableau V	Teneurs maximales admissibles en MES 58
Tableau VI	Teneurs maximales admissibles en matière organique 63
Tableau VII	Coefficient de ré-aération de milieux aquatiques à 20 °C 65
Tableau VIII	Coefficient de désoxygénation à 20 °C pour différents types 65
Tableau IX	Informations générales tirées de statistiques de Verdun 69
Tableau X	Comparaison des hydrogrammes mesurés et calculés 75
Tableau XI	Comparaison des hydrogrammes mesurés et calculés 77
Tableau XII	Caractéristiques des sous-bassins composant le bassin N° 1 85
Tableau XIII	Caractéristiques des conduites collectrices dans le bassin N°1 85
Tableau XIV	Caractéristiques des sous-bassins composant le bassin N°2 87
Tableau XV	Caractéristiques des conduites collectrices dans le bassin N°2 87
Tableau XVI	Caractéristiques des sous-bassins composant le bassin N°3 89
Tableau XVII	Caractéristiques des conduites collectrices dans le bassin N°3 89
Tableau XVIII	Paramètres influençant la charge polluante Initiale 93
Tableau XIX	Scénarios de gestion considérés 99
Tableau XX	Capacité de stockage requise par bassin versant scénario II 104
Tableau XXI	Capacité de stockage requise par bassin versant scénario III 108

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Réseau linéaire $D < 20$ 2
Figure 1.2	Réseau sans maille faiblement ramifié $20 < D < 40$ 12
Figure 1.3	Réseau sans maille ramifié $40 < D < 50$ 13
Figure 1.4	Réseau maillé $50 < D < 60$ 13
Figure 1.5	Réseau ramifié faiblement maillé $50 < D < 60$ 14
Figure 1.6	Réseau ramifié maillé $60 < D < 80$ 14
Figure 1.7	Courbe intensité-durée-fréquence / aéroport de Dorval..... 19
Figure 1.8	Distribution d'une pluie de durée 1h selon la méthode d'AES 19
Figure 1.9	Représentation schématique du réservoir non linéaire 21
Figure 1.10	$F(Tp, D, Tr)$ pour les RL ($D < 20$) 25
Figure 1.11	$F(Tp, D, Tr)$ pour les RFR $20 < D < 40$ 25
Figure 1.12	$F(Tp, D, Tr)$ pour les RR ($40 < D < 50$) 26
Figure 1.13	$F(Tp, D, Tr)$ pour les RM ($50 < D < 60$) 26
Figure 1.14	$F(Tp, D, Tr)$ pour les RRFM ($50 < D < 60$) 27
Figure 1.15	$F(Tp, D, Tr)$ pour les RRM ($60 < D < 80$) 27
Figure 1.16	$F(Tp, D, Tr)$ en cas de régime hydraulique normal 28
Figure 1.17	$F(Tp, D, Tr)$ en cas de mise en charge hydraulique 29
Figure 1.18	Influence du taux de remplissage du réseau Tr sur $F(Tp, D, Tr)$ 30
Figure 1.19	$\varphi(Tp, D, Tr)$ pour les RL ($D < 20$) 33
Figure 1.20	$\varphi(Tp, D, Tr)$ pour les RFR ($20 < D < 40$) 33
Figure 1.21	$\varphi(Tp, D, Tr)$ pour les RR ($40 < D < 50$) 34
Figure 1.22	$\varphi(Tp, D, Tr)$ pour les RM ($50 < D < 60$) 34
Figure 1.23	$\varphi(Tp, D, Tr)$ pour les RRFM ($50 < D < 60$) 35
Figure 1.24	$\varphi(Tp, D, Tr)$ pour les RRM ($60 < D < 80$) 35

Figure 1.25	$\phi(T_p, D, Tr)$ en cas de régime hydraulique normal	36
Figure 1.26	$\phi(T_p, D, Tr)$ en cas de mise en charge hydraulique.....	37
Figure 1.27	Influence du taux de remplissage du réseau Tr sur $\phi(T_p, D, Tr)$	38
Figure 2.1	Représentation schématique d'un réseau d'assainissement	54
Figure 2.2	Sites potentiels pour les usages de contact primaire avec l'eau	61
Figure 3.1	Modélisation globale du bassin hydrographique N° 1	71
Figure 3.2	Simulation de l'événement du 30 septembre 1999	76
Figure 3.3	Simulation de l'événement du 23 août 2000.....	76
Figure 3.4	Simulation de l'événement du 12 septembre 2000	77
Figure 3.5	Simulation de l'événement du 30 septembre 1999	78
Figure 3.3	Simulation de l'événement du 23 août 2000.....	78
Figure 3.4	Simulation de l'événement du 12 septembre 2000	79
Figure 3.8	Caractérisation fine du bassin hydrographique No1	80
Figure 3.9	Modélisation détaillée du bassin hydrographique No1	81
Figure 3.10	Modélisation globale du bassin hydrographique No 1.....	84
Figure 3.11	Modélisation globale du bassin hydrographique No 2.....	86
Figure 3.12	Modélisation globale du bassin hydrographique No 3.....	88
Figure 3.13	Hydrogramme à l'exutoire du bassin 1 (pluie bi-annuelle)	90
Figure 3.14	Hydrogramme à l'exutoire du bassin 2 (pluie bi-annuelle)	91
Figure 3.15	Hydrogramme à l'exutoire du bassin 3 (pluie bi-annuelle)	91
Figure 3.16	Pollutogramme à l'exutoire du bassin 1 (pluie bi-annuelle).....	94
Figure 3.17	Pollutogramme à l'exutoire du bassin 2 (pluie bi-annuelle).....	95
Figure 3.18	Pollutogramme à l'exutoire du bassin 3 (pluie bi-annuelle).....	95
Figure 3.19	Masse cumulative de la DBO5 à l'exutoire du Bassin 1.....	96
Figure 3.20	Masse cumulative de la DBO5 à l'exutoire du Bassin 2	96
Figure 3.21	Masse cumulative de la DBO5 à l'exutoire du Bassin 3	97
Figure 3.22	Hydrogramme des rejets du bassin1 (milieu insensible).	101
Figure 3.23	Pollutogramme des rejets du bassin1 (milieu insensible)..	101
Figure 3.24	Hydrogramme des rejets du bassin 2 (milieu insensible).....	102

Figure 3.25	Pollutogramme des rejets du bassin 2 (milieu insensible).....	102
Figure 3.26	Hydrogramme des rejets du bassin 3 (milieu insensible)....	103
Figure 3.27	Pollutogramme des rejets du bassin 3 (milieu insensible).....	103
Figure 3.28	Hydrogramme des rejets du bassin 1 (sensibilité modérée).....	105
Figure 3.29	Pollutogramme des rejets du bassin 1 (sensibilité modérée)	105
Figure 3.30	Hydrogramme des rejets du bassin 2 (sensibilité modérée)	106
Figure 3.31	Pollutogramme des rejets du bassin 2 (sensibilité modérée)	106
Figure 3.32	Hydrogramme des rejets du bassin 3 (sensibilité modérée).....	107
Figure 3.33	Pollutogramme des rejets du bassin 3 (sensibilité modérée)	107
Figure 3.34	Hydrogramme des rejets du bassin 1 (milieu très sensible).....	109
Figure 3.35	Pollutogramme des rejets du bassin 1 (milieu très sensible)..	109
Figure 3.36	Hydrogramme des rejets du bassin 2 (milieu très sensible)	110
Figure 3.37	Pollutogramme des rejets du bassin 2 (milieu très sensible)	110
Figure 3.38	Hydrogramme des rejets du bassin 3 (milieu très sensible)	111
Figure 3.39	Pollutogramme des rejets du bassin 3 (milieu très sensible)	111

INTRODUCTION

La construction des réseaux d'assainissement était initialement motivée par des questions de salubrité. Il s'agissait d'évacuer rapidement les eaux usées et les eaux pluviales loin des agglomérations de façon à éviter une stagnation d'eau propice à l'apparition d'épidémies et de lutter contre les inondations.

Les premières stations d'épuration des eaux usées apparurent entre les deux guerres, mais les eaux pluviales restent quant à elles considérées à tort comme peu polluées et rejetées directement dans le milieu naturel. Dans le cas des réseaux unitaires, des déversoirs d'orage permettent de limiter les débits à l'entrée de la station d'épuration en rejetant directement le mélange eaux usées – eaux pluviales dans le milieu récepteur. La mise en place de ces déversoirs a reposé sur l'idée d'une dilution suffisante des eaux usées par les eaux pluviales pour que ces rejets ne présentent pas de risque pour le milieu naturel.

La notion de pollution des eaux pluviales commença à s'imposer dans les milieux scientifiques et techniques à partir des années 1960, en particulier au USA, puis elle fut diffusée dès le début des années 1970, notamment par l'intermédiaire des publications de l'EPA (Agence fédérale américaine pour la Protection de l'Environnement).

Cette prise en compte est stimulée par le développement des activités de loisirs et l'augmentation des exigences ayant trait à la qualité de l'environnement. Aussi, une plus grande sensibilité du public, qui reste marqué par les mortalités piscicoles accompagnant les fortes pluies et qui s'interroge sur la cause de ce phénomène, a contribué à faire largement évoluer cet état d'esprit.

Cette prise de conscience de la pollution des eaux pluviales s'est accompagnée d'une évolution du cadre juridique avec l'élaboration de lois et de directives relatives à l'assainissement des eaux urbaines. Ainsi, partant d'un phénomène essentiellement hydraulique, les eaux pluviales sont devenues un domaine plus complexe qui s'intègre au domaine global de la protection de l'environnement.

En Europe, la directive européenne considère les eaux pluviales comme des eaux résiduelles à traiter. Cette directive s'appuie sur des objectifs de qualité de l'eau selon une approche statistique, notamment en ce qui concerne les teneurs minima en oxygène dissous des rejets pluviaux.

Au Québec le ministère de l'environnement a déterminé des critères de qualité d'eau pour chaque usage identifié. Par la suite il a établi pour chaque source de pollution des objectifs environnementaux de rejets qui tenaient compte du cours d'eau récepteur et des usages retenus.

Au États Unis, l'EPA a adopté une politique sur le contrôle des débordements des eaux usées municipales qui assujettit tout point de débordement à l'obtention d'un permis. La politique prescrit aux municipalités de plus de 75 000 habitants le contrôle et le traitement d'au moins 85% du volume des débordements ou de limiter ceux-ci à quatre par année. Pour respecter ces objectifs, plusieurs grandes villes sont en voie d'implanter des programmes d'interventions d'envergure. En 1992, le congrès américain estimait que les investissements nécessaires pour les 10 770 points de débordement s'élèveraient à 41 milliards de dollars américains (Mémoire de Réseau Environnement, 1999).

Parallèlement à ces politiques plus fermes en matière de protection de l'environnement, des politiques de financements ont été vite mises en place par les gouvernements pour pallier à ce problème et trouver les meilleures approches et techniques pour dépolluer les milieux récepteurs.

Parmi les programmes les plus importants au Québec, on peut citer : le programme d'assainissement des eaux de Québec mis en place en 1978 (PAEQ), le programme d'assainissement des eaux municipales mis en place en 1995 (PADEM) et le programme « Les eaux vives de Québec ». Les investissements consacrés à ce jour à l'assainissement des eaux municipales s'élèvent à environ 6.8 milliards de dollars (Mémoire de Réseau Environnement, 1999).

La crise économique vécue depuis les années 80 a contribué à une régression notable des crédits alloués à la cause environnementale. Cette situation a limité le développement et l'extension des infrastructures nécessaires à la décontamination des eaux pluviales. La notion d'optimisation est devenue le souci majeur de tous les organismes d'exploitation et de conception des réseaux d'assainissement. Ainsi, une gestion dynamique en temps réel des réseaux d'assainissement s'avère une alternative prometteuse. Celle-ci vise comme objectifs :

- le maintien, sur la station d'épuration, des débits les plus réguliers qui ne perturbent pas son fonctionnement,
- l'orientation des débits les plus chargés en polluants vers les installations de traitement,
- la minimisation des déversements et contrôle, voire choix, des points de rejets bruts quand cela est inévitable.

Les cahiers des charges de cette gestion sont complexes. Les objectifs quantitatifs et qualitatifs recherchés nécessitent l'élaboration d'un système de gestion fondé sur une logique informatique centrale qui intègrent les aspects suivants :

- l'implantation d'un système de monitoring permettant le suivi en temps réel de la qualité et de la quantité des eaux dans les réseaux d'assainissement,
- une modélisation hydrologique, fiable et simplifiée, adaptée au contexte d'un milieu urbanisé,
- une modélisation hydraulique permettant de simuler le transport et le stockage dans les réseaux d'assainissement,
- l'optimisation de la gestion des réseaux, incluant la minimisation des rejets et la maximisation des volumes traités en vue de satisfaire les contraintes environnementales et d'exploitation.

Pour élaborer ces aspects et mettre en place des outils informatiques permettant aux décideurs, dans le cadre d'une gestion centralisée, de réduire voire éliminer les impacts néfastes engendrés par les rejets urbains du temps de pluie sur le milieu récepteur, un programme de recherche, piloté à l'École de Technologie Supérieure (ÉTS) par le professeur Saad Bennis, a été mis en place en collaboration avec le Centre d'Expertise et de Recherche en Infrastructures Urbaines (CERIU), l'arrondissement de Verdun, la ville de Montréal et la ville de Laval, Hydro-Québec et la compagnie Environnement E.S.A.

Les enjeux de ce programme de recherche, intitulé `` Gestion en temps réel et différé des réseaux d'assainissement'', sont doubles. Il s'agit d'une part d'élaborer un système de monitoring, de tester un prototype au laboratoire et de l'implanter sur un bassin hydrographique expérimental. Les résultats de cette recherche devraient permettre de préciser les limites et la fiabilité de l'instrumentation préconisée. D'autre part, ce programme vise à fournir les bases pour la conception de modèles, d'analyse et de simulation, requis pour la mise en œuvre d'une gestion dynamique et optimisée des réseaux d'assainissement.

Les travaux de recherches présentés dans ce document s'inscrivent dans le cadre de ce programme et répondent à deux principaux objectifs :

- 1- l'élaboration d'une méthodologie systématique, simple et fiable, pour la modélisation des eaux pluviales en milieu urbain,
- 2- le développement d'un modèle d'optimisation, basé sur des concepts quantitatif et qualitatif des eaux pluviales en milieu urbains, permettant dans le cadre d'une gestion dynamique des réseaux d'assainissement la minimisation des rejets polluants dans le milieu récepteur.

Ces deux objectifs ont servi de trame au document qui a été décomposé en trois parties principales.

La première partie (Modélisation des eaux pluviales en milieu urbain) sera consacrée au développement d'une méthodologie systématique qui permet de substituer une modélisation détaillée d'un réseau d'assainissement (incluant les deux aspects hydrologique et hydraulique) par une modélisation globale, simplifiée et fiable se limitant uniquement aux concepts hydrologiques.

La deuxième partie (Optimisation des rejets urbains du temps de pluie) sera consacrée au développement d'un modèle mathématique permettant de maximiser les volumes traités et le stockage dans le réseau et de minimiser les débordements vers le milieu naturel. Après une synthèse bibliographique de l'état des connaissances sur la pollution des eaux pluviales, nous nous intéressons successivement à la formulation de la fonction-objectif du modèle, à l'élaboration de son système de contraintes (hydrauliques et environnementales) et à la description de l'algorithme de résolution.

La troisième partie (Validation des approches préconisées et application) sera consacrée à la validation et la mise en œuvre des méthodologies proposées. Les bassins hydrographiques de l'arrondissement de Verdun (acteur principal dans ce programme de recherche) feront l'objet de cette mise en application.

Nous concluons par une synthèse des principaux résultats, leurs implications en terme de modélisation et de gestion des eaux pluviales et les perspectives pour les recherches futures.

CHAPITRE 1

MODÉLISATION DES EAUX PLUVIALES EN MILIEU URBAIN

1.1 Introduction

Permettant une meilleure maîtrise budgétaire et un meilleur contrôle de la qualité du service rendu, la gestion en temps réel des eaux pluviales constitue une approche favorisée par un nombre croissant de municipalités. Cependant, si la plupart des villes importantes sont dotées ou sont en phase d'acquisition d'un système de gestion performant de leurs réseaux d'assainissement, il n'en est pas de même pour les collectivités d'importance moindre. Le principal frein que rencontrent celles-ci est le coût excessif pour la mise en place de bases de données urbaines exigées par une modélisation très détaillée des réseaux d'assainissement.

En partant du constat que plus la schématisation d'un réseau est détaillée plus un grand nombre de données, d'un coût considérable, sont requises, nous nous posons la question relative aux limites d'utilisation d'une modélisation globale simplifiée qui schématise le bassin versant par un nombre restreint de sous-bassins ou tout simplement par un seul nœud à l'exutoire, tout en assurant à la fois une fiabilité des résultats et une minimisation conséquente des coûts.

Schématiquement, il est possible de simuler le fonctionnement hydraulique d'un même réseau : soit par un modèle «microscopique» détaillé au niveau de chaque tronçon de rue, soit avec un modèle «macroscopique» global qui fournit les débits totaux à l'exutoire du bassin de drainage. Ainsi, la modélisation «microscopique» est utile lorsqu'il s'agit d'examiner l'adéquation hydraulique individuelle de chaque tronçon de conduite et de localiser d'une manière précise les endroits de dysfonctionnement dans le réseau. La modélisation «macroscopique» est surtout

pratique lorsqu'on est intéressé uniquement par le débit à l'exutoire du bassin. Ceci peut être le cas pour le gestionnaire des intercepteurs qui intègre ce paramètre dans une procédure globale d'optimisation, dans le cadre d'une gestion en temps réel de tous les régulateurs. La modélisation détaillée du réseau dans ce contexte est donc inutile.

Plusieurs travaux, traitant cette question, ont vu le jour, nous citons: (Metcalf & Eddy Inc., 1971) dont les auteurs des travaux ont obtenu des résultats raisonnables en considérant 5 sous-bassins pour décrire le bassin versant Northwood, comparés aux résultats de la modélisation détaillée qui fait intervenir 21 sous bassins. Heeps et Mein (1973) ont observé une augmentation du débit de pointe d'environ 20%, accompagnée d'une avance prononcée de son temps d'occurrence, lorsque le nombre des sous- bassins est réduit. Shubinski et Roesner (1973) ont réalisé plusieurs applications simplifiées à l'aide du logiciel SWMM (Storm Water Management Model) et ont conclu que la schématisation macroscopique d'un réseau d'assainissement est faisable. Jewell et al. (1974) ont souligné une augmentation du débit de pointe lorsque le nombre de sous-bassins décrivant le bassin versant Greenfield a été réduit. James F. (1976) a expliqué cette augmentation de débit par l'absence de réseau de conduites (en cas de la modélisation globale) qui assurent davantage un stockage supplémentaire dans le bassin. Pour compenser ce stockage et retarder la pointe de l'hydrogramme, l' auteur recommande l'utilisation d'une largeur de drainage de l'ordre de 1.7 fois la longueur totale du réseau en passant d'une modélisation détaillée à une modélisation globale.

Cette revue bibliographique indique qu'une modélisation macroscopique d'un bassin versant urbanisé est possible, mais qu'il n'y a pas d'études qui proposent une alternative à la modélisation détaillée basée sur une méthodologie systématique.

L'objectif du présent travail est d'apporter des éléments de réponse à cette question en construisant un cadre méthodologique global et systématique permettant de

substituer la modélisation globale à celle détaillée d'un réseau d'assainissement. La méthodologie que nous nous proposons d'élaborer doit présenter les qualités suivantes :

- s'appliquer à tous les types de réseau (maillage, ramification, topographie, taille,...);
- pouvoir être mise en œuvre par n'importe quel utilisateur, et conduire à des résultats reproductibles;
- être simple et suffisamment rapide à appliquer.

Dans un premier temps, une analyse des facteurs influençant le processus de drainage en milieu urbain a été élaborée. Par la suite, la méthodologie proposée a été exposée, tout en mettant en relief la formulation des fonctions de transformation requises pour rapprocher la modélisation globale de la modélisation détaillée d'un réseau d'assainissement.

1.2 Facteurs influençant le processus de drainage en milieu urbain

Le principe de base de la méthodologie que nous avons retenue consiste à mener une analyse multicritère du processus de drainage en milieu urbain. Cette analyse permettra de développer des fonctions de transformation en vue d'apporter des éléments de correction adéquats aux caractéristiques de l'écoulement. Ainsi, ces fonctions de transformation permettront de connaître les ordres de grandeur des erreurs commises sur les principales caractéristiques de l'écoulement lorsqu'on opte pour une modélisation globale plutôt que pour une modélisation détaillée.

Pour rendre général l'approche préconisée, cette analyse multicritère doit être menée sur des formes de systèmes d'assainissement suffisamment variées pour être considérées comme représentatives de la diversité des structures des réseaux rencontrés dans la réalité. Toutefois, les réseaux tests doivent être peu nombreux (pour limiter le

nombre de simulations) et faciles à qualifier. Le premier paragraphe justifie le fait que nous nous soyons orientés vers des réseaux types synthétiques et présente les critères de classification retenus.

D'autres facteurs déterminants dans cette analyse concernent les caractéristiques physiques des bassins versants et des événements pluviométriques engendrant les différentes conditions d'écoulement, susceptibles d'être rencontrées dans un réseau d'assainissement. Le deuxième et le troisième paragraphe analysent ces facteurs et proposent des regroupements adimensionnels, qu'on a choisis comme paramètres d'analyse pour la suite de l'étude.

1.2.1 Facteurs associés à la nature des réseaux

Les réseaux d'égout sont généralement ramifiés. Sous certaines conditions hydrauliques et topographiques on introduit un certain maillage pour améliorer les conditions d'écoulement. À cause de la très grande diversité de réseaux existants, et parce que nous voulons que cette étude soit applicable au plus grand nombre de cas possibles; nous avons choisi de tester divers réseaux synthétiques, représentatifs de la réalité. Les critères permettant de différencier les différents types de réseaux sont :

- le taux de ramification;
- le taux de maillage;
- et la pente générale du réseau.

Parmi les travaux qui ont traité la typologie des réseaux d'assainissement, nous citons : les travaux de Maksimovic et al. (1985) qui a mené une analyse sur les formes des réseaux réels de différents pays; les travaux de Thibault (1987) qui a étudié la morphologie des réseaux d'assainissement du Grand Lyon et en fin ceux de Semsar (1995). Pour la représentation de la ramification des réseaux, Semsar a utilisé le concept

de la dimension fractale proposé par Thibault (1987). Dans le cadre de ce travail, nous avons proposé d'utiliser comme taux de ramification une densité en mètre linéaire de conduite d'égout par hectare desservi (**D**), définie comme étant le rapport entre la longueur totale du réseau (conduite maîtresse) et la surface du bassin versant drainé.

Parmi, toutes les formes et combinaisons possibles des structures de réseaux, nous avons retenu, selon ce paramètre (**D**), les classes suivantes (figures 1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5 et 1.6) :

- réseau linéaire (RL : $D < 20$) ,
- réseau sans maille faiblement ramifié (RFR : $20 < D < 40$) ,
- réseau sans maille ramifié (RR : $40 < D < 50$) ,
- réseau maillé (RM : $50 < D < 60$),
- réseau ramifié faiblement maillé (RRFM : $50 < D < 60$) ,
- réseau ramifié maillé (RRM : $60 < D < 80$).

Pour le dernier critère de classification des réseaux types (la pente générale du réseau), nous nous proposons de retenir trois classes de pente ayant pratiquement le même ordre de grandeur utilisé par la plupart des modélisateurs (Semsar, 1995):

- pente faible : $< 0.1\%$,
- pente moyenne : 0.5% ,
- pente forte : $> 1\%$,

Finalement, en regroupant l'ensemble des critères relatés plus haut, nous arrivons à 18 configurations de base qui serviront à la construction des configurations finales qui tiennent compte des caractéristiques physiques du bassin versant et de celles de la pluie.

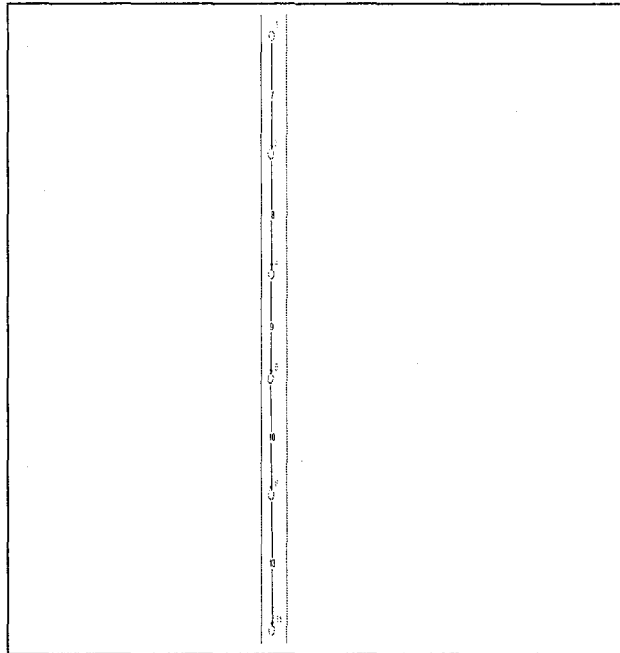


Figure 1.1 Réseau linéaire $D < 20$

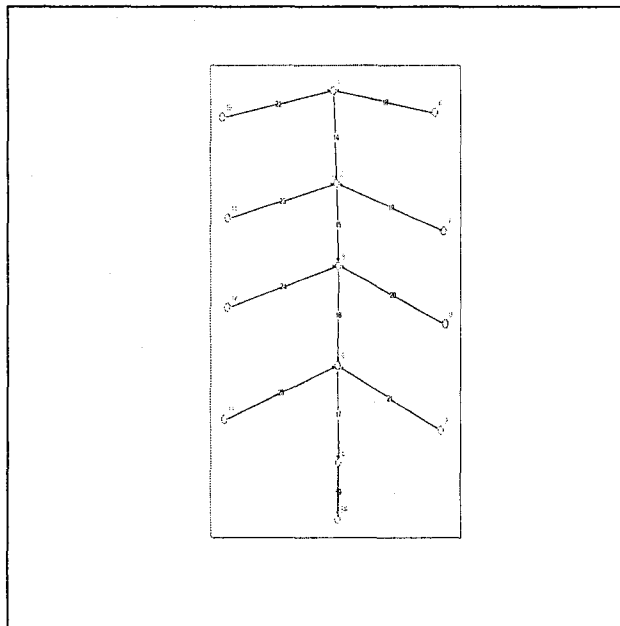


Figure 1.2 Réseau sans maille faiblement ramifié $20 < D < 40$

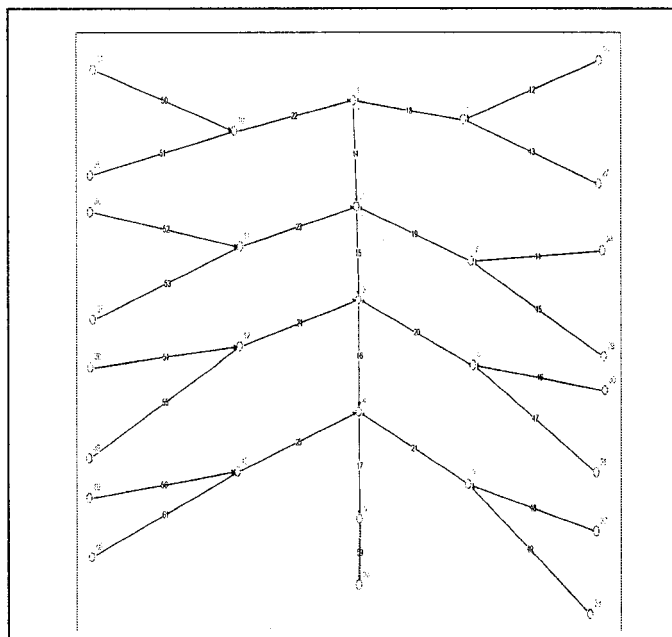


Figure 1.3 Réseau sans maille ramifié $40 < D < 50$

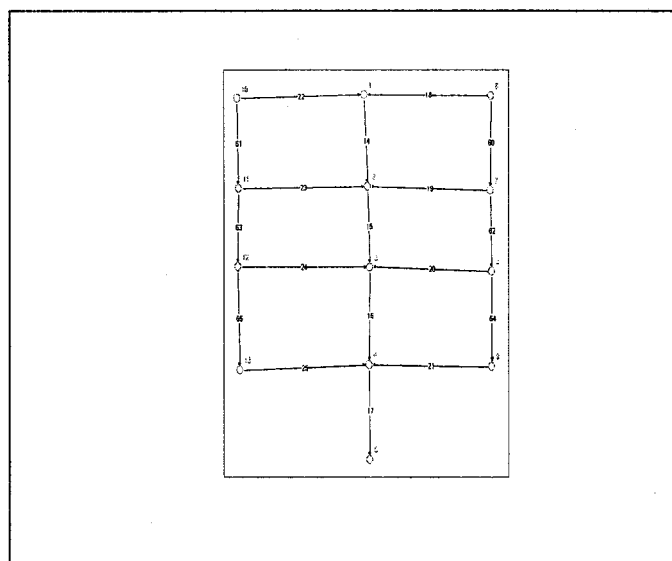


Figure 1.4 Réseau maillé $50 < D < 60$

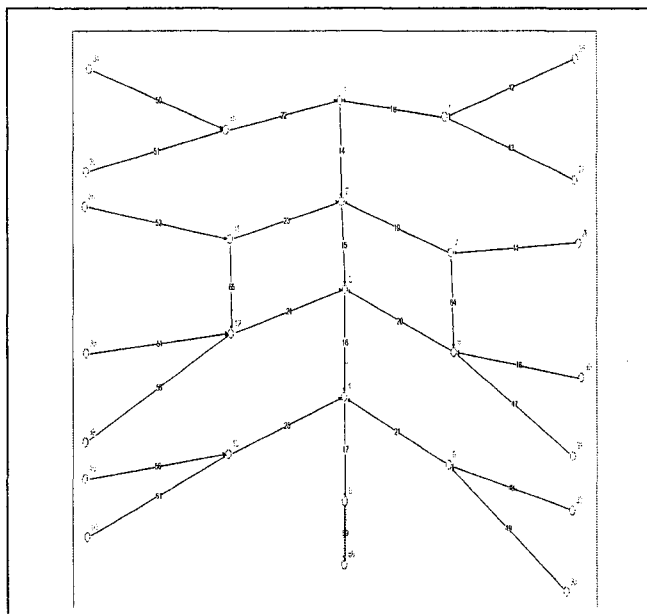


Figure 1.5 Réseau ramifié faiblement maillé $50 < D < 60$

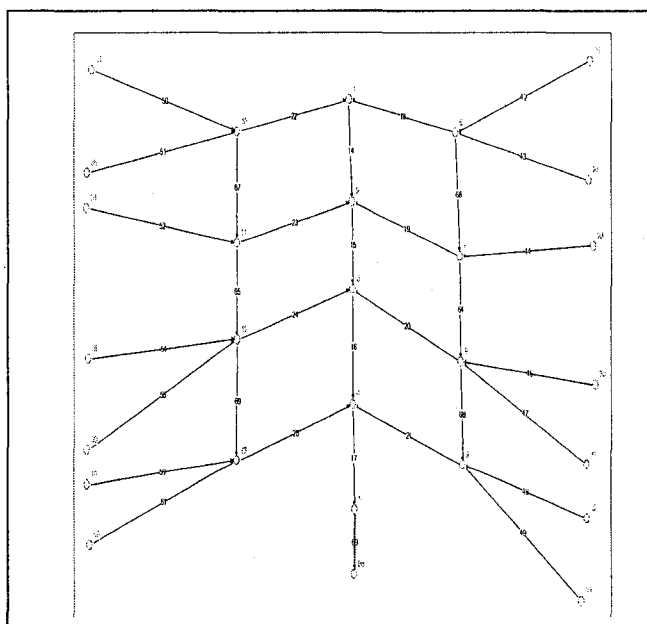


Figure 1.6 Réseau ramifié maillé $60 < D < 80$

1.2.2 Facteurs associés à la nature du bassin versant

Les caractéristiques hydrologiques du ruissellement en territoire urbain peuvent être très variables. L'hétérogénéité des surfaces et des chemins d'écoulement de l'eau rend difficile une représentation précise du phénomène de ruissellement. En relation à la topographie du terrain, à la disposition des ouvrages de captage et à l'agencement des différents types de surface, les eaux de ruissellement cheminent vers l'aval sur différentes surfaces et subissent des pertes par infiltration et par accumulation. Ainsi, la caractérisation du ruissellement fait intervenir :

- la pente moyenne de la surface du terrain, en direction des ouvrages de captage,
- la distance que l'eau doit parcourir, en surface, pour atteindre l'ouvrage de captage,
- la nature et le degré d'imperméabilité de la surface sur laquelle l'eau doit ruisseler.

Ces grandeurs peuvent être regroupées dans un seul paramètre qui est le temps de concentration. Le temps de concentration t_c est le temps le plus long que peut mettre l'eau qui ruisselle sur un bassin versant pour atteindre sa décharge. L'estimation de ce paramètre mérite une attention particulière. C'est un exercice difficile à réaliser dans le cadre de toute étude où les moyens disponibles sont limités, la qualité des informations est faible et les aménagements actuels sont non représentatifs des conditions futures à étudier.

Plusieurs modèles d'estimation du temps de concentration ont vu le jour. La plupart de ces modèles sont empiriques à l'exception de la méthode de l'onde cinématique qui procure une formulation intéressante de ce paramètre. Cinq variantes de cette formulation ont été élaborées. La relation choisie parmi ces variantes est celle

correspondant à une configuration à deux surfaces planes drainées par un caniveau (Akan, 1993).

1.2.3 Facteurs associés à la nature des événements pluviométriques

Comme pour les réseaux, la volonté de synthétiser et de généraliser nous a conduits à préférer l'utilisation de pluies synthétiques plutôt que de pluies réelles. L'avantage premier et le contrôle complet des principaux paramètres qui définissent les pluies utilisées. Parmi ces paramètres nous citons:

- la durée;
- l'intensité maximale;
- la période de retour ou fréquence de l'événement;
- la distribution spatio-temporelle de l'événement.

Ainsi, nous avons pu choisir ces paramètres de façon à ce que les réseaux types réagissent de manière versatile (écoulement à surface libre, mise en charge, temps de concentration plus ou moins long par rapport à la durée de l'événement,...). La combinaison de la durée et de l'intensité maximale de la pluie aux caractéristiques du bassin versant et à celles du réseau nous a permis de définir deux regroupements adimensionnels: d'une part le taux de remplissage du réseau, défini comme étant le rapport entre le débit maximum, engendré par l'événement pluviométrique considéré, et le débit de conception du réseau :

$$T_r = \frac{Q_p}{Q_c} \quad (1.1)$$

où :

T_r : taux du remplissage du réseau (sans dimension)

Q_p : débit de pointe de l'événement considéré (m^3/s)

Q_c : débit de design du réseau (m^3/s)

D'autre part le taux de parcours, défini comme étant le rapport entre la durée de la pluie et le temps de concentration :

$$T_p = \frac{t_d}{t_c} \quad (1.2)$$

où :

T_p : taux de parcours du réseau (sans dimension)

t_d : durée de la pluie (minutes)

t_c : débit de design du réseau (minutes)

L'ensemble des réseaux types (configurations de base), retenus comme support de travail, ont été conçus pour une pluie de projet quinquennale et sont soumis par la suite à une pluie décennale, pour tester l'influence d'une mise en charge et donc l'effet du taux de remplissage du réseau ($T_r > 1$) sur la pertinence des résultats. Les intensités et leurs fréquences ont été tirées des courbes intensité-durée-fréquence établies pour la zone de Dorval (figure 1.7).

Concernant le dernier critère relatif à la distribution spatio-temporelle de la pluie, nous nous sommes limités à la répartition développée par le S.E.A (Service d'Environnement Atmosphérique) pour la région du sud de Québec (figure 1.8). La variabilité de ce critère n'a pas été retenue bien qu'elle soit susceptible d'influencer la réponse hydraulique des réseaux. Nous proposons comme piste de recherche ultérieure d'effectuer une étude de sensibilité sur ce critère.

1.3 Méthodologie

Dans les parties précédentes nous avons proposé trois paramètres indépendants (D , T_p et T_r) traduisant l'influence des trois principales génératrices de l'écoulement en milieu urbain. Ces paramètres permettent donc de caractériser les conditions de

ruissellement, celles d'écoulement à l'intérieur d'un système d'assainissement et par conséquent l'hydrogramme résultant à son exutoire.

La stratégie globale de notre méthodologie est basée sur la comparaison des hydrogrammes générés simultanément par la modélisation globale et la modélisation détaillée des réseaux synthétiques considérés; ces hydrogrammes sont confrontés selon les variables caractéristiques suivantes:

- le débit de pointe de l'hydrogramme;
- et le temps de montée de l'hydrogramme.

Une analyse multicritère de ces variables caractéristiques, impliquant les paramètres D, T_p et T_r , permet de développer et d'identifier les fonctions de transformation suivantes:

$$\frac{Q_{pd}}{Q_{pg}} = F(D, T_p, T_r) \quad (1.3)$$

$$\frac{t_{md}}{t_{mg}} = \varphi(D, T_p, T_r) \quad (1.4)$$

où:

F : est la fonction de transformation des débits de pointe de l'hydrogramme d'une modélisation globale à une modélisation détaillée.

φ : est la fonction de transformation des temps de montée de l'hydrogramme d'une modélisation globale à une modélisation détaillée.

Q_p : débit de pointe de l'hydrogramme;

t_m : temps de montée de l'hydrogramme;

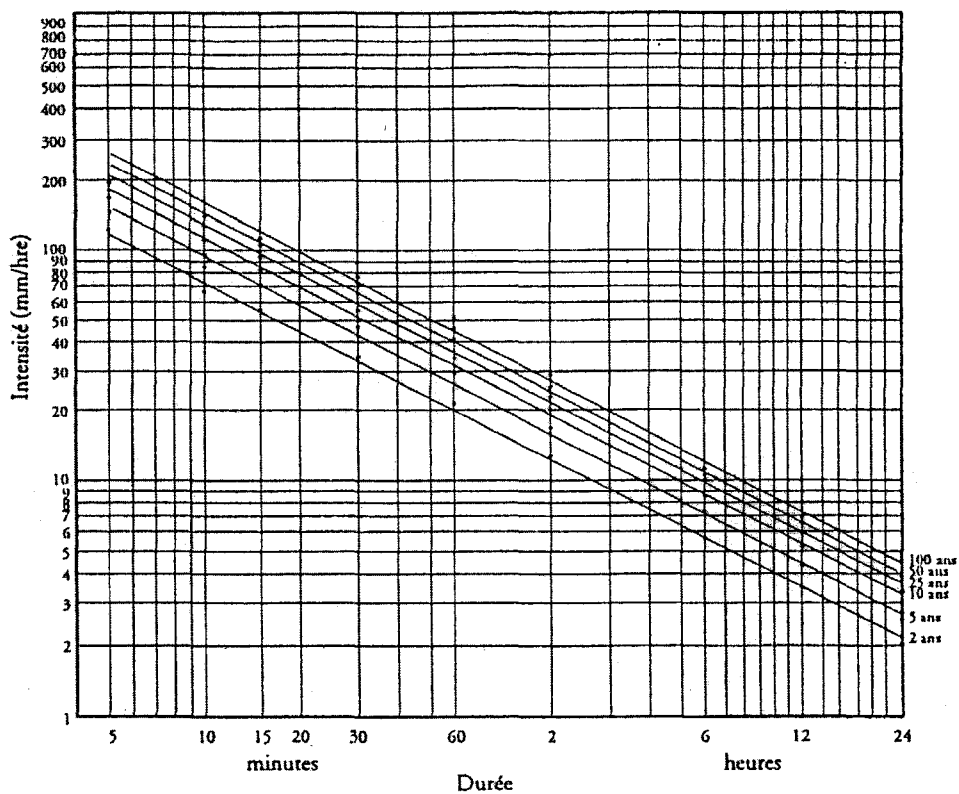


Figure 1.7 Courbe intensité-durée-fréquence / aéroport de Dorval (d'après Environnement Canada)

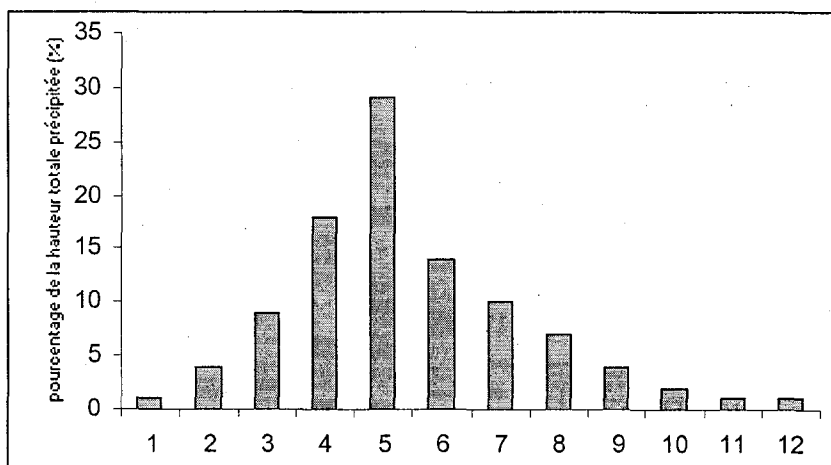


Figure 1.8 Distribution type 2 d'une pluie de durée 1h selon la méthode d'AES (Atmospheric Environment Service) région du sud de Québec

Les indices "d" et "g", désignent respectivement la modélisation détaillée et la modélisation globale.

Ainsi, une fois les tendances des fonctions de transformation F et φ sont déterminées, nous pouvons, pour une configuration donnée D, T_p et T_r , déduire les variables caractéristiques (Q_{pd} et t_{md}) relatives à la modélisation détaillée à partir de celles de la modélisation globale, en écrivant:

$$Q_{pd} = Q_{pg} \otimes F(D, T_p, T_r) \quad (1.5)$$

$$t_{md} = t_{mg} \otimes \varphi(D, T_p, T_r) \quad (1.6)$$

1.4 Mise en œuvre de la méthodologie préconisée et analyse des résultats

Pour mettre en œuvre cette méthodologie, nous avons besoin d'un outil de simulation de réseaux. La liste des logiciels développés à nos jours est longue, nous citons entre autres (Semsar, 1995): SWMM, MOUSE, CAREDAS, etc....

Nous avons choisi le logiciel SWMM (Storm Water Management Model) pour jouer ce rôle. Ce choix a été guidé par la popularité de ce logiciel qui est un outil de référence en Amérique du Nord.

La première version du logiciel SWMM a été développée sous la commande de l'US Environmental Protection Agency (EPA) entre 1969 et 1971 (Huber, 1992). Depuis, cette première version a été constamment améliorée et modifiée. Le logiciel SWMM a pour objectif d'analyser les phénomènes complexes hydrologiques et/ou

hydrauliques en fonction de la nature de la modélisation du bassin versant utilisée (global ou détaillée). Il est composé de modules suivants :

- plusieurs modules utilisés pour la saisie, la gestion des données et la représentation graphique des résultats;
- un module de transformation pluie-débit RUNOFF;
- un module de simulation de réseau EXTRAN;
- un module de simulation de la qualité de l'eau.

Des modules supplémentaires et intégrables au logiciel comme PC SWMM, WINDOWS SWMM et XP SWMM, ont été développés afin de favoriser l'interface homme-machine.

Pour la modélisation globale des réseaux synthétiques considérés, le module RUNOFF a été utilisé comme support de simulation. Ce module permettant une transformation pluie-débit est basé sur un modèle de type réservoir non linéaire (Huber et Dickinson, 88). Selon cette approche, le bassin est conceptualisé comme étant un réservoir de très faible profondeur (figure 1.9). le débit de sortie de ce réservoir est relié de façon non linéaire à la hauteur d'eau dans le réservoir.

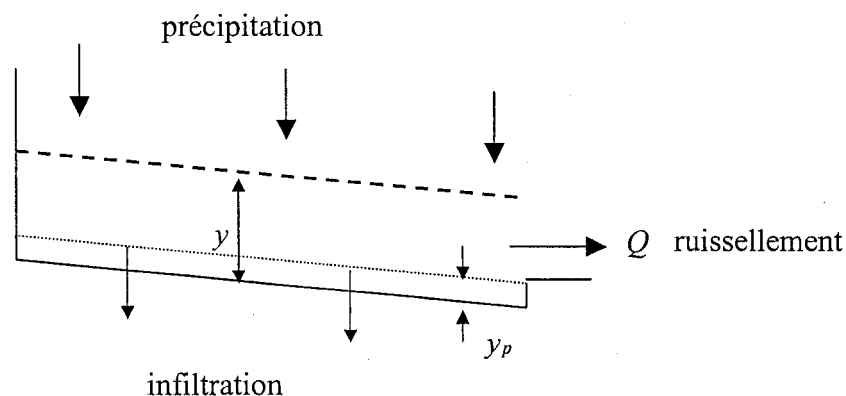


Figure 1.9 Représentation schématique du réservoir non linéaire

où :

Q : débit de ruissellement à l'exutoire du bassin, en m^3/s

y : hauteur d'eau distribuée sur le bassin, en m

y_p : hauteur d'eau équivalente à la perte par dépression, en m

Pour la modélisation détaillée des réseaux synthétiques considérés le module RUNOFF a été utilisé pour la transformation pluie-débit à l'exutoire de chaque sous bassin versant du réseau. Par la suite, le module EXTRAN a été utilisé pour la simulation de la propagation des hydrogrammes dans le réseau. Ce module de simulation du réseau est fondé sur le système complet de Barré de Saint-venant. Il permet une étude détaillée du fonctionnement hydraulique des réseaux (maillés et/ou ramifiés) pour différents cas : mise en charge, à surface libre et influence aval. Ce module permet aussi la simulation des ouvrages hydrauliques du réseau comme les pompes, les déversoirs d'orages et les orifices. Le schéma numérique utilisé pour la résolution des équations du système de Barré de Saint-Venant, est un schéma explicite qui donne une stabilité assez faible au modèle et impose un pas de temps de calcul court. En pratique la stabilité est généralement assurée si le pas de temps de calcul est inférieur à 10 secondes (Semsar, 1995), ce qui conduit à un temps de calcul parfois très important.

Cette partie constitue en quelque sorte la partie expérimentale de notre travail. Elle doit nous permettre de juger la pertinence et l'importance de chacun des paramètres choisis. Dans ce but, 180 simulations ont été effectuées, toutes configurations confondues (configuration = association: réseau + pluie + bassin versant), soit 15 simulations par classe de réseau et par pluie.

Nous présentons dans cette partie les caractéristiques essentielles de chaque classe de réseau type ainsi que les résultats directs de comparaison des deux modélisations globale et détaillée. Le but étant de faire un constat qualitatif et quantifié

des fonctions de transformation F et ϕ prédéfinies. Chaque paramètre retenu, qu'il soit lié à la nature du réseau (D) ou à son fonctionnement (comme le taux de remplissage T_r ou le taux de parcours T_p), fait l'objet d'une étude spécifique. Nous analysons en particulier sa nécessité, son influence sur la réponse hydraulique, avant de conclure sur son intérêt.

1.4.1 Fonction de transformation des débits de pointe

La détermination du débit de pointe est une étape très importante dans toute étude de diagnostic et d'analyse hydraulique. En terme quantitatif et dans le cadre de notre méthodologie, cette grandeur est liée à la fonction $F(D, T_p, T_r)$. Comme le montrent les figures (1.10, 1.11,...,1.15) cette fonction présente un nuage de points étalé autour d'une valeur moyenne qui reste constante en fonction du paramètre T_p pour toutes les classes des réseaux considérés. Cependant, cette moyenne varie d'une classe de réseau à l'autre en générant des écarts relatifs, de plus en plus importants, entre les débits de pointe calculés par la modélisation globale et ceux calculés par la modélisation détaillée.

Sur la figure 1.16, on présente cette tendance en fonction du paramètre (D) qui caractérise le maillage et la ramification des différents réseaux retenus. Cette variation qui a tendance à amplifier les écarts avec des valeurs importantes de la densité (D) entre la modélisation globale et la modélisation détaillée, s'explique par la capacité de stockage des différentes classes de réseaux qui devient de plus en plus importante. En effet, le réseau de drainage assure un stockage supplémentaire dans le bassin qui est une fonction croissante de la longueur du réseau et donc de sa densité de ramification (D) pour une même superficie drainée donnée. Lorsqu'il s'agit d'une modélisation globale, l'absence de ce stockage (omission du réseau) se traduit par une augmentation des débits à l'exutoire, et en particulier du débit de pointe, comme l'ont confirmé Heeps et Mein (1973) et Jeweel et al. (1974).

Ces écarts sont aussi influencés par le taux de remplissage T_r . Pour mettre en exergue cette influence, nous avons soumis toutes les configurations, conçues pour une pluie quinquennale, à une pluie décennale qui nous a permis de générer une mise en charge ($T_r > 1$). Comme le montrent les figures 1.17 et 1.18, cette mise en charge creuse davantage les écarts entre la modélisation globale et la modélisation détaillée. L'écart maximal supplémentaire généré sur le domaine considéré est de l'ordre de 5%.

L'écart global entre une modélisation simplifiée et une modélisation détaillée d'un réseau d'assainissement est donc très important. Dans la plage des densités (**D**) considérées, cet écart peut atteindre 50 %. De ce fait, pour calculer le débit de pointe dans une situation donnée, la modélisation globale ne peut pas se substituer à la modélisation détaillée sans apporter les corrections nécessaires. Pour pallier cette problématique nous recommandons l'utilisation des fonctions de transformation décrites dans les figures 1.16 et 1.17 qui permettent d'ajuster les écarts en question et d'apporter par conséquent les corrections adéquates.

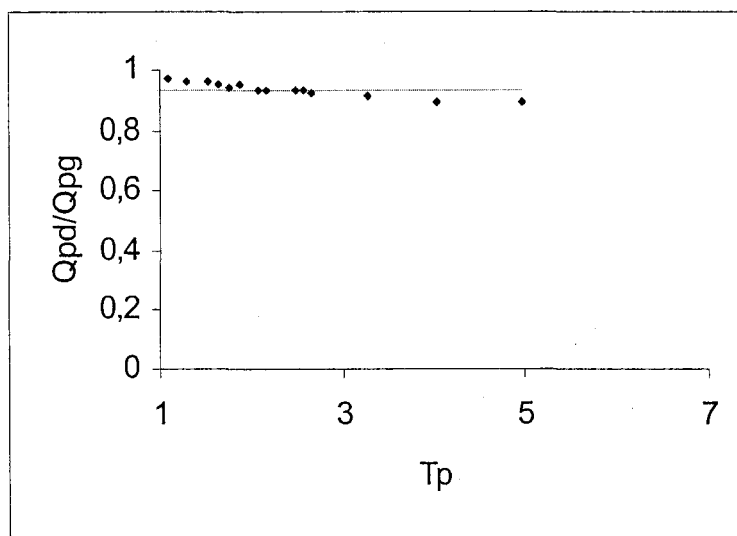


Figure 1.10 $F(T_p, D, T_r)$ pour les RL ($D < 20$)

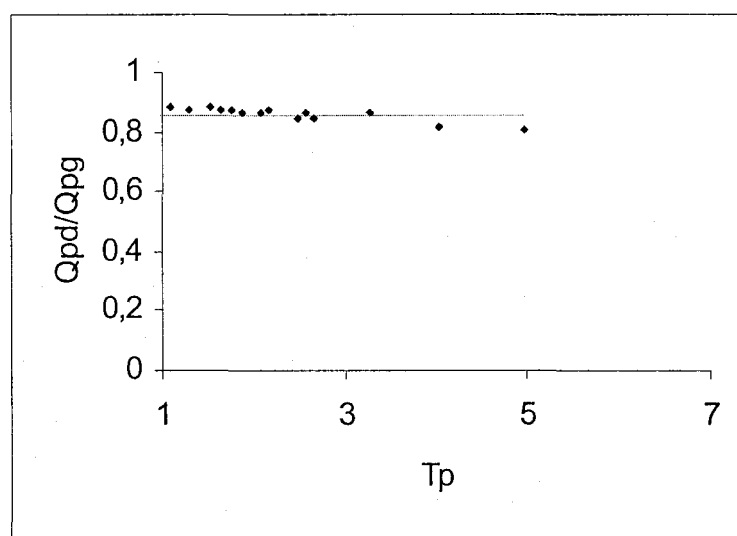


Figure 1.11 $F(T_p, D, T_r)$ pour les RFR $20 < D < 40$

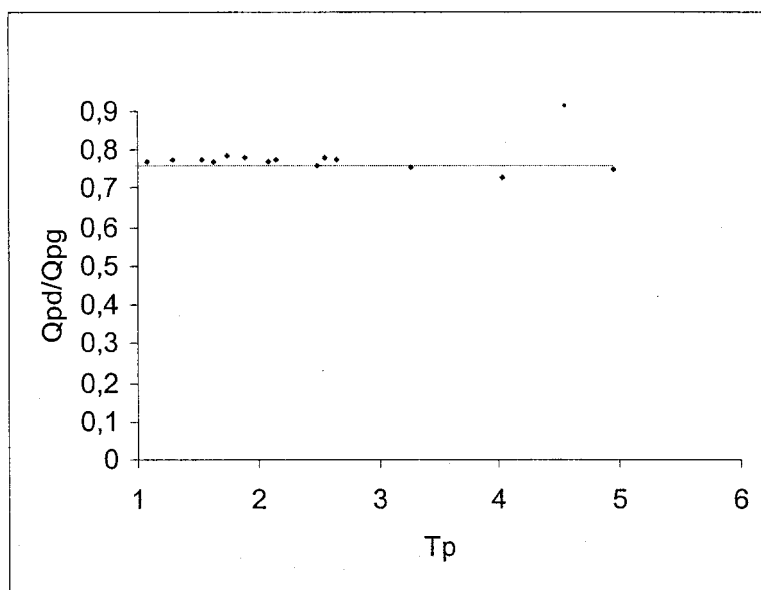


Figure 1.12 $F(T_p, D, T_r)$ pour les RR ($40 < D < 50$)

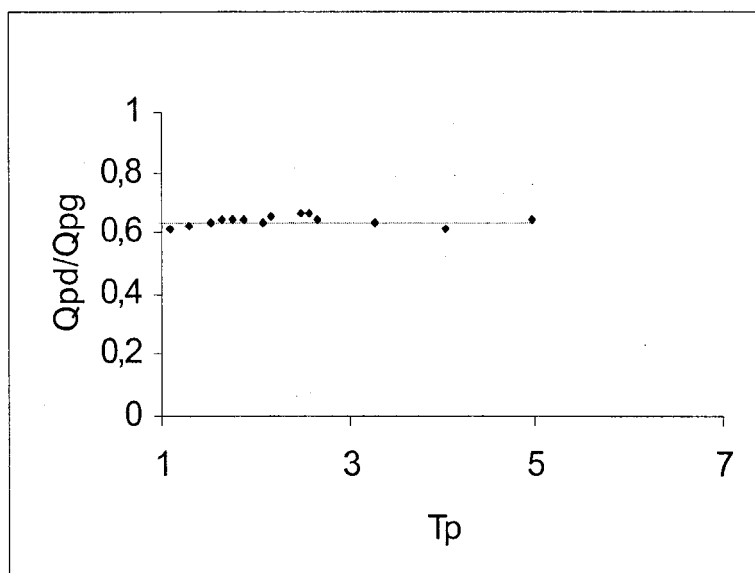


Figure 1.13 $F(T_p, D, T_r)$ pour les RM ($50 < D < 60$)

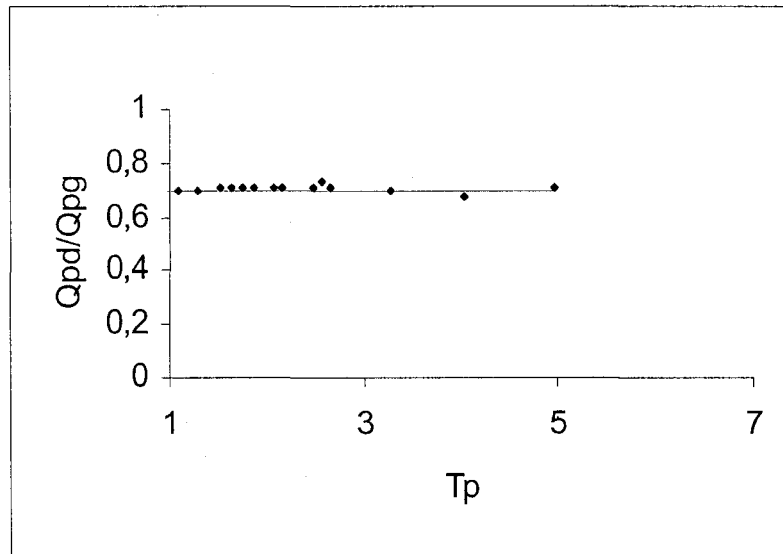


Figure 1.14 $F(T_p, D, T_r)$ pour les RRFM ($50 < D < 60$)

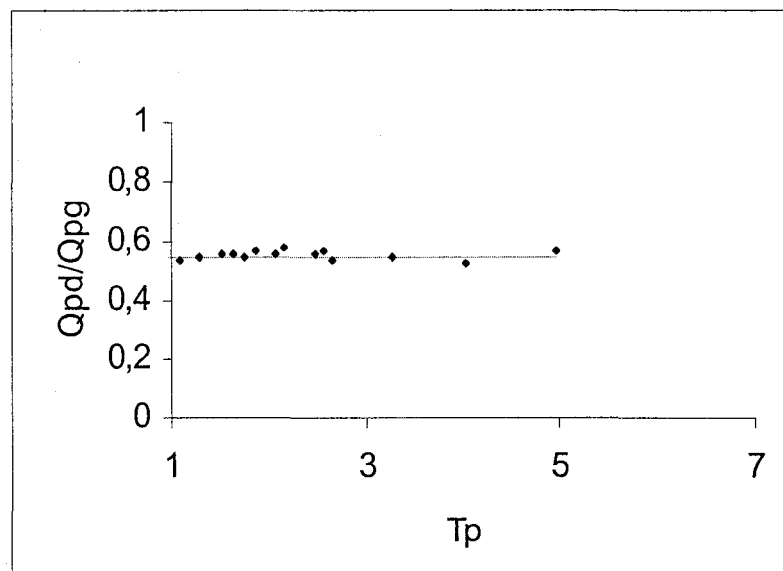


Figure 1.15 $F(T_p, D, T_r)$ pour les RRM ($60 < D < 80$)

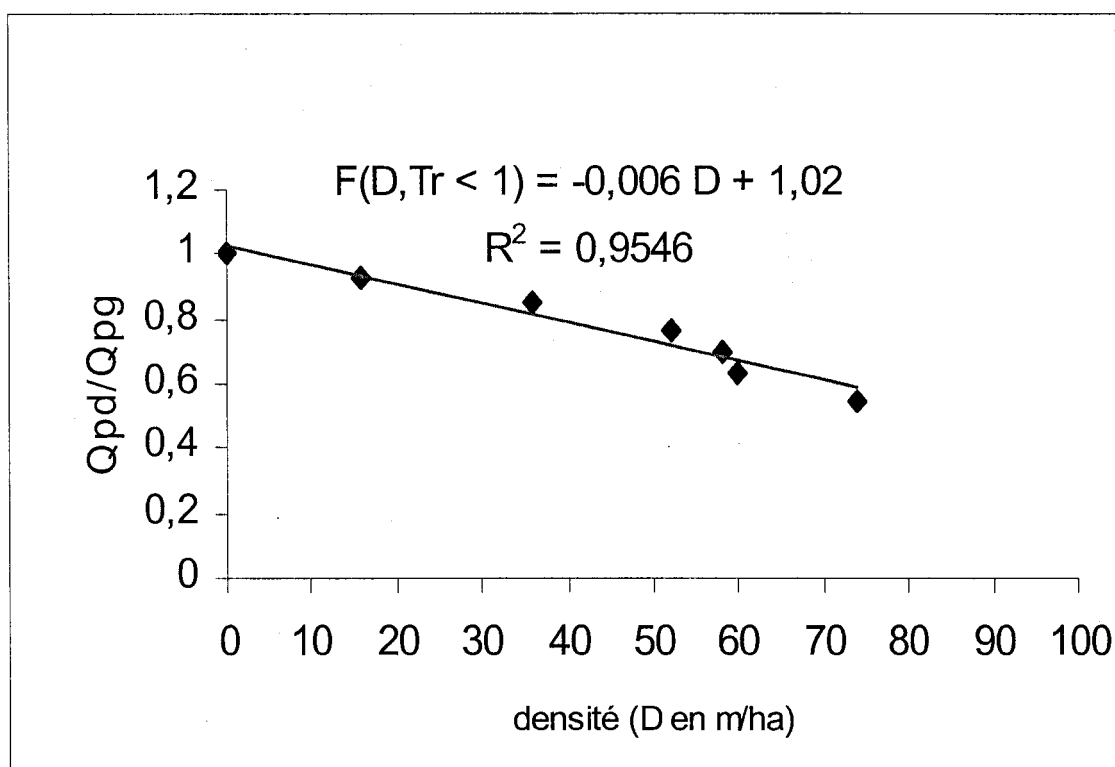


Figure 1.16 $F(T_p, D, T_r)$ en fonction de la densité de ramification D en cas de régime hydraulique normal

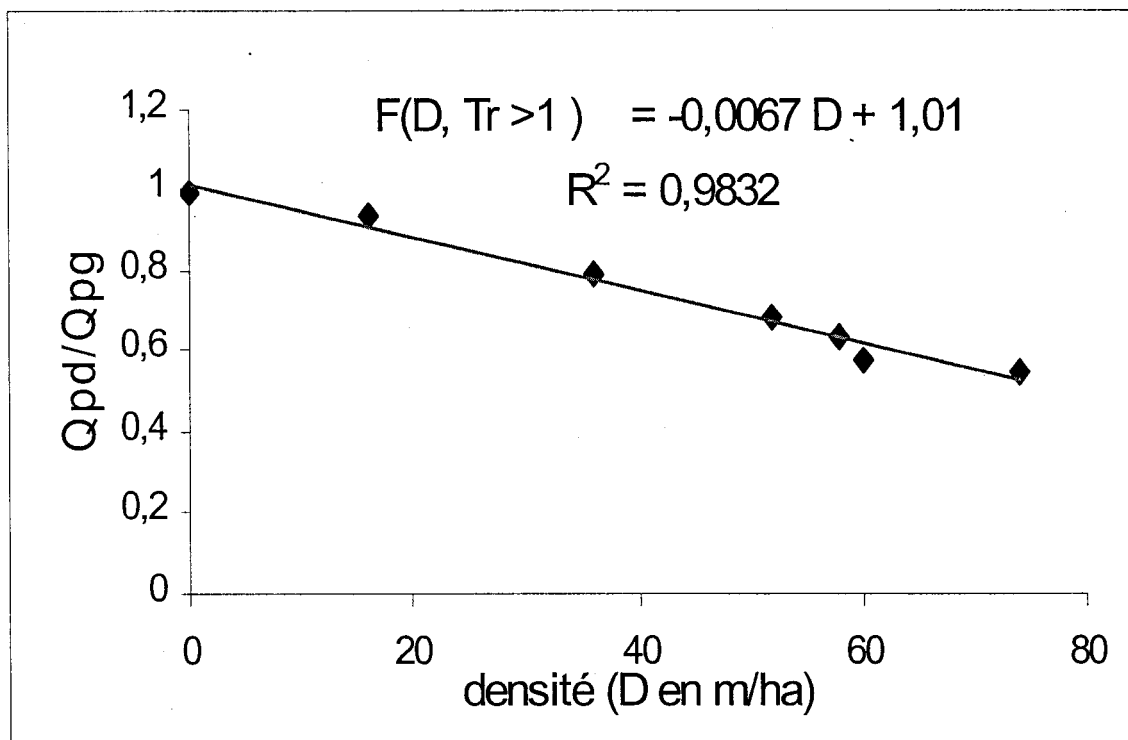


Figure 1.17 $F(T_p, D, T_r)$ en fonction de la densité de ramification D en cas de mise en charge hydraulique

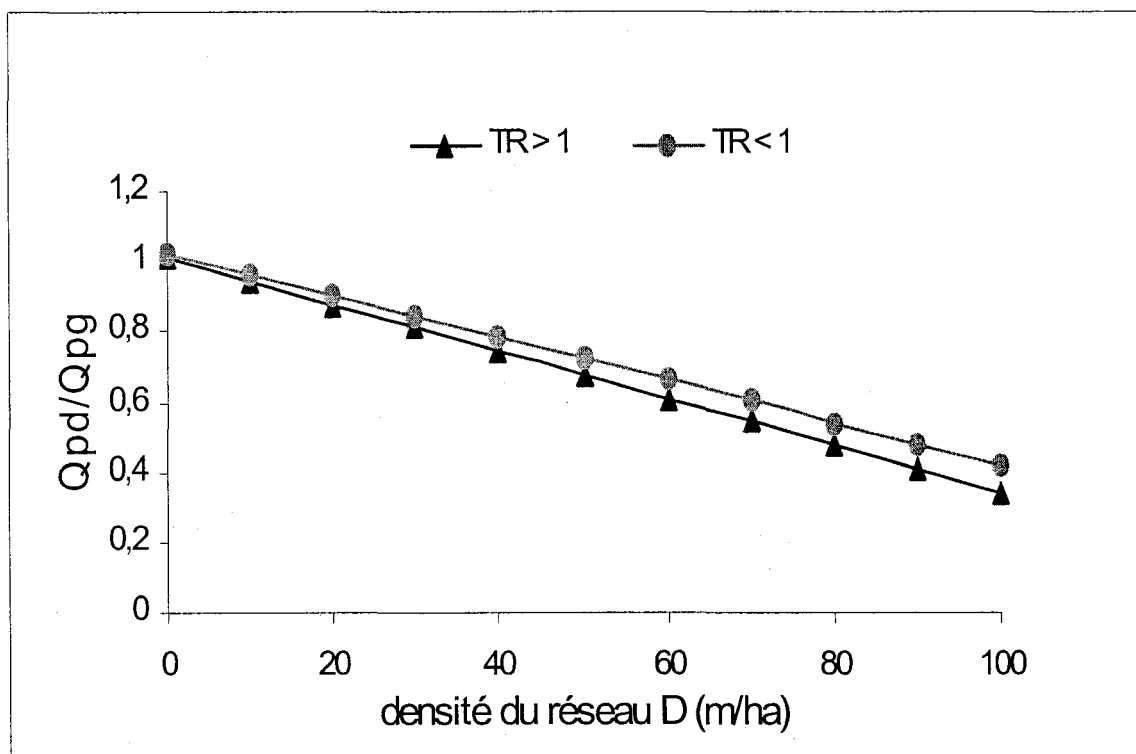


Figure 1.18 Influence du taux de remplissage du réseau T_r sur $F(T_p, D, T_r)$

1.4.2 Fonction de synchronisation des hydrogrammes

Le temps de montée d'un hydrogramme est un paramètre très important pour la gestion en temps réel des intercepteurs d'un réseau d'assainissement. C'est même le repère qui permet au gestionnaire d'échelonner dans le temps sa stratégie en terme de consignes et de commandes d'interventions. Sa détermination avec une bonne précision est donc capitale pour toute gestion dynamique de réseaux d'assainissement.

En terme quantitatif, ce paramètre est lié à la fonction de synchronisation $\phi(D, T_p, T_r)$ de l'équation (1.4). Ladite fonction présente un nuage de points étalés autour d'une valeur moyenne qui reste constante en fonction du paramètre T_p . Comme le montrent les figures (1.19, 1.20, 1.21,...,1.24), cette moyenne varie d'une classe de réseau à l'autre en générant des écarts relatifs, de plus en plus importants, entre les temps de montée calculés par la modélisation globale et ceux calculés par la modélisation détaillée. Sur la figure 1.25, on présente cette tendance en fonction du paramètre D qui caractérise les différentes classes des réseaux étudiés.

Cette variation qui a tendance à creuser les écarts entre la modélisation globale et la modélisation détaillée, pour des valeurs importantes de la densité (D), s'explique par une augmentation de la vitesse de l'écoulement; qui se traduit par une avance prononcée de la pointe de l'hydrogramme résultant, comme l'ont observé Heeps et Mein (1973). Cette augmentation de vitesse est due principalement à l'élimination de la capacité du réseau (modélisation globale) qui génère une augmentation des débits sous des conditions de pluie et d'infiltration constantes.

Ces écarts sont aussi influencés par le taux de remplissage T_r . Comme le montrent les figures 1.26 et 1.27, la mise en charge a tendance à minimiser les écarts entre la modélisation globale et la modélisation détaillée, en ramenant l'écart maximal

généralisé, sur le domaine considéré, d'une valeur d'environ 30% en cas de régime normal à une valeur d'environ 20 % en cas d'une mise en charge.

Quelle que soit la situation envisagée, l'écart global entre une modélisation simplifiée et une modélisation détaillée d'un réseau d'assainissement reste donc important. Dans la plage des densités de ramifications considérées, cet écart peut atteindre 30%. De ce fait, pour établir un bon synchronisme entre la modélisation globale et la modélisation détaillée, nous recommandons l'utilisation des fonctions de transformations décrits dans les figures 1.25 et 1.26 qui permettent d'apporter les éléments de correction adéquats aux différentes situations envisagées.

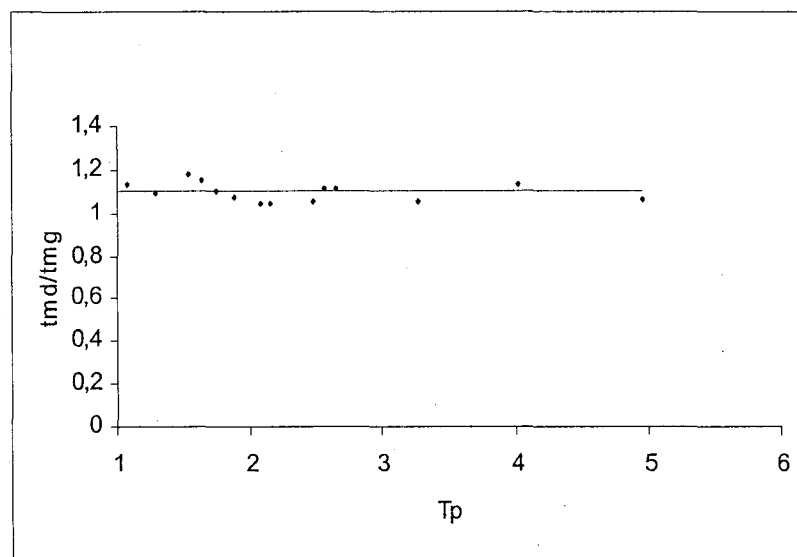


Figure 1.19 $\phi(T_p, D, T_r)$ pour les RL ($D < 20$)

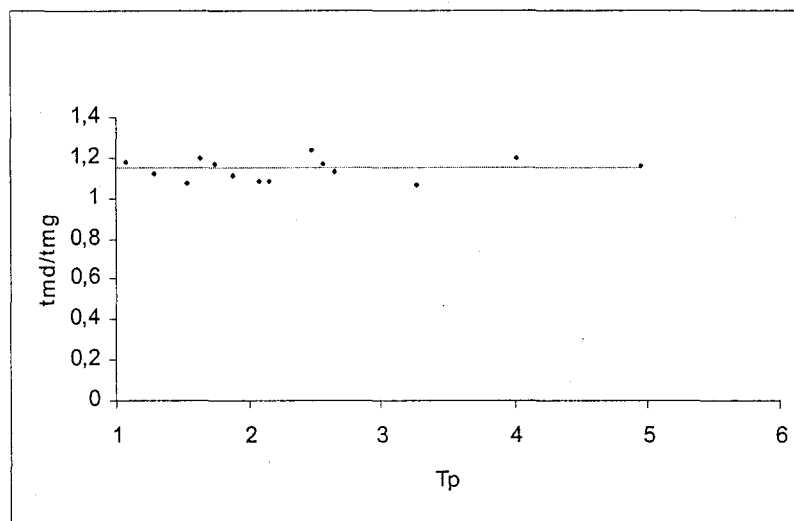


Figure 1.20 $\phi(T_p, D, T_r)$ pour les RFR ($20 < D < 40$)

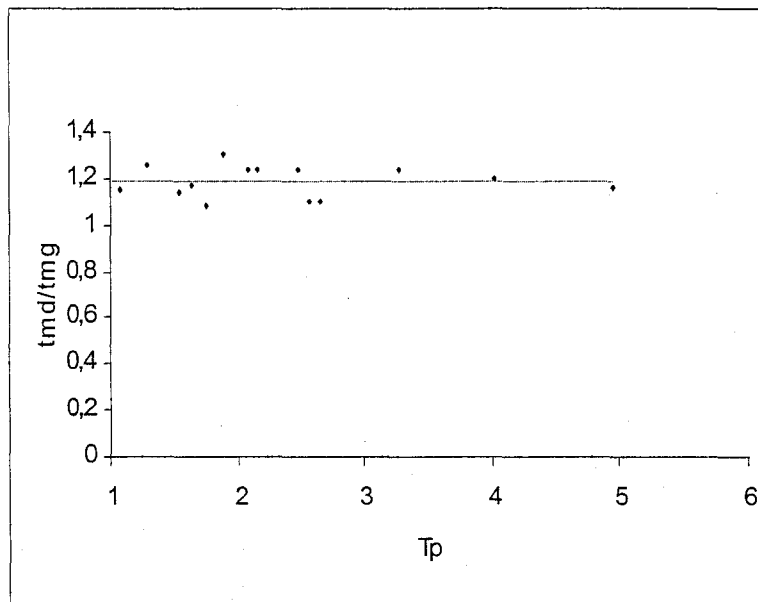


Figure 1.21 $\phi(T_p, D, T_r)$ pour les RR ($40 < D < 50$)

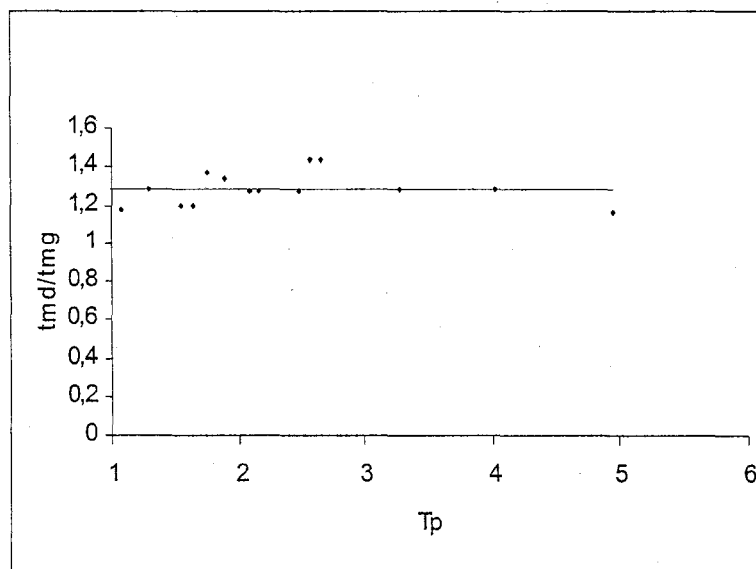


Figure 1.22 $\phi(T_p, D, T_r)$ pour les RM ($50 < D < 60$)

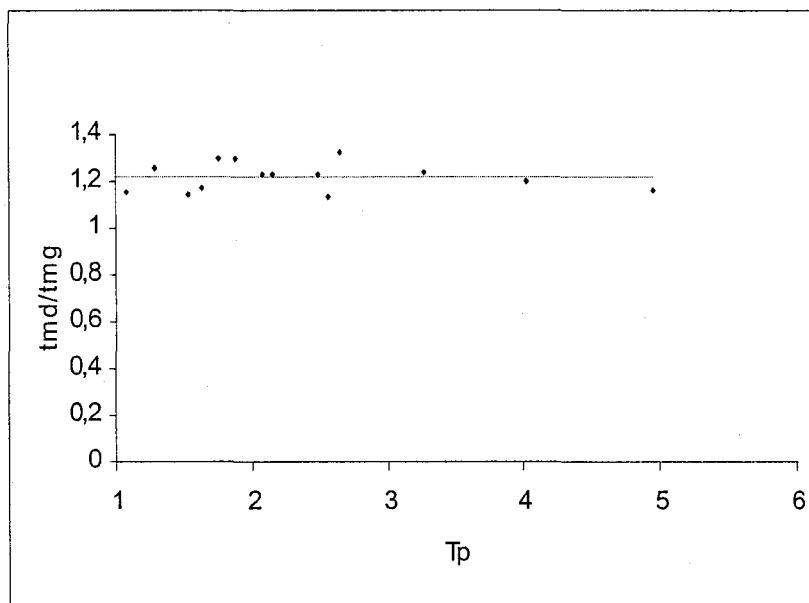


Figure 1.23 $\varphi(T_p, D, T_r)$ pour les RRFM ($50 < D < 60$)

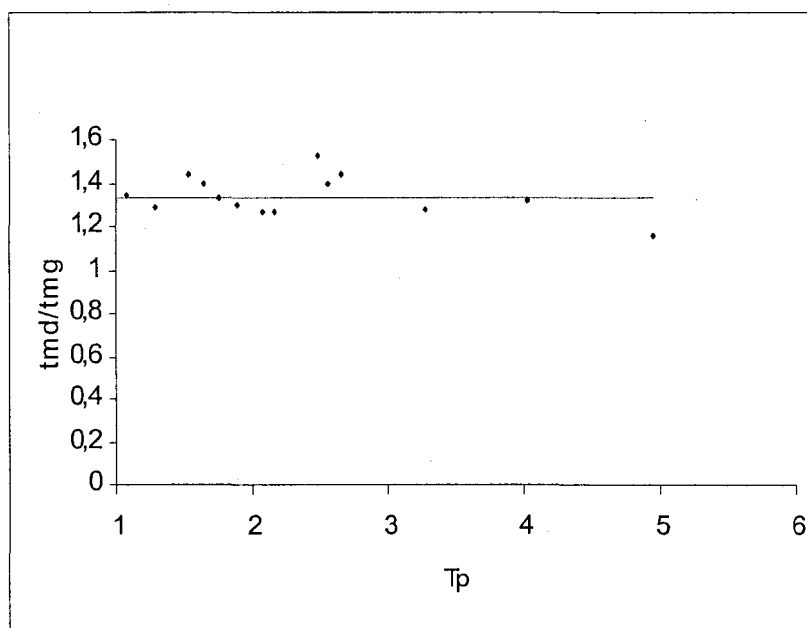


Figure 1.24 $\varphi(T_p, D, T_r)$ pour les RRM ($60 < D < 80$)

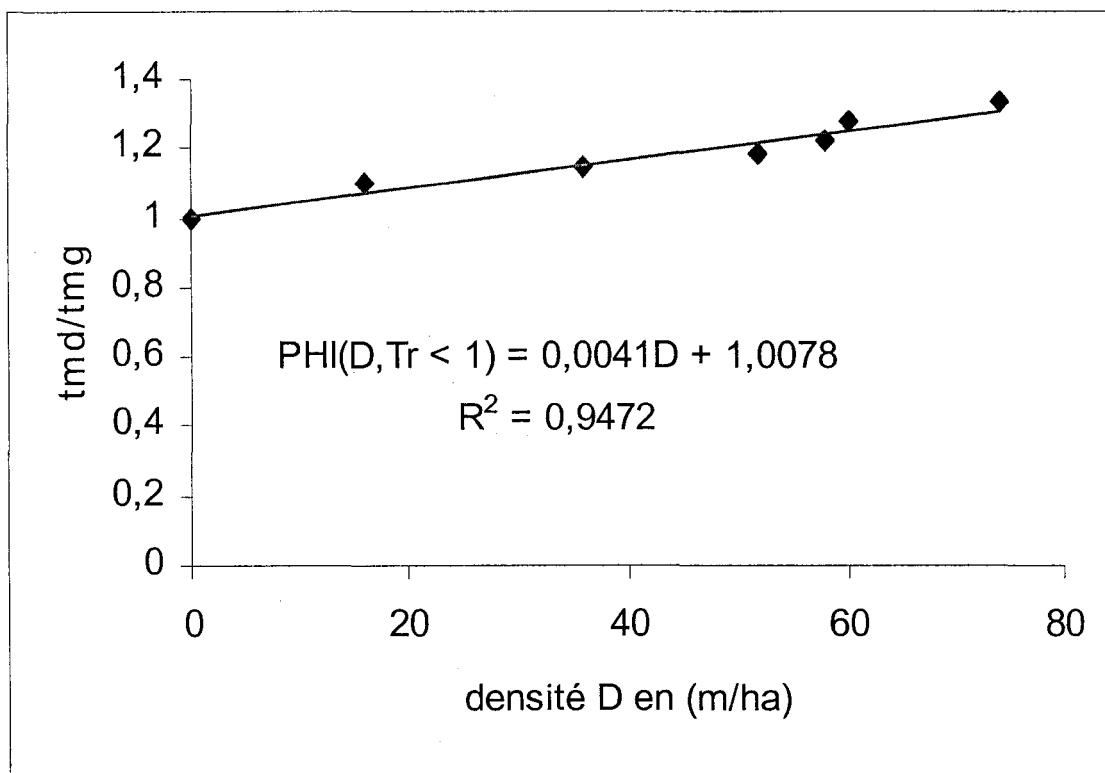


Figure 1.25 $\phi(T_p, D, T_r)$ en fonction de la densité de ramification D
en cas de régime hydraulique normal

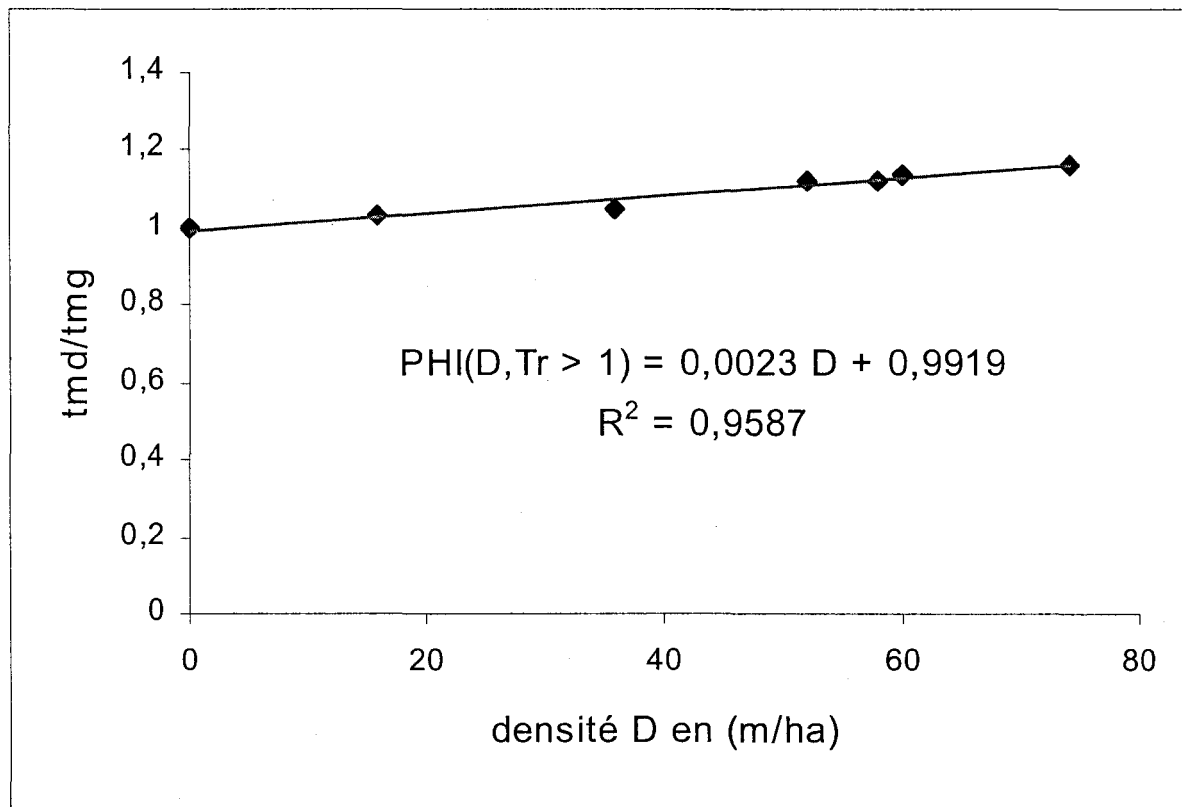


Figure 1.26 $\varphi(T_p, D, T_r)$ en fonction de la densité de ramification D en cas de Mise en charge hydraulique

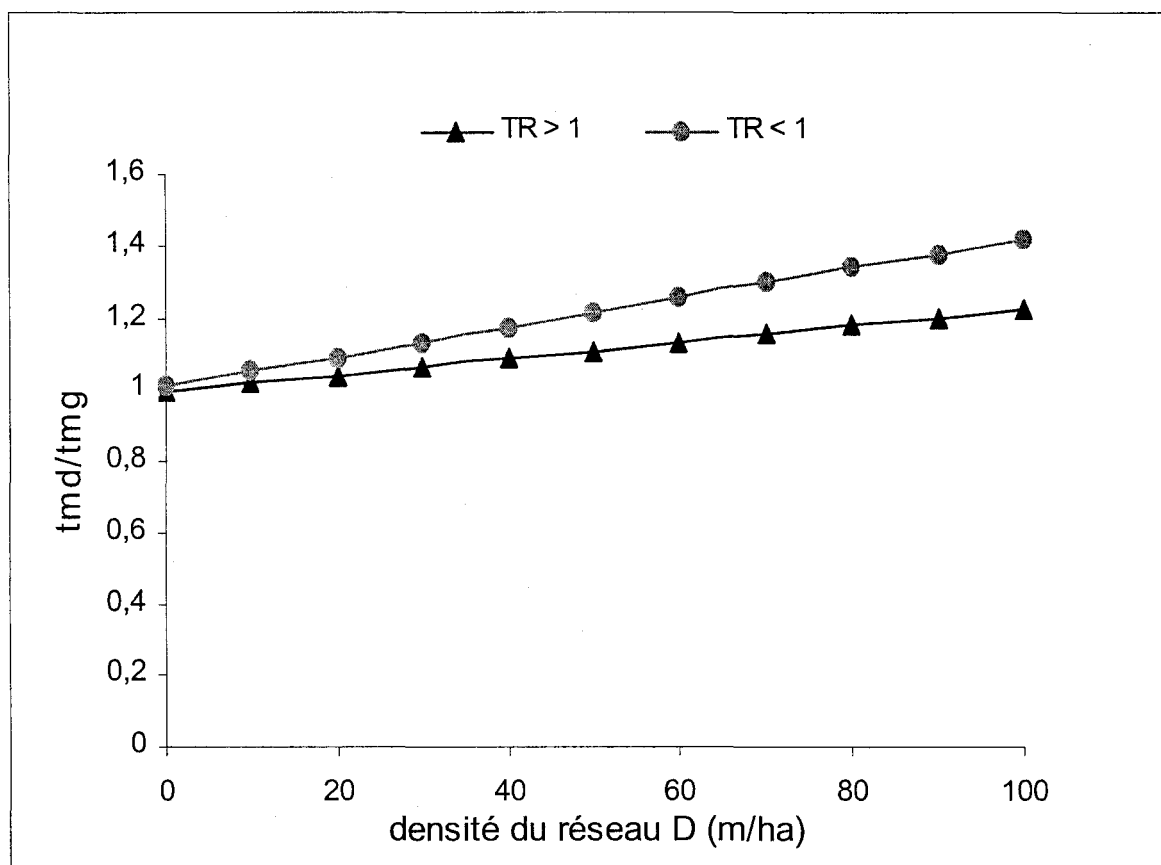


Figure 1.27 Influence du taux de remplissage du réseau T_r sur $\phi(T_p, D, T_r)$

1.4.3 Établissement des hydrogrammes

À ce stade-ci, notre méthodologie permet de reproduire uniquement les caractéristiques principales de l'écoulement (le débit de pointe et son temps d'occurrence) à partir des résultats obtenus par la modélisation globale. Pour générer l'hydrogramme entier, nous nous sommes basés d'une part, sur l'information disponible aux instants suivants:

Au temps initial t_{in} on a :

$$Q_d(t_{in}) = Q_g(t_{in}) = 0 \quad (1.7)$$

Soit

$$\Delta Q(t_{in}) = Q_d(t_{in}) - Q_g(t_{in}) = 0 \quad (1.8)$$

Au temps de montée t_{mg} on a:

$$Q_{pd}(t_{mg}) = Q_g(t_{mg}) \bullet F(D, T_r) \quad (1.9)$$

Soit :

$$\Delta Q(t_{mg}) = Q_{pg}(t_{mg}) \bullet [F(D, T_r) - 1] \quad (1.10)$$

Au temps final t_{fin} on a:

$$Q_d(t_{fin}) = Q_g(t_{fin}) = 0 \quad (1.11)$$

Soit :

$$\Delta Q(t_{fin}) = Q_d(t_{fin}) - Q_g(t_{fin}) = 0 \quad (1.12)$$

Et d'autre part, en supposant qu'en première approximation, la fonction $\Delta Q(t)$ est linéaire sur les intervalles $[t_{in}, t_m]$ et $[t_m, t_{fin}]$, nous avons pu écrire:

$$Q_d(t_g) = Q_g(t_g) + Q_{pg} \bullet [F(D, T_r) - 1] (t_g - t^*) / (t_{mg} - t^*) \quad (1.13)$$

où :

$$t^* = t_{in} \quad \text{si } t \in [t_{in}, t_m]$$

$$t^* = t_{fin} \quad \text{si } t \in [t_m, t_{fin}]$$

Q : débit à un instant donné;

Q_p : débit de pointe de l'hydrogramme;

t_m : temps de montée;

Les indices "d" et "g", désignent respectivement la modélisation détaillée et la modélisation globale.

En tenant compte des corrélations établies dans les figures 1.16 et 1.17, l'équation (1.13) devient:

$T_r < 1$:

$$Q_d(t_g) = Q_g(t_g) + Q_{pg} \bullet [0.02 - 0.006 D] (t_g - t^*) / (t_{mg} - t^*) \quad (1.14)$$

$T_r > 1$:

$$Q_d(t_g) = Q_g(t_g) + Q_{pg} \bullet [0.01 - 0.0067 D] (t_g - t^*) / (t_{mg} - t^*) \quad (1.15)$$

où :

D : est défini comme étant le rapport entre la longueur totale du réseau (conduites maîtresses) et la surface du bassin versant drainé (en m/ha).

1.5 Conclusion

L'objectif de ce travail de recherche était de proposer une méthodologie systématique qui permet de substituer une modélisation globale à une modélisation détaillée d'un réseau d'assainissement. L'élément décisif dans la mise au point de cette méthodologie a consisté à choisir de travailler sur des situations fictives issues de l'application de fonctionnements fictifs à des réseaux fictifs. Ce choix présente l'intérêt de la reproductibilité, de la représentativité et de la simplicité. Plus le nombre de critères qui participent à la construction de ces situations fictives augmente, mieux il est possible de recouvrir les différents cas structurels et fonctionnels des systèmes d'assainissement rencontrés dans la réalité, et donc de porter un jugement détaillé sur les aptitudes de la méthodologie proposée. Pour des raisons pratiques, nous avons réduit le nombre de critères en tentant de déterminer des paramètres susceptibles de qualifier le mieux possible la structure du réseau et la nature de son fonctionnement. Nous avons ensuite tenté de donner à ces différents paramètres des valeurs qui couvrent l'ensemble du champ possible, tout en privilégiant les situations les plus fréquemment rencontrées.

Une analyse multicritère de 180 situations, nous a permis de conclure sur l'importance et la pertinence de chacun des paramètres considérés et d'élaborer des fonctions de transformation permettant le passage systématique d'une modélisation globale à une modélisation détaillée d'un réseau d'assainissement.

CHAPITRE 2

OPTIMISATION DES REJETS URBAINS DU TEMPS DE PLUIE

2.1 Introduction

En temps de pluie, les réseaux d'assainissement sont confrontés au problème de débordement dans les cours d'eaux. Ce phénomène représente une menace à plusieurs niveaux : au niveau réseau on peut assister à des mises en charge des conduites et à des inondations des sous-sols et des points bas du réseau, au niveau système de traitement, les stations d'épuration seront appelées à fonctionner sous des régimes extrêmes, caractérisés par une forte dilution des effluents. Finalement, au niveau environnemental les tolérances de pollution des milieux récepteurs risquent d'être dépassées faisant perdre à ces milieux (rivières, lacs, étangs...) leurs usages et menaçant la santé publique. À titre d'exemple, les débordements des réseaux unitaires et les rejets des réseaux pluviaux en saison estivale du territoire de la ville de Montréal, constituent une source majeure de pollution qui limite les usages, particulièrement dans la Rivière des Prairies et le lac Saint-Louis à fort potentiels récréatifs (Deschamps G. et al.,1997).

L'objectif de ce chapitre est de développer une méthodologie systématique d'optimisation. Le but de cette méthodologie est de permettre aux gestionnaires des réseaux d'assainissement de maximiser le traitement, sans perturber le fonctionnement de la station d'épuration, de maximiser le stockage dans le réseau et de minimiser la fréquence des débordements. Dans une première étape, une synthèse bibliographique de l'état des connaissances sur la pollution des eaux pluviales a été élaborée. Par la suite la méthodologie préconisée, reposant sur la formulation d'une fonction-objectif et d'un système de contraintes hydrauliques et environnementales a été exposée.

2.2 États des connaissances sur la pollution des eaux pluviales

De nombreuses études, s'appuyant souvent sur des campagnes expérimentales assez lourdes, ont été menées afin de caractériser la nature de la pollution des eaux pluviales, d'estimer les flux véhiculés par les réseaux d'assainissement séparatifs et unitaires, et de quantifier l'impact de cette pollution sur les milieux récepteurs.

2.2.1 Caractéristiques des rejets urbains de temps de pluie

Rappelons que l'on désigne, dans le cadre de ce travail, par rejets urbains de temps de pluie : les rejets à l'exutoire des collecteurs strictement pluviaux et les surverses des collecteurs unitaires.

La pollution transportée par les réseaux pluviaux séparatifs est caractérisée par (Deschamps J. D., 1994) :

- des parts relatives en MES et DCO importantes, qui peuvent être supérieures à celles des eaux unitaires de temps de pluie et de temps sec,
- la composition essentiellement minérale des MES, (la fraction organique est de l'ordre de 30%),
- une faible biodégradabilité (le rapport DCO/DBO₅ est de l'ordre de 4 à 6 contre 2 à 2.5 pour les eaux usées domestiques),
- une forte concentration en métaux lourds et en hydrocarbures,
- la densité et la vitesse de chute des particules, plus importantes que pour les effluents urbains domestiques ou unitaires; d'où un abattement potentiel important de la pollution par décantation,
- la fixation d'une part importante des pollutions sur les MES.

Les eaux transitant par des réseaux unitaires en temps de pluie présentent aussi, certaines particularités (Deschamps, 1994) :

- la fraction minérale des MES est de l'ordre de 40% à 60 %.;

- le rapport DCO/DBO₅ est plus élevé que les eaux usées de temps sec, mais inférieur à celui des eaux séparatifs, démontrant une certaine biodégradabilité des effluents unitaires,
- une grande partie de la pollution est accrochée sur les MES, comme pour les eaux de réseaux séparatifs.

Le tableau qui suit collige le pourcentage de pollution totale fixée sur les particules solides pour quelques paramètres.

Tableau I

Pourcentage de la pollution totale fixée sur les particules solides
(Deschamps J. D., 1994)

Paramètres	DCO	DBO ₅	NTK	Hydrocarbure	Plomb
Collecteur N° 13 Marseille	93 - 92	91	70 - 80	82 – 99	99.5 - 100
La Molette-Seine- St. Denis	88	83	48	-	99

2.2.2 Impact des rejets urbains de temps de pluie sur le milieu récepteur

Étant donné leur niveau de contamination, les eaux de débordement et les eaux déversées par les conduites pluviales peuvent polluer les cours d'eau récepteurs et causer des nuisances importantes pour les riverains, pour les usagers ainsi que pour la faune et la flore aquatiques. Les principaux impacts des rejets urbains de temps de pluie sur le milieu récepteur qui ont été recensés sont :

- la pollution visuelle liée à la présence de flottants,
- la désoxygénation du milieu due aux apports de matières organiques dégradables et de matières azotées,
- les effets toxiques produits par les rejets de inorganiques et organiques (hydrocarbures, métaux, produits phytosanitaires, $\text{NH}_4\ldots$),
- les effets liés aux apports des particules en suspension : augmentation de la turbidité du milieu, colmatage des fonds, relargage lent des polluants,
- la pollution microbiologique liée à l'apport d'agents pathogènes et qui rend l'eau impropre à certains usages.

Les rejets urbains de temps de pluie ont par ailleurs trois types d'effets, en fonction de l'échelle de temps considérée :

- Des effets de choc à court terme. Ce sont les effets les plus spectaculaires car ils se traduisent par de brusques et importantes mortalités piscicoles. Ils peuvent être dus à une désoxygénation du milieu ou à un choc toxique. Le polluant typique qui produit cet effet est l'excès des matières organiques représentées par la DBO_5 . Le tableau II ci-dessous résume les diverses conséquences de chaque polluant sur le milieu en fonction de son délai d'apparition;
- des effets de stress, lorsque le milieu est soumis à des déversements chroniques dont l'importance n'est pas suffisante pour créer des effets de choc, mais dont la fréquence conduit à affaiblir le milieu récepteur;

- des effets cumulatifs à long terme, caractéristiques des substances polluantes capables de s'accumuler dans le milieu. Ces effets cumulatifs peuvent être dus aux matières en suspension qui sédimentent à l'aval immédiat des rejets. Ces particules étouffent peu à peu la vie benthique et constituent aussi un important vecteur de pollution, notamment la pollution organique et métallique. Des effets cumulatifs sont souvent cités pour les micropolluants, notamment les métaux lourds, qui s'accumulent dans les sédiments et dans les organismes vivants. Aussi, un excès de nutriments (azote + phosphore) peut conduire à long terme le milieu récepteur vers l'eutrophisation.

2.2.3 Modèles d'estimation des concentrations et des charges de pollution

Dans le prolongement des modèles hydrauliques (quantitatifs) développés pour l'estimation des débits, des modèles qualitatifs ont été mis au point pour produire les pollutogrammes traduisant la variation temporelle des concentrations et des charges de la pollution générée par le ruissellement. On distingue habituellement trois grandes familles de modèles : empiriques ou statistiques, déterministes et conceptuels.

Les modèles empiriques sont le résultat d'une analyse statistique de mesures et d'observations et requièrent des campagnes de mesures longues et exhaustives. Ces modèles sont cependant difficilement exportables, car ils sont validés par des campagnes de mesures très locales.

Les modèles déterministes décrivent les mécanismes physiques des phénomènes liés au transport de la pollution, et supposent la connaissance précise des lois régissant :

- l'accumulation des polluants en surface au cours des périodes sèches,
- l'entraînement des polluants par la pluie et le ruissellement,
- la sédimentation, l'érosion des dépôts et le transport des matières dans le réseau.

Tableau II

Effets immédiats et effets de choc (ordre de grandeur : heure, jour, semaine)

(Deschamps J. D., 1994)

Paramètres mis en cause	Échelle de temps	Conséquences immédiates
MES	Heure, jour, semaine	Augmentation de la turbidité de l'eau, colmatage, dispersion, consommation immédiate d'oxygène par dégradation de la matière organique et azotée
DBO, NH ₄	Jour, semaine	
Température	Heure, jour	Écart avec le milieu, destratification et mélanges, modification des solubilités des gaz
Flottants	Heure, jour, semaine	Répartition en surface, entraînement dans les milieux naturels et dépôt en rive
Polluants : métaux, pesticides, etc.	Heure Jour	Toxicité aiguë
Microbiologie (bactéries)	Heure, jour	Pathogénie, modification d'équilibres trophiques
Phosphore Azote	mois	Eutrophisation

Les modèles conceptuels approchent l'ensemble des phénomènes mis en jeu par sous-éléments de modélisation spécifiques aux compartiments du problème. Les relations établies ne sont pas fondées sur la description fine des lois physiques mais sur des équations simplifiées, et surtout les paramètres de variation. L'utilisation de ces modèles sur un site particulier passe par le calage des paramètres externes du modèle sur la base d'un nombre limité d'observations. Comme pour les modèles déterministes, les modèles conceptuels passent par trois étapes successives : l'accumulation des

polluants en surface du bassin, le lessivage de cette pollution et son transport dans le réseau.

Plusieurs modèles ont vu le jour pour la simulation du processus d'accumulation des polluants sur la surface d'un bassin. Ces modèles suivent souvent des tendances linéaires ou exponentielles. Parmi les modèles à tendance linéaire nous citons la formulation proposée par Servat (1984), et pour une tendance exponentielle, nous rappelons les termes du modèle proposé par Alley et Smith (1981) :

$$\frac{dM_a}{dt} = ACCU - DISP \cdot M_a \quad (2.1)$$

où :

M_a : la masse de polluants accumulée pendant la période t ;

t : temps d'accumulation (jour);

$ACCU$: le taux d'accumulation journalier (kg/jour);

$DISP$: taux de disparition (jour^{-1})

Cette étape d'accumulation est suivie d'une étape de lessivage de polluants. Le modèle de Sartor et Boyd (1972) (ou une variante) est souvent le modèle utilisé pour décrire ce processus. Selon ce modèle, la masse de contaminant transportée sur bassin versant est donnée par :

$$- \frac{dP}{dt} = krP \quad (2.2)$$

où :

r : intensité du ruissellement en mm/heure;

P : la masse du polluant restante au temps t ;

k : coefficient de lessivage en mm^{-1} .

La masse enlevée de polluants est donc :

$$R_0 - P = R_0(1 - e^{-krt}) \quad (2.3)$$

Où : P_0 est la masse initiale de polluant.

Des études menées par l'USEPA ont montré qu'une précipitation de 12.7 mm/heure durant une heure enlevait 90% de la charge polluante sur la partie imperméable d'un bassin versant. Cette information permet d'obtenir une valeur pour la constante k de l'ordre de 1.81 mm^{-1} . D'après la même source une valeur de 0.55 mm^{-1} est suggérée pour les surfaces perméables.

$$R_0 - P = R_0(1 - e^{-1.81rt}) \quad (2.4)$$

Cette équation de lessivage de polluants n'est cependant pas applicable que lorsque l'intensité des précipitations est constante. Lorsque l'intensité des précipitations est variable, ce qui est souvent le cas, une approximation numérique du premier ordre permet d'écrire :

$$\Delta P = P(1.81 r_{\text{moy}} \Delta t) \quad (2.5)$$

où : r_{moy} est l'intensité nette moyenne de précipitation sur l'intervalle de temps Δt .

Le calcul du pollutogramme à partir de l'équation (2.5) requiert l'estimation de la charge polluante initiale P_0 . Celle-ci est fonction de plusieurs paramètres dont les principaux sont : la densité de la population, la précipitation, l'occupation des sols, et le type d'égout (unitaire ou séparatif). Peu de données existent à ce sujet, et des équations empiriques ont été développées pour estimer cette charge.

Pour le calcul de la charge polluante moyenne annuelle, l'USEPA a développé les équations suivantes:

Pour les égouts séparatifs : $\Omega = 1.1218\alpha I_a f s$ (2.6)

Pour les réseaux unitaires : $\Omega = 1.1218\beta I_a f s$ (2.7)

Ω : charge polluante générée (kg/ha/année)

I_a : précipitation annuelle (po/année)

f : fonction de densité de population

s : facteur pour le balayage des rues

α, β : facteurs de types d'égouts

Des valeurs des facteurs α et β par type de polluants et par type d'occupation des territoires ont été colligées dans les tableaux III et IV.

Tableau III

Valeurs du facteur α , proposée par l'EPA, par type de polluants et par type d'occupation

2 Facteur α	DBO ₅	MES	SV	PO ₄	N total
Résidentiel	0.799	16.3	9.45	0.0336	0.131
Commercial	3.200	22.2	14.0	0.0757	0.296
Industriel	1.210	29.1	14.3	0.0705	0.277
Autre	0.113	2.70	2.60	0.00994	0.0605

Tableau IV

Valeurs du facteur β , proposées par l'EPA, par type
de polluants et par type d'occupation

3 Facteur β	DBO ₅	MES	SV	PO ₄	N total
Résidentiel	3.29	67.2	38.9	0.139	0.54
Commercial	13.2	91.8	57.9	0.312	1.22
Industriel	5	120	59.2	0.291	1.14
Autre	0.467	11.1	10.8	0.0411	0.25

Par ailleurs, le facteur de balayage est défini par :

$$\begin{aligned}
 S &= 1 && \text{si l'intervalle entre deux balayages est supérieur à 20 jours;} \\
 S &= j / 20 && \text{si l'intervalle est inférieur à 20 jours et où } j \text{ est l'intervalle} \\
 &&& \text{de temps entre deux balayages.}
 \end{aligned}
 \tag{2.8}$$

Alors que, la fonction de densité de population est donnée par :

$$\begin{aligned}
 f &= 0.142 + 0.218 D^{0.54} && \text{pour un secteur résidentiel} \\
 f &= 1 && \text{pour des secteurs commercial et industriel} \\
 f &= 0.142 && \text{pour autres secteurs.}
 \end{aligned}
 \tag{2.9}$$

Dans le cadre d'une gestion en temps réel, ce modèle possède l'inconvénient de nécessiter la prévision de l'intensité de ruissellement. De plus, il requiert une estimation locale du coefficient de lessivage et de la charge polluante initiale.

Dans un souci de simplicité, l'approche proposée par (Huber et Dickinson, 1988) s'avère intéressante. Celle-ci permet de relier les deux aspects quantitatif et qualitatif du ruissellement urbain, moyennant une formulation simple, qui fait intervenir des paramètres accessibles en temps réel. Selon cette approche les charges polluantes lessivées sont données par :

$$C(t) = a Q^b(t) \quad (2.10)$$

où :

C : charge de pollution (g/s)

Q : débit de ruissellement (m³/s)

a et b : constantes à calibrer pour chaque bassin étudié.

2.3 Approche proposée pour une gestion optimale des rejets urbains du temps de pluie

À ses origines, la recherche opérationnelle et l'optimisation se proposaient de résoudre les besoins militaires de la deuxième guerre mondiale. Il s'agissait alors de résoudre des problèmes tels que la composition du convoi maritime optimal ou de trouver la meilleure implantation des radars et des systèmes de défense antiaérienne.

À partir de 1950, la recherche opérationnelle s'est développée de pair avec l'informatique, chacune se nourrissant de la croissance de l'autre. Elle était utilisée surtout dans les domaines de la recherche spatiale et dans les domaines de la gestion moderne, notamment les infrastructures municipales.

Dès qu'il s'agit de gérer un système de grande taille, comme celui des réseaux d'assainissement des grandes villes, la prise de décision devient très complexe. Les méthodes d'optimisation, aident à cette prise de décision et permettent d'arriver à la solution qui donne le meilleur rendement parmi toutes les solutions candidates.

Ainsi, on distingue plusieurs méthodes d'optimisation : des méthodes basées sur la programmation linéaire, d'autres basées sur la programmation non linéaire, la programmation en nombre entier, la programmation en univers aléatoire ou sur la programmation dynamique.

Dans le cadre de ce travail nous allons utiliser la méthode du simplexe qui constitue l'épine dorsale de la recherche opérationnelle. Cette méthode basée, sur une programmation linéaire, consiste à représenter les contraintes du problème étudié par un système d'inéquations linéaires et à trouver un vecteur vérifiant ce système en minimisant ou maximisant une fonction affine, dite fonction-objectif.

2.3.1 Fonction-objectif régissant la problématique des débordements

Un système de drainage urbain comprend de nombreux éléments intégrés qui remplissent une ou plusieurs fonctions permettant de contrôler la quantité et la qualité des débits ruisselés. La figure 2.1 fournit une représentation schématique des principales composantes qu'on retrouve typiquement en aval d'un réseau d'assainissement.

Rappelons que la mission et l'objectif ultime du gestionnaire d'un système d'assainissement sont : d'une part, la maximisation des flux polluants vers la station d'épuration et les ouvrages de stockage du réseau. Et d'autre part, la minimisation des rejets vers le milieu récepteur, en vue de préserver ou de redonner à ce milieu naturel ses qualités et ses principaux usages. Cét objectif ultime peut se traduire par une fonction affine à minimiser, dite fonction-objectif et qui est définie comme étant la somme de

l'ensemble des déversements effectués au niveau des points de contrôle ou de régulation du réseau, soit :

$$Z = \sum_{i=1}^{I_{\max}} Q_i^p C_i \Delta t \quad (2.11)$$

où :

Z : fonction-objectif à minimiser,

$I_{\max}$: nombre maximal de points de déversement (points de contrôle ou de régulation dans le réseau, figure 2.1),

Q_i^p : débit moyen sur Δt , déversé dans le milieu récepteur à partir du point « i »,

C_i : concentration de l'effluent déversé à partir du point de contrôle « i »,

Δt : pas du temps.

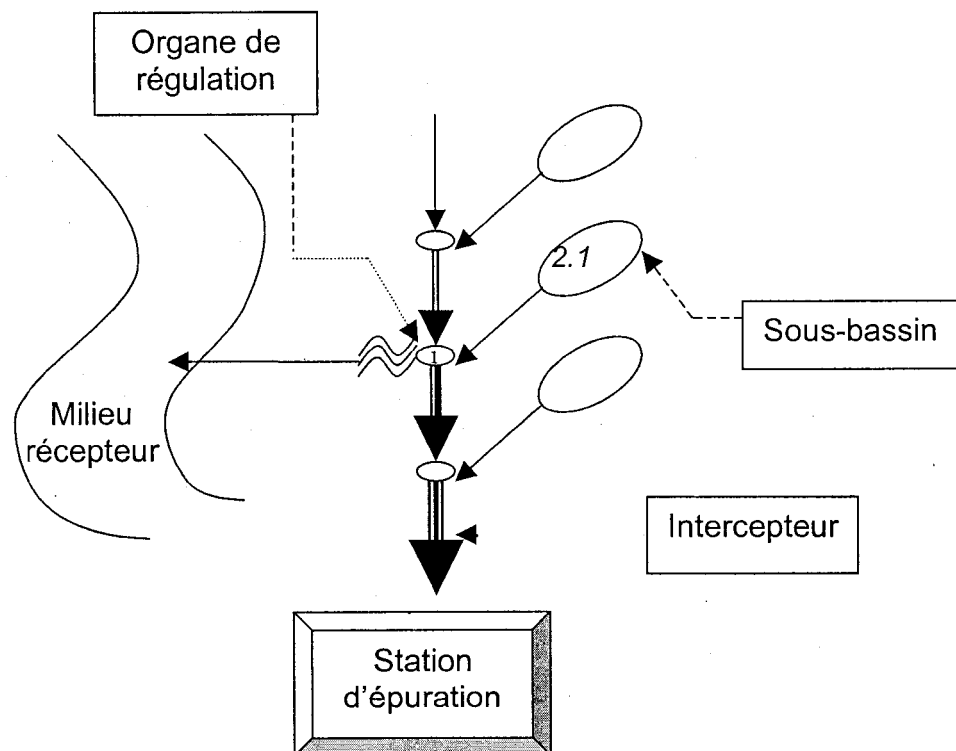


Figure 2.1 Représentation schématique des composantes typiques qu'on retrouve en aval d'un réseau d'assainissement.

2.3.2 Contraintes liées à la problématique des débordements

On distingue deux types de contraintes : d'une part, des contraintes typiquement hydrauliques liées à la capacité de la station d'épuration et à celle de stockage dans le réseau. Et d'autre part, des contraintes environnementales liées à la nature de la pollution générées et aux limitations normatives imposées aux rejets par les lois, les règlements et les directives qui sont mis en place pour la protection de l'environnement.

2.3.2.1 Contraintes hydrauliques

En général, les intercepteurs et les stations d'épuration sont conçus pour acheminer et traiter un débit maximal de l'ordre de deux à cinq fois le débit de temps sec. Cependant, en temps de pluie, ce débit de design est souvent dépassé et on assiste à des inondations des points bas dans les réseaux et à des débordements vers le milieu naturel. La fréquence de ces débordements dépassent de loin les limites permises par les autorités responsables de l'environnement. À titre d'exemple une étude, récemment réalisée par Bennis (2000), rapporte que la fréquence de débordement du bassin hydrographique 1 de l'arrondissement de Verdun est de 12.7/année. Alors que les fréquences permises définies par le ministère de l'environnement du Québec selon les priorités d'interception A,B et C sont respectivement : aucun débordement pour la période comprise entre le 1^{er} mai et le 30 novembre, trois débordements et six débordements.

Une gestion dynamique, optimale, et centralisée doit tenir compte de ces contraintes d'une manière rationnelle en vue de réduire la fréquence des débordements ou du moins modérer leur impact. Pour mettre en équation ces contraintes, nous avons élaboré un bilan massique au niveau de chaque organe de régulation du bassin considéré. Ainsi, nous pouvons écrire que :

$$Q_i - Q_i^s - Q_i^p = Q_i^T \quad (2.12)$$

où :

Q_i : débit de ruissellement généré dans le sous bassin SBVi

Q_i^s : débit stocké dans le sous bassin SBVi

Q_i^p : débit déversé dans le milieu récepteur à partir du point de contrôle i

Q_i^T : débit dérivé du sous bassin SBVi vers la station de traitement

La généralisation de ce bilan massique, sur le bassin global desservi par la même station d'épuration, permet d'écrire :

$$\sum_{i=1}^{lmax} (Q_i - Q_i^s) - \sum_{i=1}^{lmax} Q_i^p = \sum_{i=1}^{lmax} Q_i^T \quad (2.13)$$

Étant donné que les quantités traitées sont inférieures ou égales à la capacité de traitement de la station d'épuration, l'équation du bilan global exprimant les contraintes hydrauliques devient :

$$\sum_{i=1}^{lmax} Q_i^p \geq \sum_{i=1}^{lmax} (Q_i - Q_i^s) - Q_c \quad (2.14)$$

où : Q_c est la capacité de traitement de la station d'épuration.

2.3.2.2 Contraintes environnementales

Les problèmes touchant la qualité des rejets urbains de temps de pluie sont généralement plus complexes que ceux impliquant un contrôle de la quantité seulement. cette complexité s'explique par la difficulté rencontrée tant au niveau de la définition du problème qu'au niveau faisabilité technique et instrumentation. Toutefois, même s'il reste beaucoup d'éléments à préciser et de technologies à éprouver et valider, la tendance au niveau mondial est résolument d'orienter la gestion des eaux pluviales pour qu'elle inclut, en plus du contrôle de la quantité, les aspects touchant la qualité.

Par opposition aux contraintes quantitatives qui sont relativement faciles à identifier et à décrire, les contraintes environnementales nécessitant un contrôle de qualité sont complexes et impliquent des considérations subjectives. Ces considérations peuvent être extrêmement variables d'une localité urbaine à une autre, incluant la plupart du temps des aspects touchant la nature des milieux récepteurs et la qualité de vie et les attentes implicites ou clairement exprimés des citoyens.

Ainsi, les cartes d'objectifs de qualité sont généralement établies sur la base d'une démarche qui regroupe :

- l'analyse du milieu,
- la concertation avec l'ensemble des acteurs concernés par les usages de l'eau, et les institutions publiques et administratives,
- la détermination des objectifs à atteindre,
- l'inventaire et l'analyse des moyens à mettre en œuvre.

Comme le montre le tableau II, les indicateurs de pollution peuvent être classés en cinq catégories différentes selon leur action sur la qualité du milieu naturel.

- solide en suspension (MES),
- nutriment,
- éléments pathogènes,
- métaux lourds,
- matière organique.

Le choix des indicateurs à considérer dépend des objectifs environnementaux et surtout des limitations budgétaires.

a- Contraintes liées au MES

Les MES constituent un vecteur de pollution par excellence. Pour atténuer les impacts néfastes de cet indicateur, plusieurs réglementations, de part le monde, ont

vu le jour pour définir des teneurs admissibles dans le milieu récepteur. À titre indicatif et comme le montre le tableau V, la législation française définit cinq classes de qualité de rejets vis à vis de ce paramètre nuisible .

Tableau V

Teneurs maximales admissibles en MES selon la réglementation française
(Deschamps J. D., 1994)

Paramètre	Classe de qualité du rejet				
	Excellent	Bonne	Passable	Médiocre	Mauvaise
MES (mg/l)	< 30	30	30-70	70-150	> 150

Ces teneurs admissibles sont appliquées aux concentrations du mélange effluent-milieu récepteur au point de rejet. Ainsi, la contrainte liée aux MES peut se traduire par l'inéquation suivante :

$$C_{mes,i}^{mélange} = \frac{C_{mes,i}^{eff} \cdot Q_i^D + C_{mes,i}^r \cdot Q_i^r}{Q_i^D + Q_i^r} \leq C_{mes}^a \quad (2.15)$$

où :

$C_{mes,i}^{mél}$: concentration en MES du mélange au point de rejet « i »

$C_{mes,i}^{eff}$: concentration en MES de l'effluent au point de contrôle « i »

$C_{mes,i}^r$: concentration en MES dans le milieu récepteur au droit du point de rejet « i », avant le débordement

C_{mes}^a : teneur admissible en MES au point de rejet « i »

Q_i^D : débit de l'effluent au point de débordement « i »

Q_i^r : débit du milieu récepteur au point de rejet « i » avant le débordement

l'équation (2.15) peut se réécrire sous la forme suivante :

$$(C_{mes,i}^{eff} - C_{mes}^a) Q^p \leq (C_{mes}^a - C_{mes,i}^r) Q^r \quad (2.16)$$

Soit :

$$\Psi_{mes,i}^{eff} \leq \Phi_{mes,i}^r \quad (2.17)$$

où :

$\Psi_{mes,i}^{eff}$: définit l'agressivité de l'effluent au point de régulation « i » vis-à-vis de l'indicateur de pollution lié à la matière en suspension

$\Phi_{mes,i}^r$: caractérise la sensibilité du milieu récepteur au droit du point de rejet « i », vis-à-vis de ce même paramètre.

b- Contraintes liées aux nutriments

Généralement, les nutriments peuvent causer des problèmes pour un milieu récepteur où les eaux ne bougent que très lentement, comme dans le cas des lacs, des marécages, ou des régions côtières (EPA, 1993). On retrouve aussi dans cette catégorie les bassins de rétention urbains conçus avec des temps de rétention supérieurs à deux semaines, qui peuvent présenter des symptômes sévères d'eutrophisation. Dans le cadre de ce travail on s'intéresse surtout aux milieux récepteurs où l'eau est courante. De ce fait, la méthodologie préconisée ne tiendra pas compte des contraintes liées à ce paramètre de pollution.

c- Contraintes liées aux éléments pathogènes

La pollution bactériologique des eaux a toujours été une préoccupation essentielle des hygiénistes. En effet, les bactéries et virus sont des éléments pathogènes pouvant causer des maladies et nuire à la santé publique. Le niveau de ces éléments pathogènes qu'on retrouve dans le ruissellement urbain excède presque dans tous les cas les standards requis pour les activités récréatives impliquant un contact avec l'eau (Schueler, 1987). Le problème est plus aigu dans le cas des quartiers urbains où on retrouve souvent des réseaux d'égout combiné qui exporte directement vers le milieu récepteur des bactéries, surtout lors des épisodes pluvieux importants qui provoquent des débordements.

Les germes les plus souvent retenus comme indicateurs de pollution bactériologique sont les coliformes totaux, les coliformes fécaux et les streptocoques fécaux. Au Québec la teneur admissible fixée par la norme est de 200 col. fec./100ml.

Au cours de la période 1998-1999, 87 stations riveraines ont été échantillonnées sur l'île de Montréal (Dominique F. et Hubet D., 2000). Comme le montre la figure 2.2, les résultats obtenus au cours de cette campagne ont permis de conclure que plusieurs stations étaient problématiques, puisque leurs moyennes géométriques annuelles dépassaient la teneur admissible en coliformes fécaux définie par la norme.

Pour atténuer ce fléau réduisant les usages du milieu récepteur et mettant en danger la santé publique, l'approche proposée doit intégrer en ligne de compte la contrainte liée à cet indicateur de pollution. Ladite contrainte peut se traduire par les équations (2.16) et (2.17), en considérant les concentrations appropriées du polluant concerné.

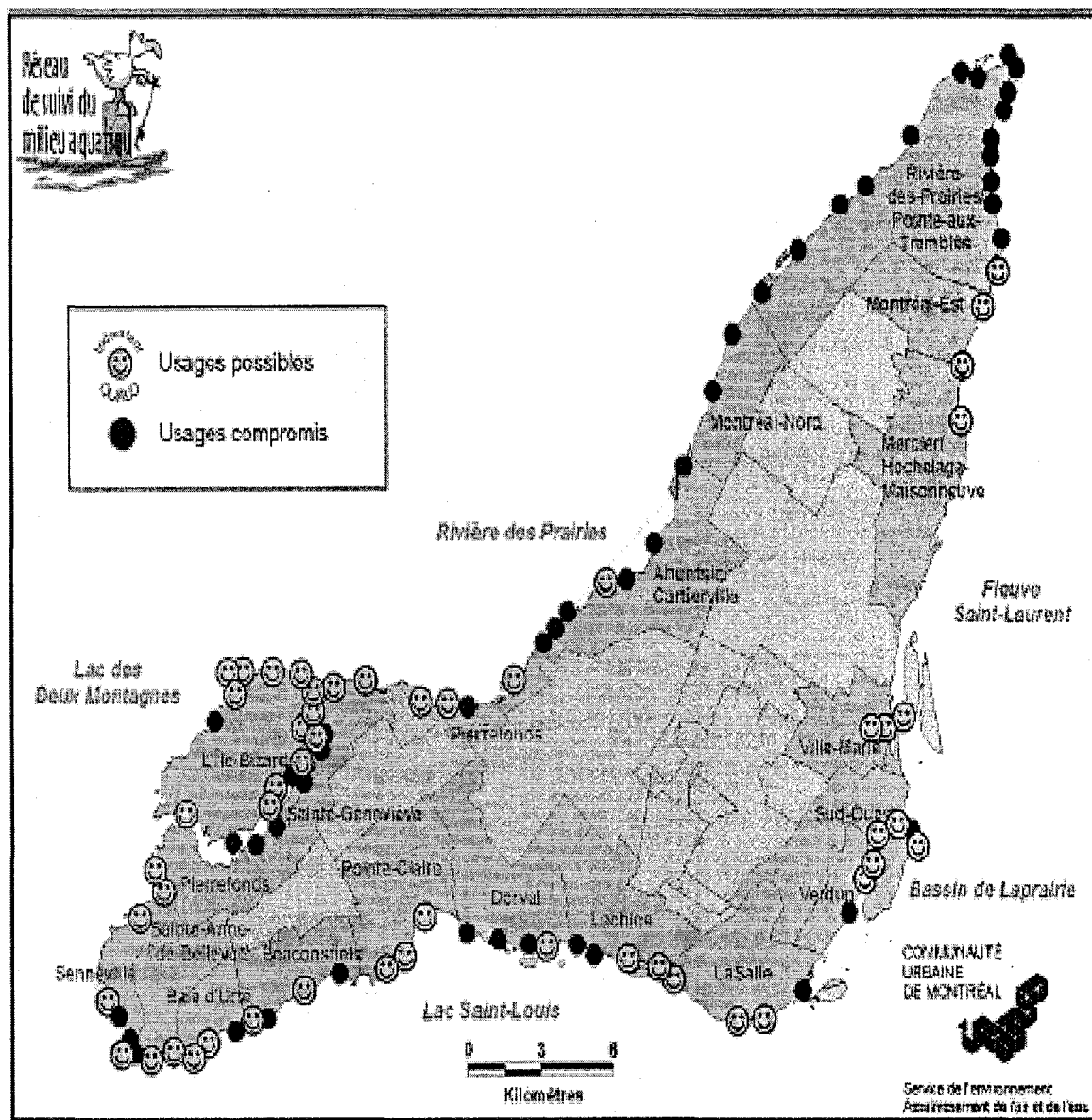


Figure 2.2 Sites potentiels pour les usages de contact primaire avec l'eau en 1999

Tirée de (Dominique F. et Hubet D., 2000) pour illustration.

d- Contraintes liées aux métaux lourds

Les métaux lourds sont des indicateurs de pollution importants à détecter à cause de leurs effets toxiques sur la vie aquatique et de leurs impacts de contamination des sources d'approvisionnement en eau potable. Une très grande variété de métaux lourds peut se retrouver dans les rejets urbains du temps de pluie, comme l'a bien mis en évidence le programme américain (U.S. EPA, 1983). On souligne principalement la présence du plomb, du cuivre et du zinc à des niveaux dépassant largement les critères recommandés pour le maintien de la vie aquatique. Les contraintes liées à ce type de pollution, peuvent se traduire aussi, par les équations (2.16) et (2.17) en appliquant les substitutions appropriées.

e- Contraintes liées à la matière organique

La décomposition de la matière organique par les microorganismes implique une diminution des niveaux d'oxygène dissous(OD), élément vital pour la faune et la flore aquatique. Les problèmes les plus aigus associés à une baisse d'oxygène dissous se retrouvent le plus souvent dans des secteurs pourvus de réseaux unitaires qui débordent vers le milieu récepteur. En effet, une forte teneur en matière organique dans le rejet, provoque une trop grande baisse en OD qui entraîne la mort des espèces aquatiques présentes dans le milieu récepteur par suffocation.

Par dilution et ré-aération, les cours d'eau sont capables d'absorber une certaine quantité de la matière organique biodégradable supplémentaire. Il importe toutefois, de pouvoir évaluer cette capacité de façon à contrôler le mieux possible les impacts sérieux d'une baisse en OD sur la santé des écosystèmes aquatiques. Ainsi, des systèmes de contrôle de la conformité des rejets ont été mis en place. Ces systèmes définissent des teneurs maximales en DBO₅ et DCO et des teneurs minimales en OD. À titre indicatif, les teneurs admissibles par la réglementation française sont colligées dans le tableau VI.

Tableau VI

Teneurs maximales admissibles pour les indicateurs de pollution en matière organique selon la réglementation française (Deschamps J. D., 1994)

Paramètre	Classe de qualité du rejet				
	Excellent	Bonne	Passable	Médiocre	Mauvaise
DBO5 (mg/l)	< 3	3-5	5-10	10-25	> 25
DCO (mg/l)	< 20	20-25	25-40	40-80	> 80
OD (mg/l)	> 7	5-7	3-5	1.5-3	< 1.5

Par ailleurs, ce processus de biodégradation a fait l'objet de plusieurs modélisations. Nous décrivons ci-après le modèle le plus populaire élaboré par Streeter M.W. et Phelps E.B. (1925), qui suit à la fois l'évolution de la demande biologique en oxygène (DBO), censée représenter la matière organique, et celle de l'OD, paramètre fondamental dans la description de la qualité de l'eau du milieu. Ce modèle est basé sur les deux hypothèses simplificatrices suivantes :

- la décomposition de la matière organique et la réoxygénation de l'eau suivent une cinétique du premier ordre,
- la consommation d'oxygène et de DBO par la population microbienne se fait indépendamment de l'état de décomposition et du type de la matière organique.

La simulation du processus de biodégradation de la matière organique par ce modèle mis en exergue un point critique où l'on assiste à un déficit maximum en OD. C'est ce point critique qui contrôle donc l'impact maximum sur l'environnement de tout rejet contenant de la matière organique. Ainsi, sur la base de ce modèle ce déficit critique en OD est donné par :

$$D_c = \frac{k_d}{k_r} L_0 e^{-k_d t_c} \quad (2.18)$$

où :

D_c : déficit maximum en oxygène dissous (mg/l)

k_d : coefficient de désoxygénation (jour⁻¹)

k_r : coefficient de ré-aération (jour⁻¹)

L_0 : DBO ultime du mélange au point du rejet (mg/l)

t_c : temps d'occurrence du déficit critique (jour)

la valeur du temps critique t_c est donnée par :

$$t_c = \frac{1}{k_r - k_d} \ln \left[\frac{k_r}{k_d} \left(1 - D_0 \frac{k_r - k_d}{k_d L_0} \right) \right] \quad (2.19)$$

où : D_0 est le déficit initial en OD au point de rejet (mg/l)

Le coefficient de ré-aération k_r est donné par :

$$k_r = k_{r20} (1.024)^{T-20}$$

avec :

$$k_{r20} = \frac{3.9 V^{0.5}}{H^{1.5}} \quad (2.20)$$

où :

T : température en °C

k_{r20} : est le coefficient de ré-aération à 20 °C

V : vitesse de l'écoulement en m/s

H : profondeur de l'écoulement en m

Des valeurs typiques du coefficient k_{r20} , établies par Hann et Willey (1972) ont été synthétisées dans le tableau VII.

Tableau VII

Coefficient de ré-aération de milieux aquatiques à 20 °C
(Hann et Willey, 1972)

Milieu	K_r (20 °C) en jour ⁻¹
Lac	0.23-0.34
Rivière à vitesse faible	0.34-0.46
Rivière à vitesse moyenne	0.46-0.69
Rivière à vitesse forte	0.69-1.15
Rapides, chutes	> 1.15

Le coefficient de désoxygénation k_d est donné par :

$$k_d = k_{d20} (1.047)^{T-20} \quad (2.21)$$

Des valeurs typiques de ce coefficient à 20 °C, sont données dans le tableau VIII.

Tableau VIII

Coefficient de désoxygénation à 20 °C correspondant à différents types de matières oxydables (Hann et Willey, 1972)

Nature des matières oxydables	K_d (20 °C) en jour ⁻¹
Matière organique peu dégradable	0.10-0.20
Rejets domestiques épurés	0.20-0.25
Matière organique très dégradable	0.25-0.50

Il ressort donc, de cette revue bibliographique sur l'état des connaissances en matière de biodégradation des rejets organiques, que la concentration critique de l'OD est l'élément déterminant pour contrôler les impacts nuisibles à l'équilibre du milieu récepteur. Ainsi, la contrainte liée à ce paramètre peut se traduire par :

$$C_{OD}^a \leq C_{OD}^{critique} = C_s - D_c \quad (2.22)$$

où :

C_{OD}^a : concentration en oxygène dissous admissible

$C_{OD}^{critique}$: concentration critique en OD

C_s : concentration à saturation en OD dans le milieu. Ce paramètre dépend fortement de la température ambiante.

Cette contrainte est non linéaire par rapport à la variable principale de la fonction-objectif définie plus haut. Pour pouvoir surmonter cette difficulté et appliquer la méthode du simplexe, basée sur une programmation mathématique linéaire, la combinaison des équations (2.18) et (2.19) nous a permis d'écrire:

$$D_c \approx K_2^{K_1+1} L_0 \left(1 + \frac{D_0}{K_1 L_0}\right)^{K_1} \quad (2.23)$$

Où : $K_1 = \frac{-k_d}{k_r - k_d}$ et $K_2 = \frac{k_d}{k_r}$

Comme le montrent les tableaux VII et VIII, la constante K_1 est de l'ordre de l'unité. Pour des milieux récepteurs s'écoulant à des vitesses moyennes et pour des rejets à forte biodégradabilité. Sous ces conditions et étant donnée que la DBO ultime du mélange (L_0) est généralement largement supérieure au déficit initial en oxygène (D_0), l'équation (2.23) devient :

$$Dc \approx K_2^{K_1+1} L_0 \left(1 + \frac{D_0}{L_0}\right) \quad (2.24)$$

Avec :

$$L_0^{mélange} = \frac{L_{0,i}^{eff} \cdot Q_i^D + L_{0,i}^r \cdot Q_i^r}{Q_i^D + Q_i^r} \quad (2.25)$$

$$D_0 = C_s - C_0^{mélange} \quad (2.26)$$

$$C_0^{mélange} = \frac{C_{0,i}^{eff} \cdot Q_i^D + C_{0,i}^r \cdot Q_i^r}{Q_i^D + Q_i^r} \quad (2.27)$$

En combinant les équations 2.24 à 2.27 et l'inéquation 2.22, nous pouvons écrire que :

$$\left(L_{0,i}^{eff} - C_{0,i}^{eff} - \left(\frac{1-k}{k}\right)C_s + \frac{C_{OD}^a}{k}\right) Q_i^D \leq \left(C_{0,i}^r + \left(\frac{1-k}{k}\right)C_s - \frac{C_{OD}^a}{k} - L_{0,i}^r\right) Q_i^r \quad (2.28)$$

Soit, une formulation semblable à celles établies pour l'ensemble des indicateurs de pollution étudiés plus haut :

$$\Psi_{OD,i}^{eff} \leq \Phi_{OD,i}^r$$

Enfin, lors de la résolution du problème ainsi défini, il faut respecter la condition de non négativité qui s'écrit sous la forme suivante :

$$Q_i^D \geq 0 \quad (2.29)$$

CHAPITRE 3

MISE EN ŒUVRE ET VALIDATION DES MÉTHODOLOGIES PROPOSÉES

3.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la mise en œuvre et à la validation des méthodologies proposées dans les chapitres précédents. Le territoire de la ville de Verdun, nouvel arrondissement de la grande ville de Montréal, a été retenu pour cette application. Parmi les critères qui ont motivé ce choix, nous citons entre autres, la qualité et la quantité des informations disponibles relativement à ce territoire.

Ainsi, ce territoire est divisé en deux grandes parties : la terre ferme et l'île des sœurs. Pour la suite de l'étude nous allons nous limiter à la terre ferme dont les caractéristiques générales sont colligées dans le tableau IX.

Rappelons que ce territoire fait partir des 74 bassins desservis par le réseau des intercepteurs (nord et sud) de la communauté urbaine de Montréal. Ces bassins sont drainés par quelque 180 émissaires situés tout autour de l'île de Montréal. La terre ferme de l'arrondissement de Verdun comporte trois de ces émissaires de drainage qui sont raccordés à l'intercepteur sud via des ouvrages de régulation qui permettent lors d'événements pluvieux intenses, de contrôler les débits acheminés vers la station d'épuration, en fonction de la capacité disponible dans l'intercepteur.

Pour une vision organisée de l'application effectuée, ce chapitre est structuré en deux parties :

La première partie a pour objectif la mise en œuvre et la validation de la méthodologie systématique proposée dans le chapitre I et qui consiste à substituer une modélisation globale à une modélisation détaillée d'un réseau d'assainissement. Les

Tableau IX

Informations générales tirées de statistiques Verdun

Terre ferme de l'arrondissement de Verdun	
Population	52 414 habitants
Superficie	6.05 km ²
Longueur de rues	72.31 km
Longueur des ruelles	30 km
Longueur de trottoirs	115.97 km
Longueur de piste cyclable	11.6 km
Longueur de piste piétonnière	3.52 km
Longueur d'égout (pluvial, sanitaire et combiné)	74.64 km
Superficie totale de parcs	85.63 ha
Superficie de terrains de sport	21.52 ha
Superficie des espaces verts	2.44 ha

campagnes de mesures réalisées dans le bassin hydrographique I du territoire considéré (S. Bennis, 2000) ont servi de référence pour évaluer la performance de la méthodologie proposée.

La deuxième partie dresse les bilans de performance et interprète les résultats de la mise en œuvre de la méthodologie préconisée pour une gestion dynamique et optimale des systèmes d'assainissement. Les bassins hydrographiques I, II et III du territoire considéré ont servi du support pour cette application.

3.2 Mise en œuvre et validation de l'approche systématique préconisée pour la modélisation hydrologique des bassins urbanisés

Le bassin hydrographique N°1 faisant l'objet de cette étude, est limité à l'est par l'aqueduc et l'usine de filtration de la ville de Montréal. Au nord, ce secteur est délimité par le territoire de la ville de Montréal, à l'ouest par la 1^{ère} avenue et au sud par le fleuve Saint-Laurent. Le réseau drainant ce bassin est raccordé à son exutoire à la station de pompage Rhéaume par deux conduites de diamètres 1370mm, 910mm et une conduite de 1370mmx1675mm.

Schématiquement, comme le montre la figure 3.1, au sens de l'approche préconisée le réseau peut être représenté par un seul nœud raccordé à la station de pompage par une conduite équivalente.

À l'exutoire, ce bassin versant totalise une superficie de 177 hectares, dont des surfaces perméables et des surface imperméables directement ou indirectement drainées. Globalement le bassin comprend 41.3 hectares de surfaces imperméables directement drainées (toitures) et 135.7 hectares de surfaces avec un pourcentage d'imperméabilité, indirectement drainé, de 38.5%. Ce bassin est caractérisé par une pente de terrain dont la forme peut être assimilée à un bol présentant plusieurs points bas, particularité qui

n'est pas étrangère à la fréquence des inondations dans ce secteur. La pente générale de ce secteur est de l'ordre de 0.5%.

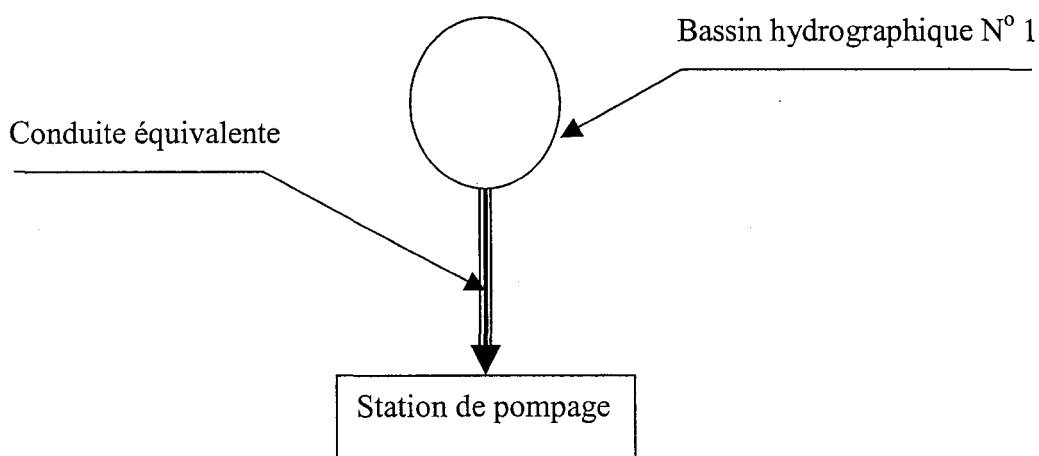


Figure 3.1 modélisation globale du bassin hydrographique N° 1

Pour valider notre approche, trois événements pluviométriques, tirés de la campagne de mesure réalisée par Saad Bennis (S. Bennis, 2000), ont été considérés, à savoir:

- l'événement du 30 septembre 1999 ;
- l'événement du 23 août 2000 ;
- et, l'événement du 12 septembre 2000 .

Les débits générés par ces événements sont mesurés à la station de pompage Rhéaume. Ces débits nous ont servis de référence pour juger de la pertinence de notre méthodologie.

Afin de limiter la subjectivité dans l'évaluation de la qualité et de la pertinence des résultats, nous avons considéré trois critères de performance mesurant l'écart entre les variables calculées et les variables mesurées.

Le premier critère est basé sur le coefficient de Nash donné par l'équation (3.1). Il s'agit du critère le plus utilisé en hydrologie pour apprécier la concordance entre les débits mesurés et ceux simulés.

$$Nash = 1 - \frac{\left[\sum_{i=1}^n [Q_{mes}(i) - Q_{cal}(i)]^2 \right]}{\sum_{i=1}^n [Q_{mes}(i) - Q_{mes}^{moy}]^2} \quad (3.1)$$

Où :

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

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

Q_{mes}^{moy} : 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 analyser les problèmes de débordement, il est primordial de connaître le rapport entre le débit de pointe et le débit admissible ($Q_{max}/Q_{admissible}$). on peut alors définir un critère de performance en rapport avec le débit de pointe par la relation suivante:

$$R_{Qp} = \frac{Q_{pcal}}{Q_{pmes}} \quad (3.2)$$

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

En fin, 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 d'occurrence des débits de pointe, soit:

$$\Delta T = |T_{Qp}^{simulé} - T_{Qp}^{observé}| \quad (3.3)$$

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

3.2.1 Cheminement de la méthodologie

L'application de l'approche systématique préconisée, fait appel à quatre étapes séquentielles :

Étape 1 : Collecte et préparation des données requises

Lors de cette étape il est important de consulter :

- la carte d'occupation des sols pour caractériser le bassin versant en déterminant sa superficie, ses pentes générales, la nature de ses sols, leur occupation et leur taux d'imperméabilité,
- le plan général du réseau en vue d'évaluer la longueur total des principales conduites collectrices et leur capacité hydraulique,

- toute les études hydrologiques réalisées dans le bassins versant considéré ou dans la région hydrologique intégrant celui-ci en vue de caractériser les pluies utilisées par leur distribution et leur intensité-durée-fréquence.

Étape 2: Evaluation des paramètres clés de l'approche préconisée (Tr et D)

Dans le contexte de cette application les événements pluviométriques considérés ont une fréquence inférieure à 2/1an. Ces pluies génèrent des débits de pointe n'excédant pas le débit admissible dans le réseau. Donc le taux de remplissage du réseau défini par l'équation (2.) est inférieure à l'unité ($Tr < 1$) .

Par ailleurs, la densité de ramification D définie comme étant le rapport entre la longueur totale des conduites collectrices du réseau et la surface du bassin versant drainé est évaluée à 62.6 m/ha.

Étape 3 : Modélisation globale du réseau

Au niveau de cette étape, on effectue une transformation pluie – débit. Le bassin versant est schématisé par un seul nœud à l'exutoire (voir figure 3.1). La propagation de l'hydrogramme dans le réseau est donc négligée ; cette étape requiert l'utilisation du module RUNOFF du logiciel XP-SWMM (Storm Water Management Model) ou d'un module équivalent, dont l'exécution génère les hydrogrammes ($Q_g(t)$) correspondants aux événements pluviométriques considérés.

Étape 4 : Ajustement des résultats découlant de la modélisation globale

En considérant les éléments de l'étape 2 et les corrélations établies dans les figures 1.16 et 1.25, l'équation (1.14) nous permet d'ajuster les résultats de l'étape 3, en vue d'obtenir des hydrogrammes permettant un meilleur rapprochement de la réalité.

3.2.2 Application et analyse des résultats

Sur les figures 3.2, 3.3 et 3.4 sont présentés les hydrogrammes calculés à l'étape3 (modélisation globale du réseau) et ceux réellement mesurés à la station Rhéaume. Les résultats d'une étude de comparaison, basée sur les trois critères de performance prédéfinis, sont récapitulés dans le tableau X.

Tableau X
Comparaison des hydrogrammes mesurés et des hydrogrammes calculés à la base
d'une modélisation globale

Événement	Nash	R _{Qp}	ΔT (min)
30/09/1999	0.45	1.40	15
23/08/2000	0.34	1.55	15
12/09/2000	0.61	1.51	5.0
Moyenne	0.47	Écart: ± 49 %	12

Comme on s'y attendait, l'élimination de toutes les conduites du réseau de drainage (modélisation globale), diminue le stockage dans le bassin et augmente par conséquent le débit de pointe et le rend hâtif. Ceci explique l'importance des écarts, illustrés par le tableau X, entre les grandeurs calculées et celles mesurées.

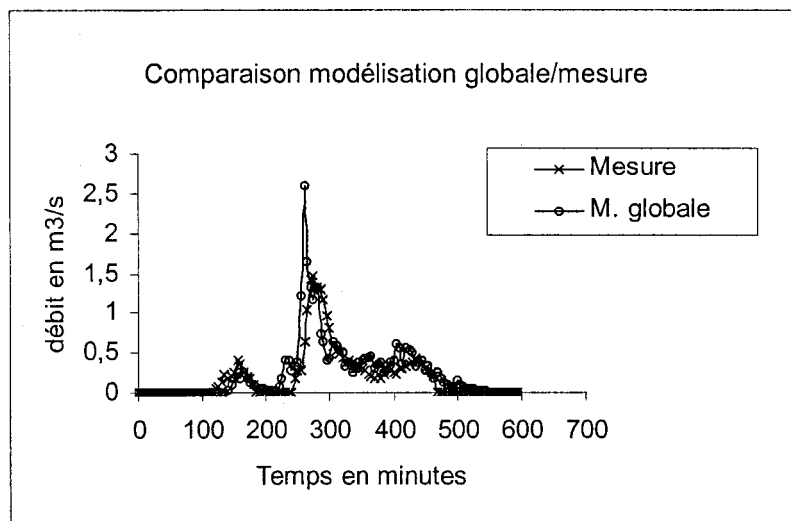


Figure 3.2 Simulation de l'événement du 30 septembre 1999

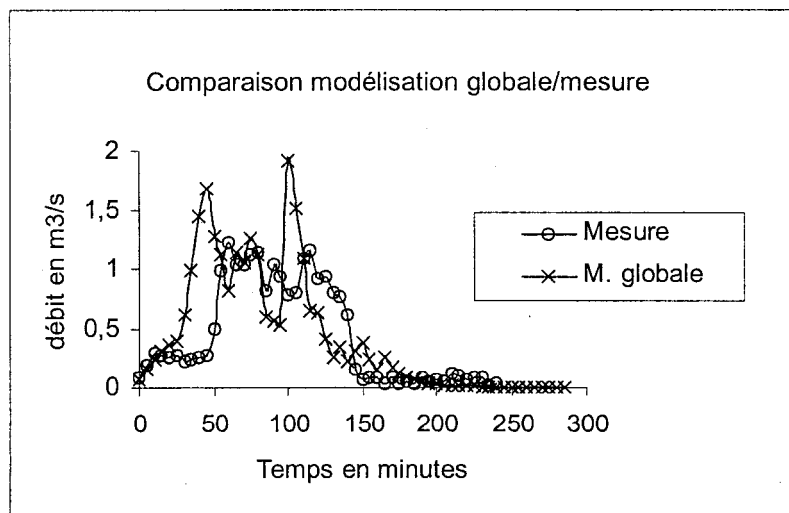


Figure 3.3 Simulation de l'événement du 23 août 2000

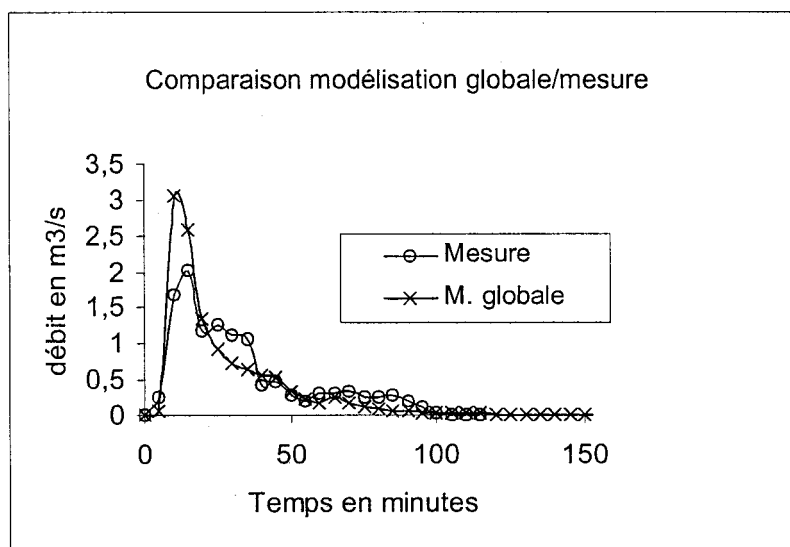


Figure 3.4 Simulation de l'événement du 12 septembre 2000

Pour minimiser ces écarts et se rapprocher davantage de la réalité, nous avons fait appel aux corrections préconisées par l'approche systématique proposée. Ainsi, comme le montre le tableau XI et les figures 3.5, 3.6 et 3.7, l'étape 4 nous a permis de réduire les écarts soulignés plus haut et de se rapprocher au mieux de la réalité.

Tableau XI

Comparaison des hydrogrammes mesurés et des hydrogrammes calculés à la base de l'approche préconisée

Événement	Nash	RQp	ΔT (min)
30/09/1999	0.81	1.06	4.0
23/08/2000	0.69	0.94	2.5
12/09/2000	0.87	0.96	2.0
Moyenne	0.80	Écart: $\pm 5 \%$	3

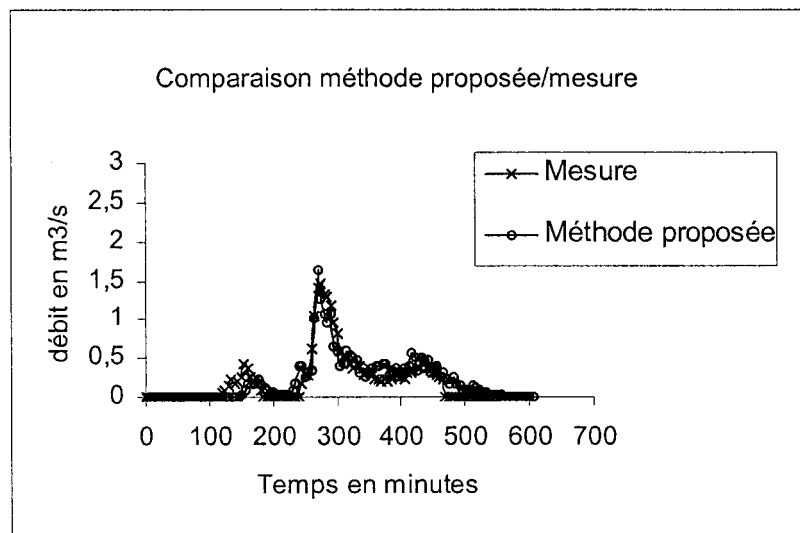


Figure 3.5 Simulation de l'événement du 30 septembre 1999

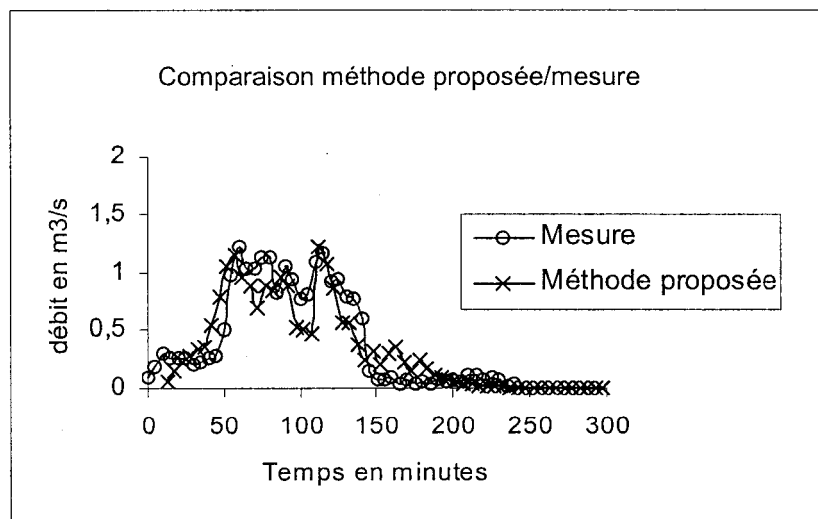


Figure 3.6 Simulation de l'événement du 23 août 2000

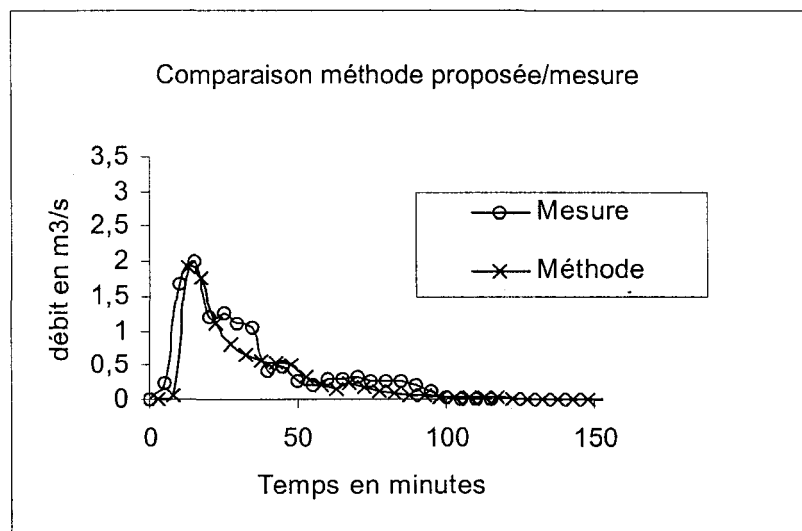


Figure 3.7 Simulation de l'événement du 12 septembre 2000

Dans le cadre du plan directeur élaboré en 1995 par la firme les Consultants BGH Planning Inc. et mis à jour en 2000 par la firme Dynetsys Technologies Inc. (Yves Dion, 2000), tout le territoire desservi par la station de pompage Rhéaume a été finement caractérisé. Ainsi, ce bassin versant a été fractionné en soixante-six sous-bassins (figure 3.8). Chaque sous-bassin est composé de surfaces perméables et de surfaces imperméables, directement ou indirectement drainées.

Cette caractérisation plus fine a été basée sur la consultation de plusieurs documents, notamment le plan général des égouts de l'arrondissement, le plan de zonage, la matrice graphique du service de la cartographie du ministère de l'énergie, des mines et des ressources, et finalement de nombreux relevés in situ qui ont été effectués par l'ingénieur de l'arrondissement. La représentation de ce réseau dans le format du logiciel XP-SWMM (Storm Water Management Model) est donnée dans la figure 3.9 où les sous-bassins sont connectés aux différents nœuds. Le réseau présenté ne comprend pas l'ensemble des canalisations du bassins, mais uniquement les canalisations principales.

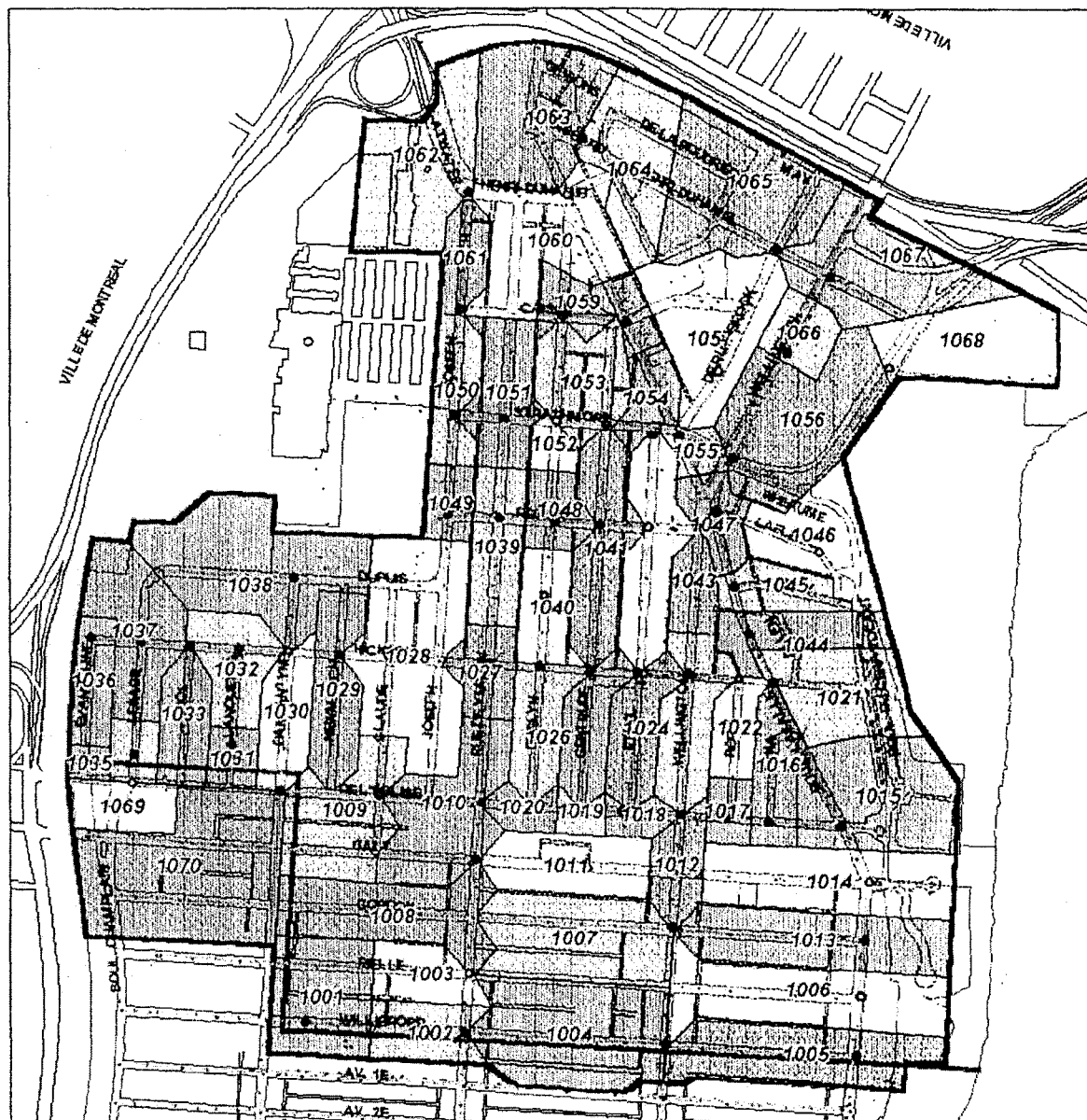


Figure 3.8 Caractérisation fine du bassin hydrographique N°1
(Yves Dion, 2000)

Le modèle basé sur cette caractérisation détaillée est utilisé pour simuler les événements de pluie ayant causé des inondations sur ce bassin versant. Les écarts entre les débits mesurés et simulés sont du même ordre de grandeur que ceux mis en relief par l'approche préconisée. On parle d'environ 8% d'écart entre les débits de pointe et de 4 minutes de déphasage entre leur temps d'occurrence (Yves Dion, 2000).

Il est à souligner donc que la méthodologie proposée permet de reproduire les caractéristiques hydrauliques mesurées avec le même degré de précision que la modélisation détaillée.

Par ailleurs, la modélisation détaillée est utile lorsqu'il s'agit de localiser d'une manière précise les endroits de dysfonctionnement dans le réseau. Cependant, l'approche préconisée est surtout pratique lorsqu'on est intéressé uniquement par le débit à l'exutoire du bassin. En effet, le coût, la simplicité et la rapidité dans l'exécution de ladite approche rencontrent les exigences recherchées par une gestion centralisée en temps réel des réseaux d'assainissement. La modélisation détaillée du réseau dans ce contexte est donc inutile.

3.3 Mise en œuvre de la méthodologie proposée pour l'optimisation des rejets urbains du temps de pluie

Les trois bassins hydrographiques composant la terre ferme de l'arrondissement de Verdun ont servi de support pour la mise en œuvre de la méthodologie proposée. Lors de cet exercice quatre étapes séquentielles sont à exécuter:

- 1- modélisation hydrologique des bassins versants considérés et élaboration des hydrogrammes associés à l'événement pluviométrique choisi ;
- 2- calcul de la charge polluante initiale et élaboration des pollutogrammes associés à l'événement pluviométrique choisi ;

- 3- définition de scénarios de gestion en fonction des contraintes hydrauliques et environnementales.
- 4- simulation des scénarios de gestion considérés, et établissement des bilans de performance de la méthodologie préconisée.

3.3.1 Modélisation hydrologique des bassins considérés

Dans le cadre d'une gestion en temps réel des rejets urbains de temps de pluie le gestionnaire est intéressé surtout aux débits à l'exutoire du bassin versant et aux débits au niveau d'un certain nombre de points de contrôle jouant le rôle d'ouvrages de régulation dans le réseau. Ainsi, chacun des trois bassins hydrographiques faisant l'objet de cette application, a été représenté par un ensemble de sous-bassins drainés par les conduites collectrices principales. Cette représentation simplifiée a un double avantage : d'une part, la minimisation des coûts engendrés par les investigations requises pour la modélisation des bassins versants à l'étude et d'autre part, la simplicité et la rapidité d'exécution qui rencontrent les exigences de la gestion en temps réel préconisée.

3.3.1.1 Caractérisation des bassins hydrographiques

a- Bassin hydrographique N°1

Le bassin hydrographique N°1 totalise une superficie d'environ 177 hectares. Comme le montre la figure 3.10, ce bassin a été découpé en quatre sous-bassins drainés par trois conduites collectrices principales.

La caractérisation de l'ensemble des sous-bassins considérés a été basée sur la consultation du plan général des égouts de l'arrondissement, du plan de zonage et de la matrice graphique du service de la cartographie du ministère de l'énergie, des mines et des ressources. Les éléments de cette étude de caractérisation ont été colligés dans les tableaux XII et XIII.

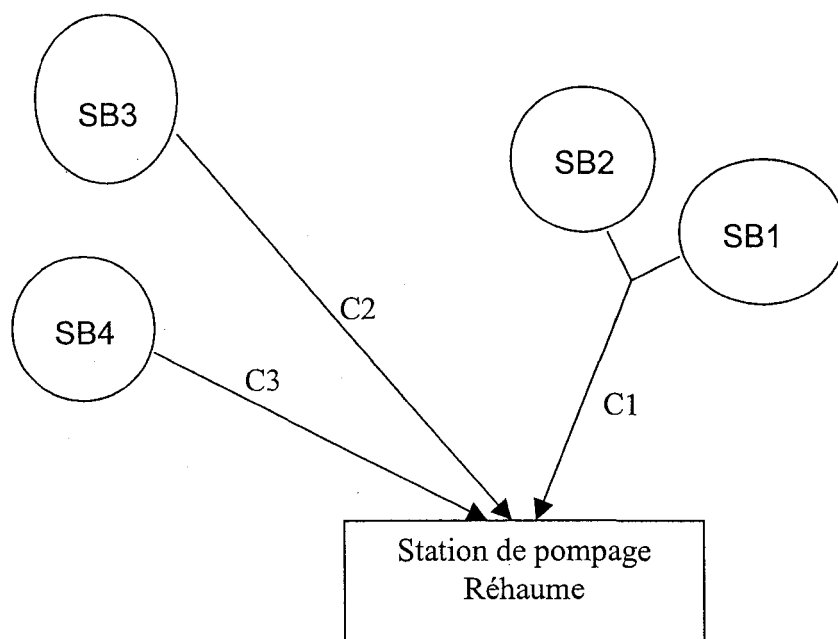


Figure 3.10 Modélisation globale du bassin hydrographique N° 1

Tableau XII
Caractéristiques des sous-bassins composant le bassin hydrographique N°1

	Sous-bassins			
Caractéristiques	SB1	SB2	SB3	SB4
Superficie (ha)	33.0	73.5	35.7	28.8
Imperméabilité (%)	49	58	58	43
Largeur de drainage (m)	700	1250	1750	850
Pente moyenne (%)	0.5	0.5	0.5	0.5

Tableau XIII
Caractéristiques des conduites collectrices principales dans le bassin
hydrographique N°1

Conduite	Diamètre mm	Longueur m	Radier		Pente %
			amont	aval	
C1	1350x1650	60.00	9.00	6.99	0.77
C2	1350	145.00	9.18	6.99	0.12
C3	915	183.00	10.00	6.99	0.15

b- Bassin hydrographique N02

Le bassin hydrographique N^o2 totalise une superficie d'environ 154 hectares. Comme le montre la figure 3.11, ce bassin a été subdivisé en trois sous-bassins drainés par quatre conduites collectrices principales. Les principaux résultats découlant de l'étude de caractérisation de ce bassin sont récapitulés dans les tableaux XIV et XV.

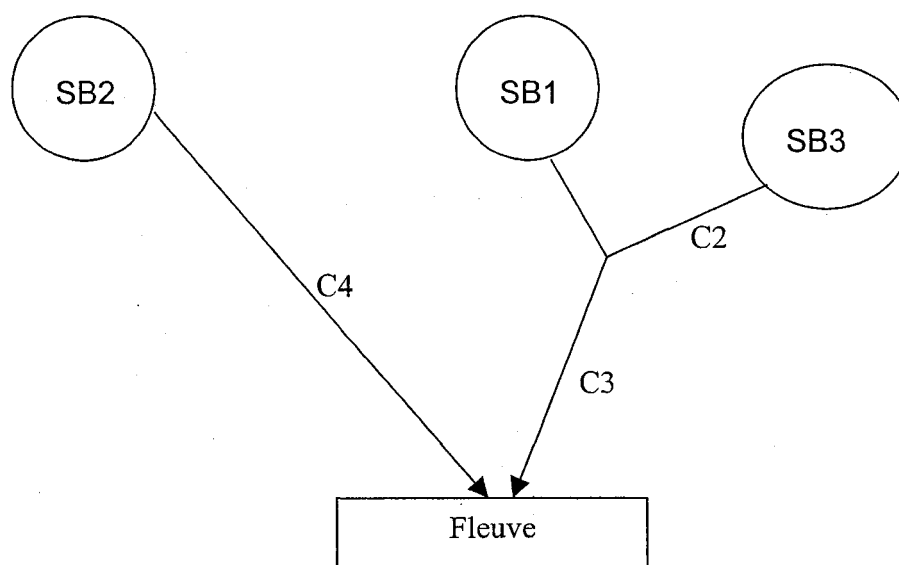


Figure 3.11 Modélisation globale du bassin hydrographique N^o 2

Tableau XIV

Caractéristiques des sous-bassins composant le bassin hydrographique N⁰2

	Sous-bassins		
Caractéristiques	SB1	SB2	SB3
Superficie (ha)	64.0	43.0	47.0
Imperméabilité (%)	58	42	58
Largeur de drainage (m)	1000	800	1350
Pente moyenne (%)	0.5	0.5	0.5

Tableau XV

Caractéristiques des conduites collectrices principales dans le bassin hydrographique N⁰2

Conduite	Diamètre mm	Longueur m	Radier		Pente %
			amont	aval	
C1	1220	64.70	11.64	11.17	0.73
C2	1370	62.80	11.40	11.17	0.38
C3	1525x1525	306.20	11.17	10.68	0.16
C4	1220	337.70	12.34	11.46	0.26

c- Bassin hydrographique N°3

Le bassin hydrographique N°3 totalise une superficie d'environ 213 hectares. Comme le montre la figure 3.12, ce bassin a été composé de trois sous-bassins drainés par deux conduites collectrices principales. Les principaux résultats découlant de l'étude de caractérisation de ce bassin sont récapitulés dans les tableaux XVI et XVII.

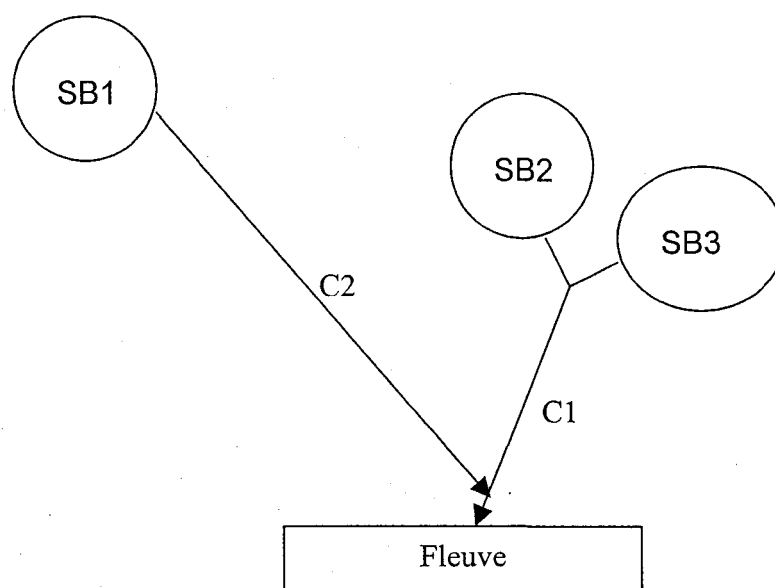


Figure 3.12 Modélisation globale du bassin hydrographique N° 3

Tableau XVI

Caractéristiques des sous-bassins composant le bassin hydrographique N°3

	Sous-bassins		
Caractéristiques	SB1	SB2	SB3
Superficie (ha)	91.5	87.5	34
Imperméabilité (%)	40	42	47
Largeur de drainage (m)	1150	800	1200
Pente moyenne (%)	0.5	0.5	0.5

Tableau XVII

Caractéristiques des conduites collectrices principales dans le bassin hydrographique N°3

Conduite	Diamètre mm	Longueur m	Radier		Pente %
			amont	aval	
C1	1800	96.49	11.95	11.83	0.12
C2	1350	26.40	12.01	11.83	0.68

3.3.1.2 Élaboration des hydrogrammes

Dans le cadre de cette application, nous avons considéré une pluie de projet ayant une période de retour 1/2 ans. Le choix de cette fréquence est justifié plus loin dans le paragraphe §3.3.2.2. La détermination des caractéristiques de cette pluie a été basée d'une part, sur la courbe intensité-durée-fréquence (figure 1.7) et d'autre part, sur la répartition développée pour le sud de Québec par l'Atmospheric Environment Service (figure 1.8).

Le ruissellement, associés à cet événement pluviométrique, a été calculé moyennant l'approche systématique développée dans le chapitre 1 et validée au paragraphe §3.2. Les figures 3.13, 3.14 et 3.15 présentent les hydrogrammes résultants aux exutoires des bassins hydrographiques considérés.

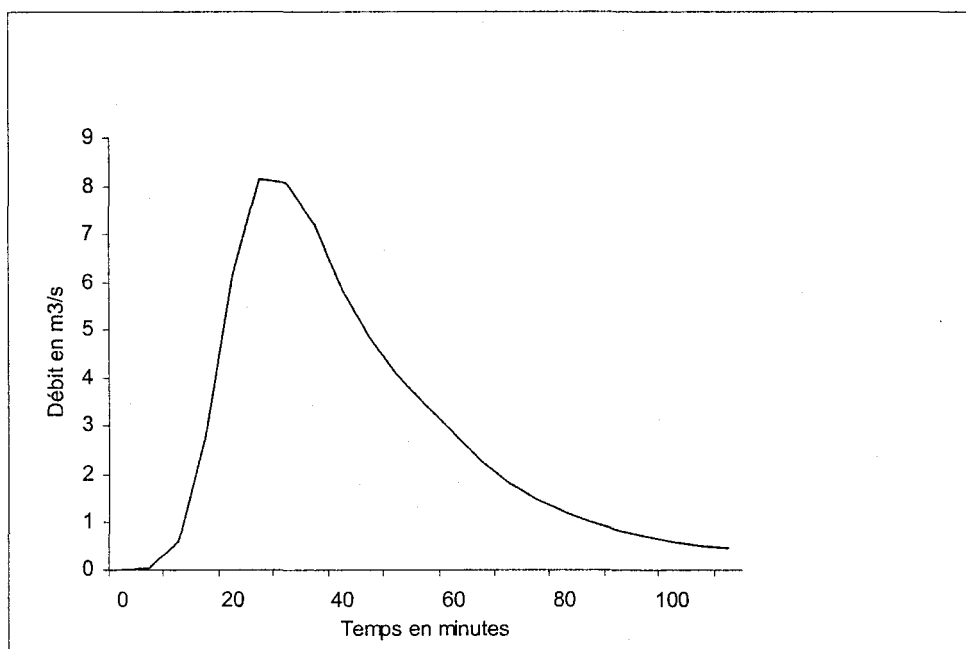


Figure 3.13 Hydrogramme à l'exutoire du bassin 1
pluie bi-annuelle

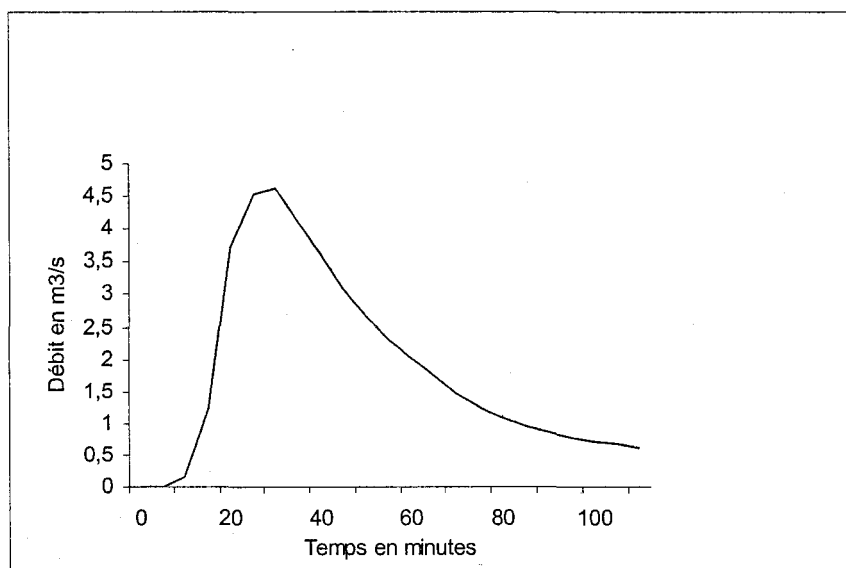


Figure 3.14 Hydrogramme à l'exutoire du bassin 2
pluie bi-annuelle

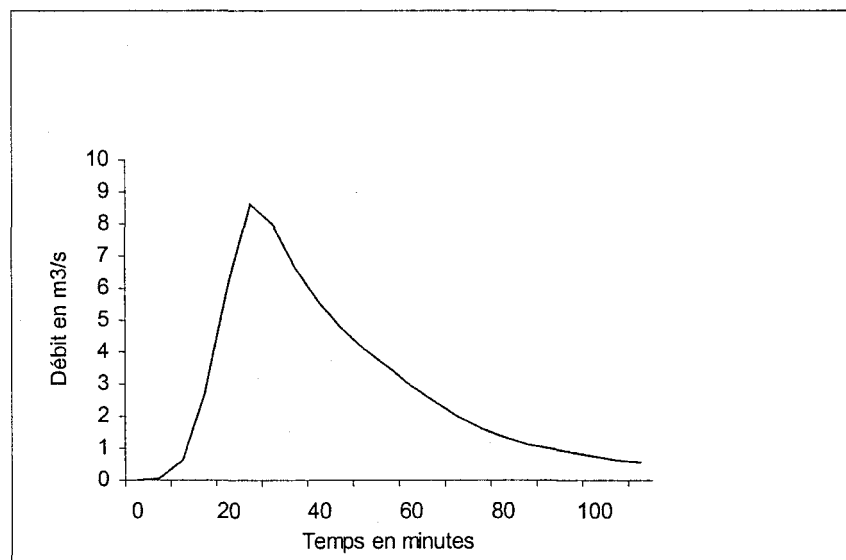


Figure 3.15 Hydrogramme à l'exutoire du bassin 3
pluie bi-annuelle

3.3.2 Calcul de la charge polluante initiale et élaboration des pollutogrammes associés à l'événement pluviométrique choisi

Le choix de l'indicateur (ou des indicateurs) de pollution à considérer dépend des objectifs environnementaux et surtout des limitations budgétaires. Rappelons que l'objectif de cette application ne vise pas à résoudre la problématique dans toute sa complexité sur l'ensemble du territoire de la ville de Montréal. Mais plutôt, il s'agit de mettre en relief la faisabilité et l'intérêt de l'approche proposée. De ce fait, et d'une manière arbitraire nous avons choisi la Demande Biochimique en Oxygène (DBO) comme paramètre limitant.

Par ailleurs, les campagnes de mesures réalisées par S. Bennis (2000) et les investigations entreprises par l'arrondissement de Verdun ne couvrent pas les trois bassins hydrographiques considérés. À défaut, dans le cadre de cette application à caractère académique et pour des fins de simulation, nous avons retenu la méthode de l'EPA pour l'élaboration des pollutogrammes requis.

3.3.2.1 Calcul de la charge polluante initiale en DBO₅

La charge polluante initiale dépend de la précipitation annuelle, de la fréquence de balayage, de la densité de la population et de la nature du réseau. Le tableau XVIII donnent des ordres de grandeur de ces éléments déterminants pour les trois bassins versants considérés.

Tableau XVIII
Ordre de grandeur des paramètres influençant la charge polluante initiale

	Bassin hydrographique		
Paramètre	N ⁰ 1	N ⁰ 2	N ⁰ 3
Précipitation annuelle po/an	39	39	39
Densité de la population hab/acre	62	40.4	19.2
facteur de balayage : S	7/20	7/20	7/20
Égout unitaire : facteur β	7.16	3.29	3.29

En considérant l'équation (2.7) et les informations du tableau 3.10, la charge polluante initiale en DBO5 (quantité accumulée entre deux balayages) est répartie comme suit :

Bassin hydrographique N⁰1 : 780.5 kg

Bassin hydrographique N⁰2 : 260.0 kg

Bassin hydrographique N⁰3 : 251.0 kg

3.3.2.2 Élaboration des pollutogrammes

Les pollutogrammes associés à l'événement pluviométrique choisi peuvent être calculés selon le cheminement suivant :

- 1- établissement des hydrogrammes (voir § 3.3.1.2)
- 2- calcul de la charge polluante initiale (voir § 3.3.2.1)
- 3- sélection d'un pas de temps Δt (dans notre cas un intervalle de 5 minutes a été utilisé)

- 4- calcul du volume ruisselé pour chaque intervalle de temps à partir des hydrogrammes établis
- 5- calcul de l'intensité nette moyenne de précipitation sur l'intervalle de temps Δt à partir du volume élémentaire du ruissellement calculé
- 6- calcul de ΔP (quantité de polluant transportée) : équation (2.5)
- 7- calcul de la concentration du contaminant à partir de ΔP et du volume élémentaire de ruissellement
- 8- calcul de la charge polluante restante pour l'étape suivante
- 9- Retour à l'étape 4 en répétant la séquence de calcul jusqu'à ce que le pollutogramme soit complété.

Les figures 3.16, 3.17 et 3.18 présentent les pollutogrammes élaborés. Ces résultats mettent en relief l'agressivité des rejets en fonction de leur provenance. Ainsi, on peut d'ores et déjà conclure que les rejets les plus problématiques pour l'arrondissement de Verdun sont ceux issus du bassin hydrographique N°1.

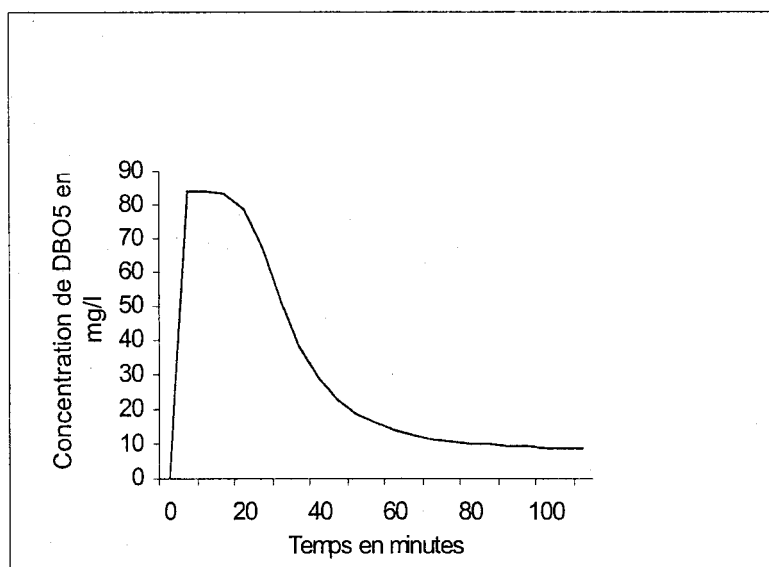


Figure 3.16 Pollutogramme à l'exutoire du bassin 1 pluie bi-annuelle

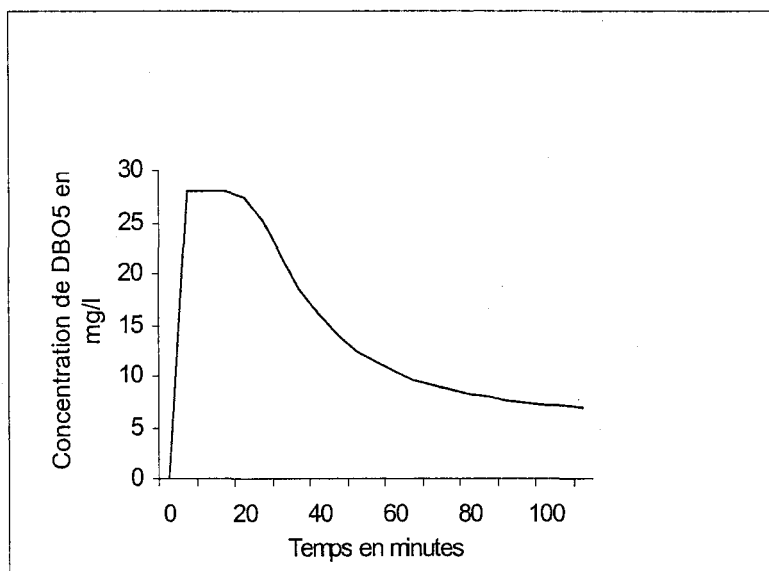


Figure 3.17 Pollutogramme à l'exutoire du bassin 2 pluie bi-annuelle

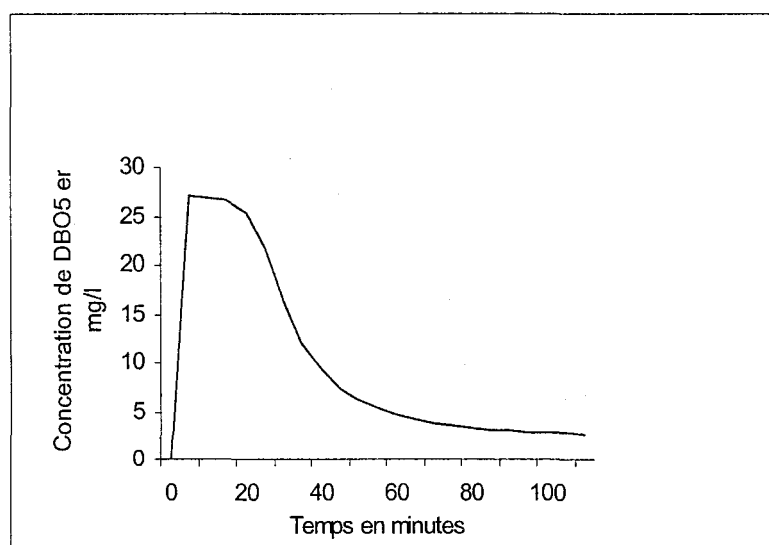


Figure 3.18 Pollutogramme à l'exutoire du bassin 3 pluie bi-annuelle

Les figures 3.19, 3.20 et 3.21 présentent les quantités cumulatives de la pollution organique transportée durant l'événement pluviométrique choisi. Ces quantités cumulatives, représentant entre 85 et 95% des charges polluantes initiales, permettent de justifier le choix de la période de retour considérée (1/2ans).

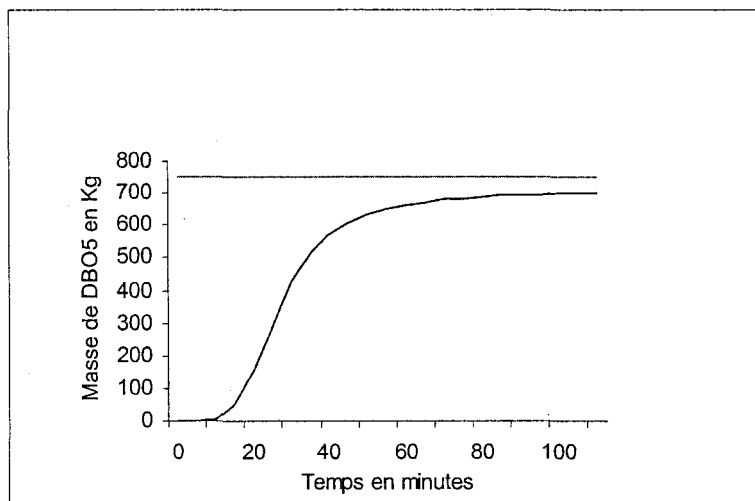


Figure 3.19 Masse cumulative de la DBO₅ à l'exutoire du Bassin 1 (pluie bi-annuelle)

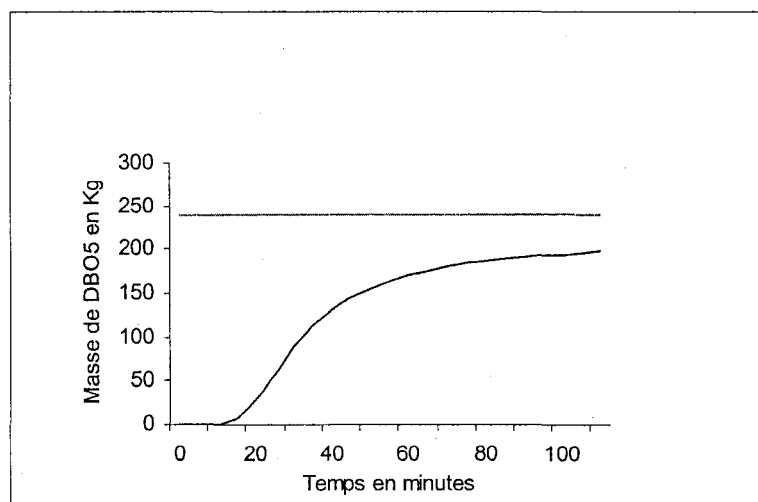


Figure 3.20 Masse cumulative de la DBO₅ à l'exutoire du Bassin 2 (pluie bi-annuelle)

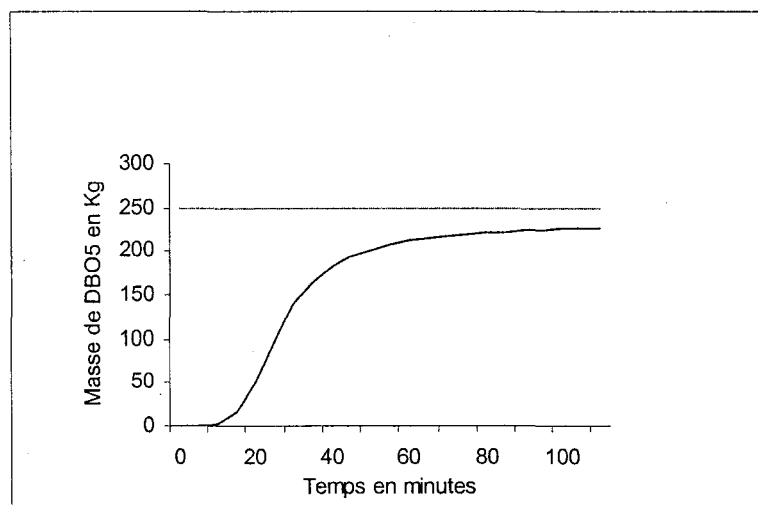


Figure 3.21 Masse cumulative de la DBO₅ à l'exutoire du Bassin 3 (pluie bi-annuelle)

3.3.3 Définition de scénarios de gestion

Dans le cadre d'une gestion en temps réel, les organes de contrôle sont actionnés instantanément de façon à respecter les contraintes liées au stockage dans le réseau, les contraintes liées à la capacité d'interception et de traitement et les contraintes liées à l'agressivité du rejet et à la tolérance du milieu récepteur.

La construction de l'intercepteur sud de la ville de Montréal et l'aménagement de l'infrastructure reliant le puits de pompage à la structure de régulation permettent actuellement une évacuation gravitaire des eaux usées du bassin hydrographique N^o1 vers l'intercepteur. Cependant, la structure de régulation de la ville de Montréal vers l'intercepteur sud limite le débit à 4.25 m³/s. De plus, la ville pourrait, à tout moment empêcher que le débit prescrit issu de ce bassin hydrographique soit évacué via l'intercepteur.

Par ailleurs, les eaux en provenance des bassins hydrographiques 2 et 3 débordent directement vers le milieu récepteur. On dispose donc d'une capacité d'interception variable entre 0 et 4.25 m³/s pour les trois bassins hydrographiques. Toutefois, pour l'événement considéré et en terme de débit de pointe les figures 3.13, 3.14 et 3.15 mettent en relief un débit équivalent d'environ 21 m³/s qui dépasse de loin la capacité d'interception allouée à l'arrondissement de Verdun. À titre d'exemple, une valeur de 2 m³/s est retenue comme valeur contraignante liée à la capacité d'interception et de traitement.

Dans le chapitre 2, nous avons mis en exergue deux paramètres ψ et ϕ caractérisant respectivement l'agressivité du rejet et la sensibilité du milieu récepteur. Lors de cette application l'agressivité du rejet (ψ) est calculée en temps réel pour les trois bassins hydrographiques moyennant une fenêtre mobile se déplaçant par pas de 5 minutes sur les deux vecteurs d'observation de débits et de charges polluantes. Cependant, en l'absence d'un suivi régulier de l'état du milieu récepteur, nous avons considéré trois degrés de sensibilité pour celui-ci :

- 1- milieu très sensible : $\phi \longrightarrow 0$
- 2- milieu insensible : $\phi \longrightarrow \phi_L$
- 3- milieu à sensibilité modérée : $\phi = \phi_L / 2$

Au total, et comme le montre la tableau XIX, trois scénarios de gestion ont été considérés lors de cette application.

Tableau XIX

Scénarios de gestion considérés

	Capacité d'interception et de traitement (m ³ /s)	Sensibilité du milieu récepteur (ϕ en kg/s)		Capacité de stockage dans le réseau
Scenario I	2	$\phi = \phi_L$	Insensible	(*)
Scenario II	2	$\phi = \phi_L/2$	Sensibilité modérée	(*)
Scenario III	2	$\phi = \phi_L/100$	Très sensible	(*)

(*) la capacité de stockage requise pour satisfaire les contraintes hydrauliques et environnementales est déterminée lors de la simulation de chaque scénario de gestion considéré.

3.3.4 Simulation des scénarios de gestion et analyse des résultats

3.3.4.1 Scénario I : milieu récepteur insensible

Une gestion quantitative, se limitant uniquement aux contraintes hydrauliques (équation 2.13), peut aboutir au même résultat qu'une gestion qualitative considérant le milieu récepteur comme insensible vis à vis de la pollution considérée. En partant de ce constat, nous avons pu déterminer la constante ϕ_L par un processus itératif selon le cheminement suivant:

- 1- simulation d'un scénario basé sur une gestion quantitative (éq.2.14)
- 2- incrémentation du paramètre ϕ par un incrément infinitésimal $\Delta\phi$

- 3- simulation d'un scénario basé sur une gestion qualitative pour une contrainte $\phi = \phi + \Delta\phi$ (éq. 2.13 et éq. 2.28)
- 4- comparaison avec la situation de référence (étape 1)
- 5- retour à l'étape 2 en répétant la séquence de calcul jusqu'à ce que l'écart moyen en terme de rejet avec la situation de référence soit minimal ($\phi = \phi_L$)

Comme le montrent les figures 3.22, 3.23, 3.24, 3.25, 3.26 et 3.27 ce rapprochement a été obtenu pour une valeur $\phi_L = 0.34$ kg/s.

Dans le cadre de ce scénario aucun volume de stockage n'est requis. Les surplus par rapport aux quantités interceptées sont intégralement rejetées dans le milieu récepteur. Au total, une masse d'environ 1000 kg de matière organique a été déversée dans le fleuve. Celle-ci, est répartie comme suit :

Bassin hydrographique N°1 : 630 kg

Bassin hydrographique N°2 : 170 kg

Bassin hydrographique N°1 : 200 kg

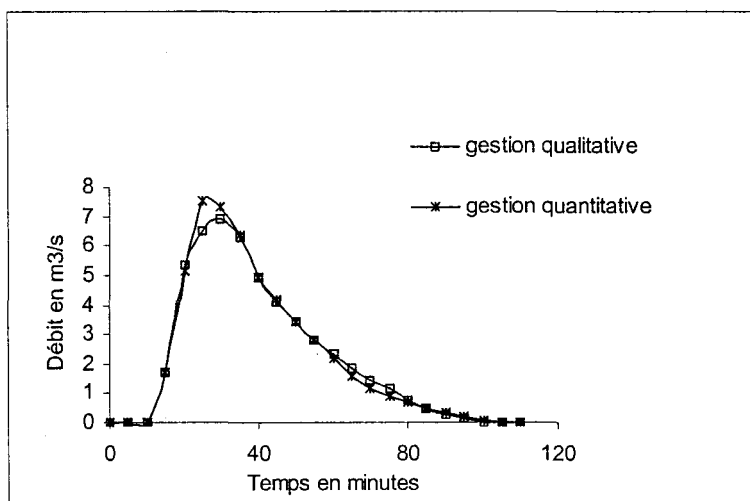


Figure 3.22 Hydrogramme des rejets en provenance du bassin 1 (cas d'un milieu insensible, $\phi = \phi_L = 0.34$ kg/s)

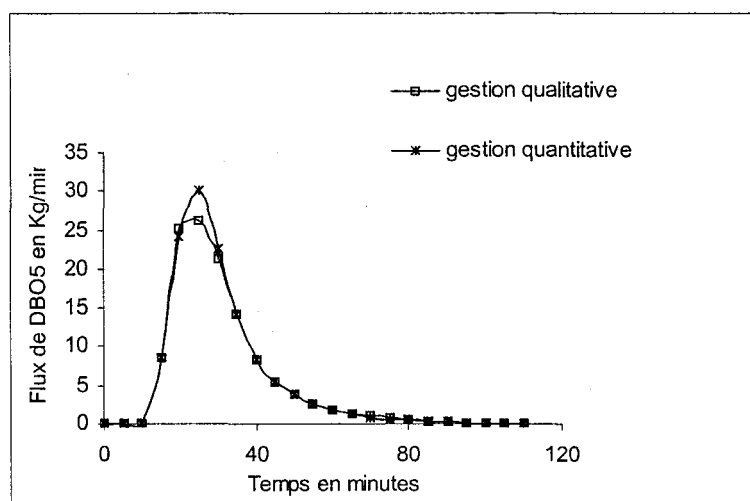


Figure 3.23 Pollutogramme des rejets en provenance du bassin 1 (cas d'un milieu insensible, $\phi = \phi_L = 0.34$ kg/s)

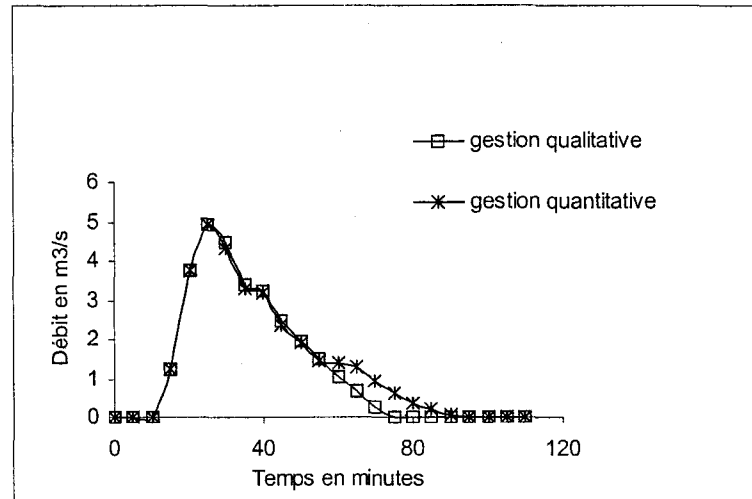


Figure 3.24 Hydrogramme des rejets en provenance du bassin 2 (cas d'un milieu insensible, $\phi = \phi_L = 0.34$ kg/s)

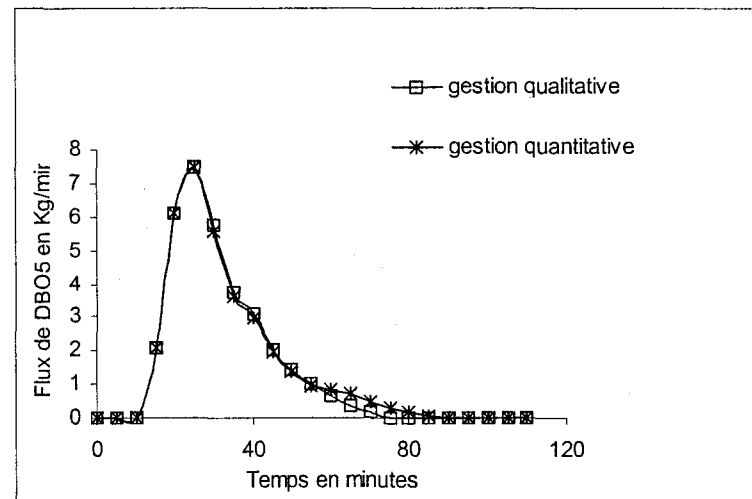


Figure 3.25 Pollutogramme des rejets en provenance du bassin 2 (cas d'un milieu insensible, $\phi = \phi_L = 0.34$ kg/s)

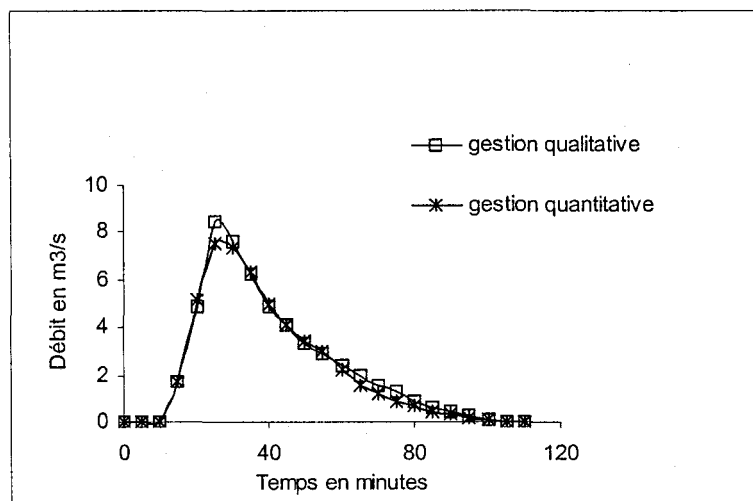


Figure 3.26 Hydrogramme des rejets en provenance du bassin 3 (cas d'un milieu insensible, $\phi = \phi_L = 0.34$ kg/s)

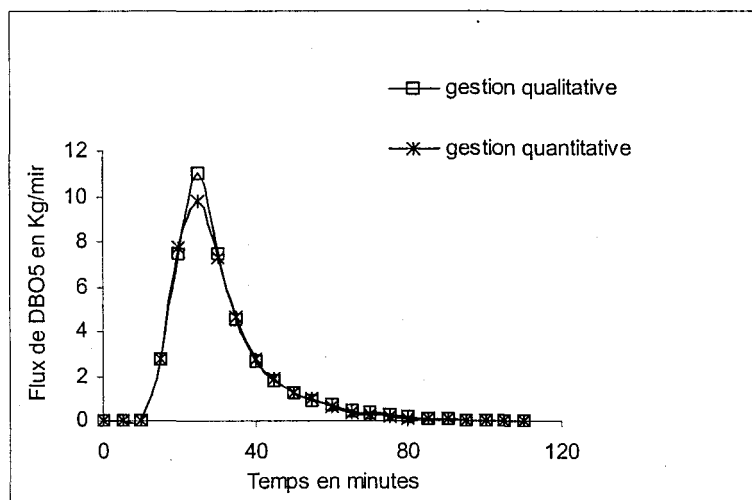


Figure 3.27 Pollutogramme des rejets en provenance du bassin 3 (cas d'un milieu insensible, $\phi = \phi_L = 0.34$ kg/s)

3.3.4.2 Scénario II : milieu récepteur à sensibilité modérée

Face à l'événement pluviométrique considéré et aux contraintes hydraulique (capacité d'interception de $2 \text{ m}^3/\text{s}$) et environnementale ($\phi = \phi_L/2 = 0.17 \text{ kg/s}$) de ce scénario, la méthodologie proposée nous a permis de définir les quantités adéquates de rejet en provenance de chaque bassin versant. Dans les figures 3.28, 3.29, 3.30, 3.31, 3.32 et 3.33, nous avons présenté l'évolution temporelle en quantité et en qualité de ces rejets. Globalement, la matière organique déversée dans le fleuve a été estimée à environ 800 kg. Celle-ci est répartie comme suit :

Bassin hydrographique N°1 : 450 kg

Bassin hydrographique N°2 : 160 kg

Bassin hydrographique N°3 : 190 kg

Afin de mieux respecter les exigences de ce scénario, l'arrondissement de Verdun doit être dotée d'une capacité de stockage d'au moins 2700 m^3 dans son réseau. Comme illustré dans le tableau XX, la méthodologie proposée permet aussi, de répartir cette capacité de stockage globale et de distribuer en conséquence les investissements requis par bassin versant.

Tableau XX

Répartition de la capacité de stockage requise par bassin versant pour se conformer aux exigences du scénario II

	Bassin hydrographique 1	Bassin hydrographique 2	Bassin hydrographique 3
Capacité de stockage requise en m^3	2600	100	0

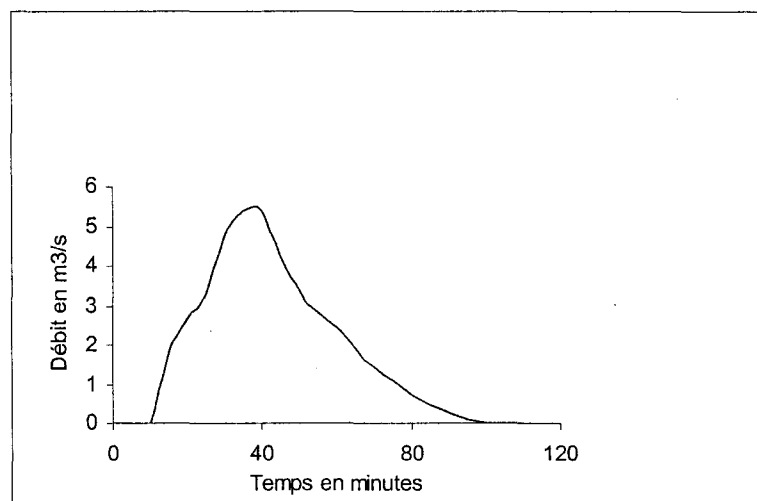


Figure 3.28 Hydrogramme des rejets en provenance du bassin 1
(cas d'un milieu à sensibilité modérée, $\phi = \phi_L = 0.17$ kg/s)

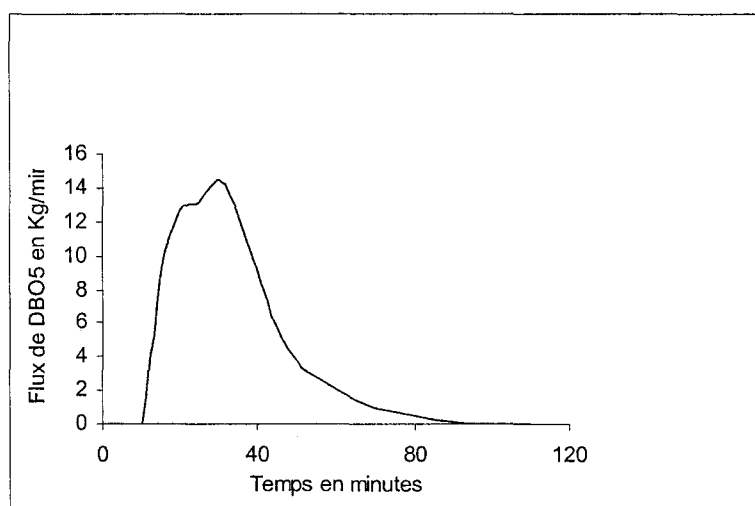


Figure 3.29 Pollutogramme des rejets en provenance du bassin 1
(cas d'un milieu à sensibilité modérée, $\phi = \phi_L = 0.17$ kg/s)

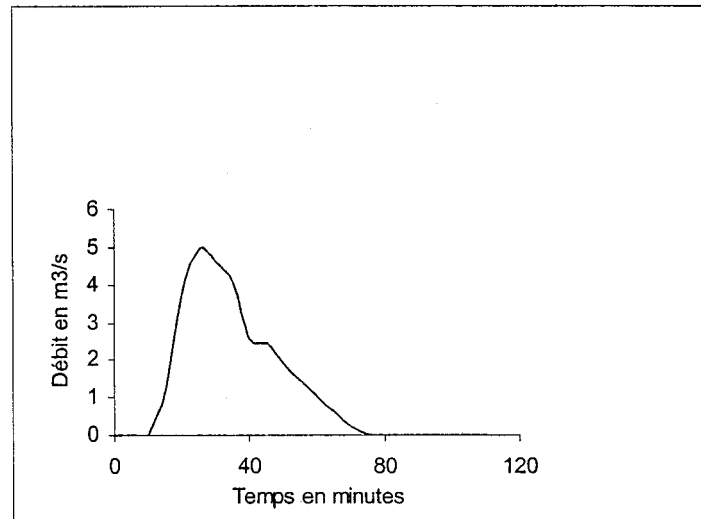


Figure 3.30 Hydrogramme des rejets en provenance du bassin 2
(cas d'un milieu à sensibilité modérée, $\phi = \phi_L = 0.17 \text{ kg/s}$)

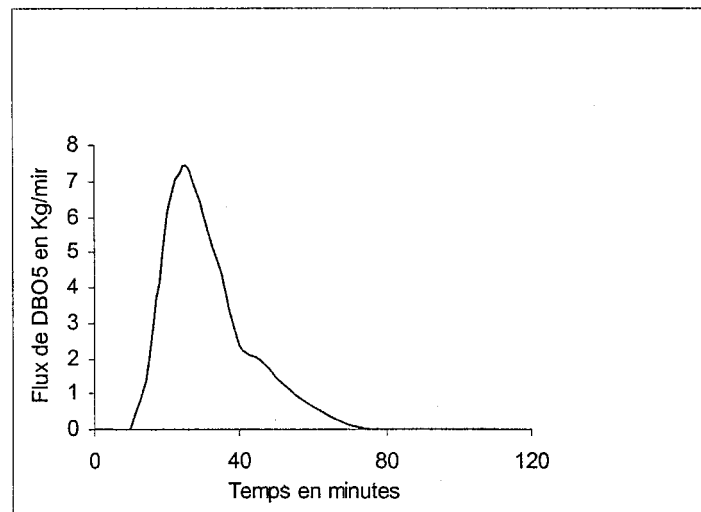


Figure 3.31 Pollutogramme des rejets en provenance du bassin 2
(cas d'un milieu à sensibilité modérée, $\phi = \phi_L = 0.17 \text{ kg/s}$)

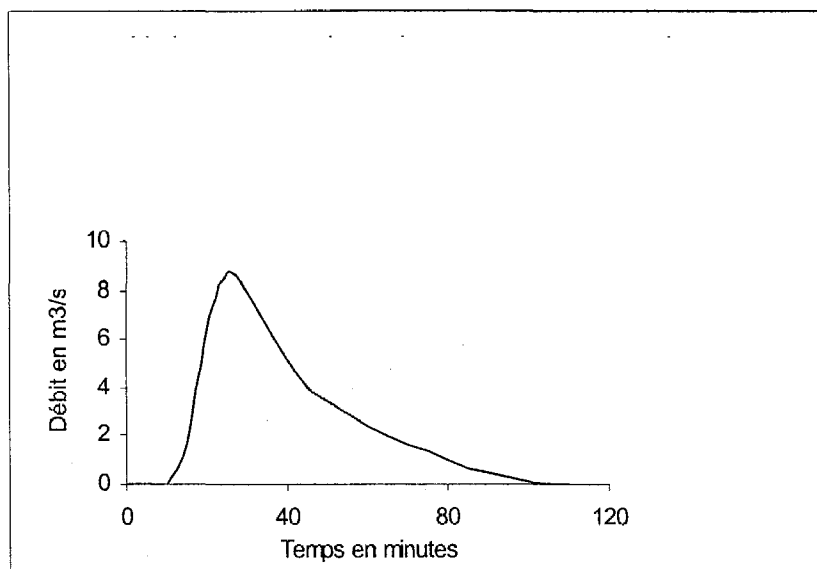


Figure 3.32 Hydrogramme des rejets en provenance du bassin 3
(cas d'un milieu à sensibilité modérée, $\phi = \phi_L = 0.17$ kg/s)

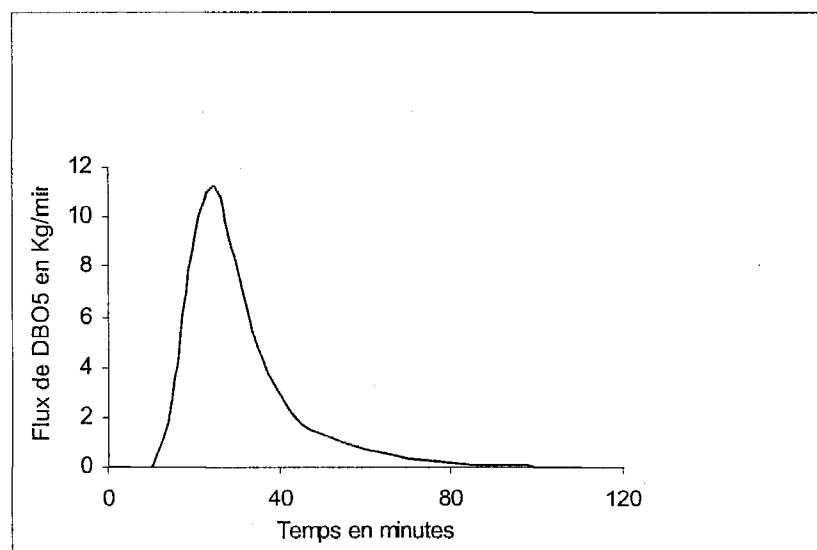


Figure 3.33 Pollutogramme des rejets en provenance du bassin 3
(cas d'un milieu à sensibilité modérée, $\phi = \phi_L = 0.17$ kg/s)

3.3.4.3 Scénario III : milieu récepteur très sensible

Les figures 3.34, 3.35, 3.36, 3.37, 3.38 et 3.39 montrent l'évolution en quantité et en qualité des rejets en provenance des trois bassins hydrographiques à l'étude, conformément aux exigences du scénario III qui considère d'une part le milieu récepteur comme très sensible à la pollution organique ($\phi = \phi_L/100 = 0.003 \text{ kg/s}$) et d'autre part, un débit maximum d'interception autorisé par la ville de Montréal de $2\text{m}^3/\text{s}$.

Il ressort donc de la simulation de ce scénario, que l'arrondissement de Verdun doit être dotée d'une capacité de stockage globale d'environ 16000 m^3 pour remédier à ladite situation.

Comme le montre le tableau XXI, la méthodologie préconisée nous a permis de répartir cette capacité de stockage globale pour pouvoir rationaliser les investissements requis par bassin versant.

Tableau XXI

Répartition de la capacité de stockage requise par bassin versant pour se conformer aux exigences du scénario III

	Bassin hydrographique 1	Bassin hydrographique 2	Bassin hydrographique 3
Capacité de stockage requise en m^3	10600	2300	3100

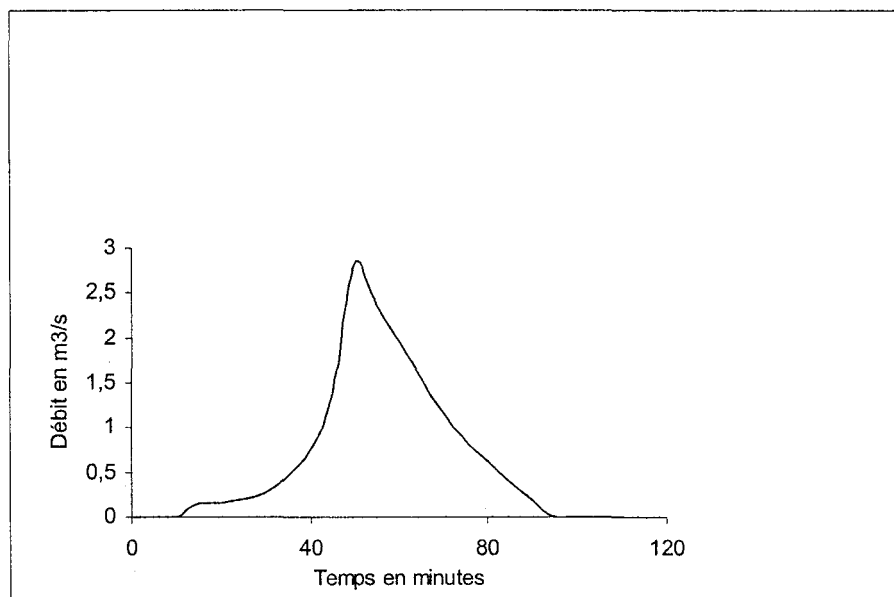


Figure 3.34 Hydrogramme des rejets en provenance du bassin 1
(cas d'un milieu très sensible, $\phi = \phi_L = 0.003$ kg/s)

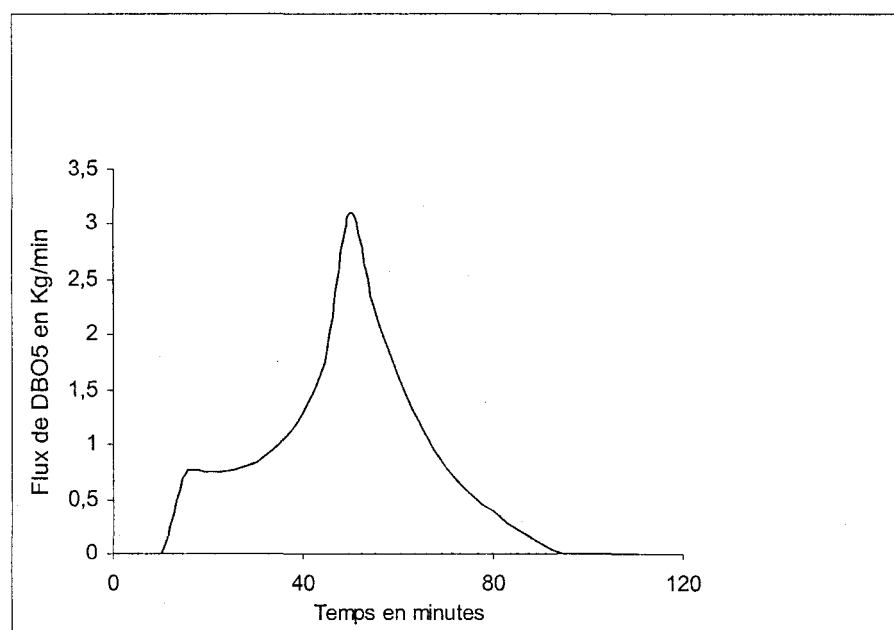


Figure 3.35 Pollutogramme des rejets en provenance du bassin 1
(cas d'un milieu très sensible, $\phi = \phi_L = 0.003$ kg/s)

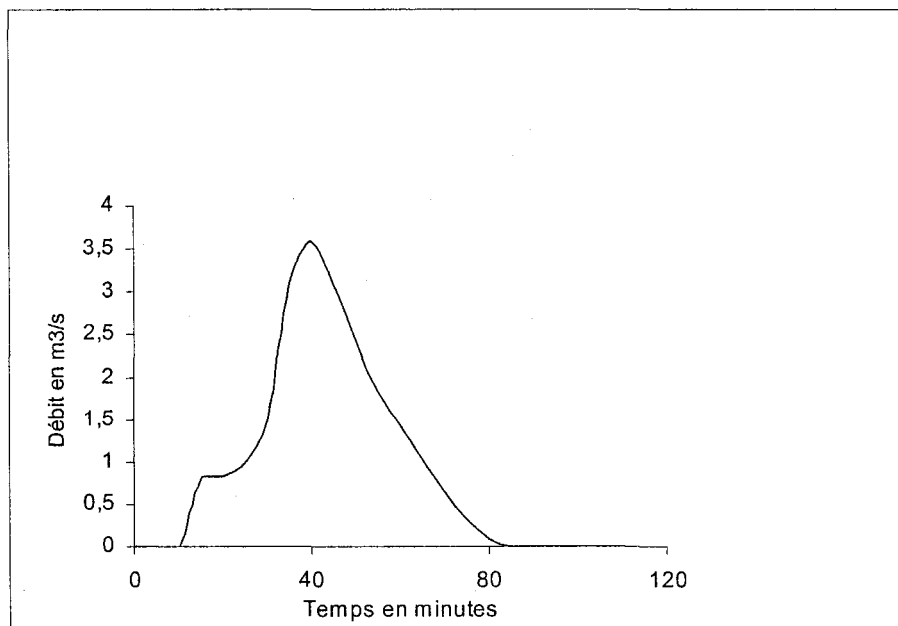


Figure 3.36 Hydrogramme des rejets en provenance du bassin 2
(cas d'un milieu très sensible, $\phi = \phi_L = 0.003$ kg/s)

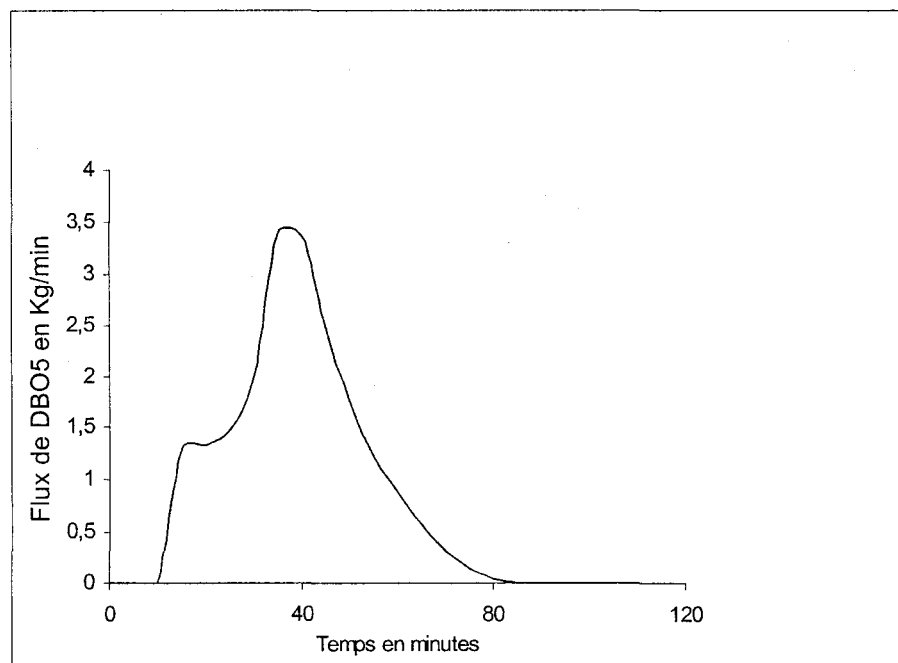


Figure 3.37 Pollutogramme des rejets en provenance du bassin 2
(cas d'un milieu très sensible, $\phi = \phi_L = 0.003$ kg/s)

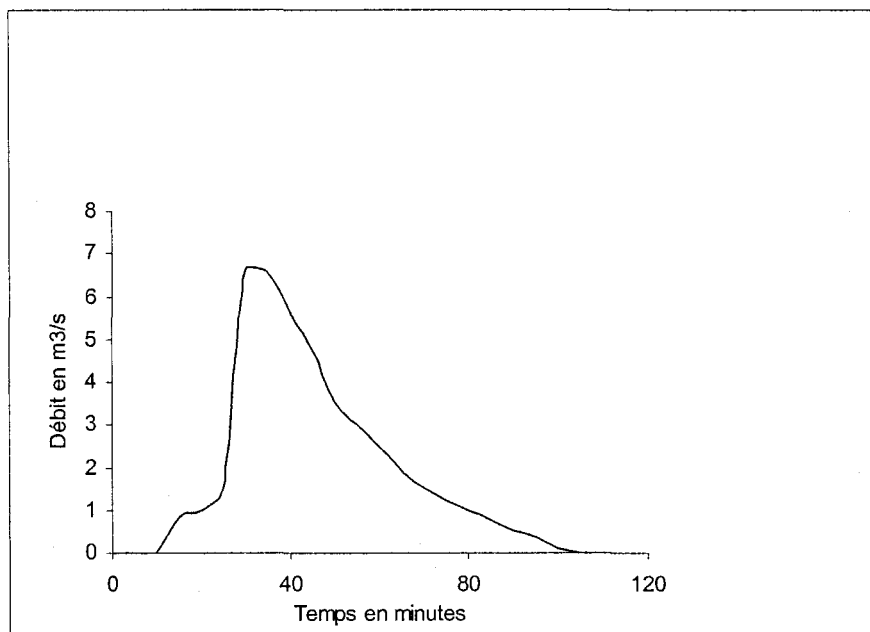


Figure 3.38 Hydrogramme des rejets en provenance du bassin 3
(cas d'un milieu très sensible, $\phi = \phi_L = 0.003 \text{ kg/s}$)

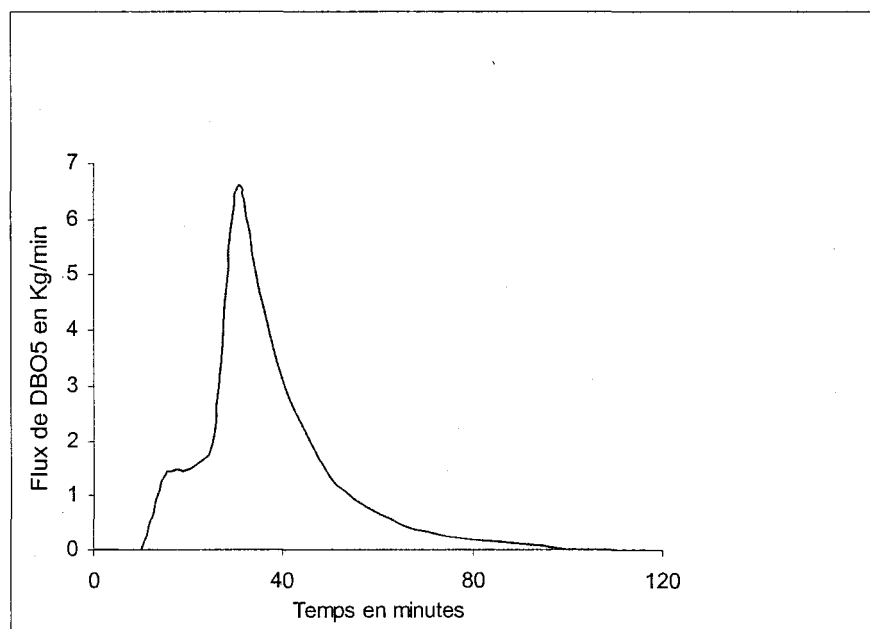


Figure 3.39 Pollutogramme des rejets en provenance du bassin 3
(cas d'un milieu très sensible, $\phi = \phi_L = 0.003 \text{ kg/s}$)

CONCLUSION

Arrivant au terme de cette étude, il nous est possible d'évaluer le chemin parcouru et de situer comment se positionnent les travaux réalisés par rapport aux objectifs de départ.

Au début de cette recherche, nous nous étions fixés comme objectif la construction d'un cadre méthodologique global permettant d'apporter des éléments de réponse à la question : comment modéliser de manière simple les rejets urbains en temps de pluie et éviter de polluer à tort ? . Nous avions pour souhait que ces éléments puissent contribuer au développement d'un outil d'aide à la décision pour une gestion en temps réel des réseaux d'assainissement.

Sur le plan méthodologique, la démarche de l'étude a permis de mettre au point et de valider deux méthodologies systématiques.

À partir d'un cahier des charges exigeant l'applicabilité, la reproductibilité la simplicité et la rapidité d'exécution, nous avons construit une première méthodologie qui permet de substituer une modélisation hydraulique globale à une modélisation détaillée d'un réseau d'assainissement. La mise en œuvre de cette méthodologie est basée essentiellement sur des fonctions de transformation, dont les développements reposent sur la définition :

- de réseaux types fictifs qui ont pour but de représenter les différents types de configurations rencontrées dans la réalité. Nous avons présenté les critères retenus pour construire ces réseaux types et justifié a posteriori l'intérêt et l'importance accordés à leur densité de maillage et de ramification;

- d'événements pluviométriques synthétiques types qui ont pour but de reproduire les différentes conditions d'écoulement dans un réseau. Ces événements ont été choisis en fonction de deux indicateurs : le taux de remplissage et le taux de parcours. Ces indicateurs correspondent respectivement à l'importance des débits par rapport aux capacités des collecteurs et à celle de la durée de l'événement par rapport aux temps de concentration du réseau. L'analyse des résultats a montré que le taux de remplissage joue effectivement un rôle majeur dans l'aptitude des fonctions de transformation à bien représenter le fonctionnement hydraulique des réseaux.

La méthodologie que nous avons construite est suffisamment ouverte et évolutive pour permettre l'intégration de nouveaux réseaux types, de nouveaux événements types, voire de nouveaux critères d'analyse, si cela s'avère nécessaire.

Par la suite, le bassin hydrographique No1 de l'arrondissement de Verdun a fait l'objet d'une application de cette méthodologie systématique. Les résultats de cette application ont été très encourageants. La modélisation hydraulique simplifiée s'inscrivant dans ce cadre méthodologique nous a permis de reproduire les caractéristiques hydrauliques mesurées avec une précision comparable à celle obtenue à partir d'une modélisation détaillée du secteur étudié. Outre l'applicabilité et la validité de l'approche préconisée, sa simplicité et sa rapidité d'exécution lui permettent de rencontrer les exigences recherchées par une gestion en temps réel des réseaux d'assainissement.

La seconde méthodologie, proposée dans le chapitre II, consiste à optimiser les rejets urbains du temps de pluie. Cette optimisation consiste à maximiser les flux polluants vers la station d'épuration et les ouvrages de stockage du réseau et à minimiser les rejets vers le milieu récepteur. Le but étant évidemment de préserver ou de

redonner à celui-ci ses qualités et ses principaux usages. Cinq catégories différentes d'indicateurs de pollution ont été retenues. Le choix des indicateurs à considérer dépend des objectifs environnementaux et surtout des limitations budgétaires.

L'approche recommandée a été testée avec succès sur les trois bassins hydrographiques de l'arrondissement de Verdun. Lors de cette application nous avons pu mettre en relief la faisabilité et la facilité de la mise en œuvre de ladite méthodologie. Outre l'optimisation des rejets, il ressort de cette application que la méthodologie préconisée est capable de définir les priorités d'intervention et de rationaliser les investissements requis par bassin versant, pour contrecarrer les contraintes hydrauliques et environnementales rencontrées.

Au total, et c'est sans doute l'une de nos satisfactions principales, les résultats obtenus démontrent à l'évidence la fécondité des démarches méthodologiques que nous avons engagées. La suite logique du présent travail consiste à intégrer l'ensemble des méthodologies établies dans un système de gestion en temps réel qui permet de minimiser l'impact global sur le milieu récepteur.

BIBLIOGRAPHIE

Alley WM., Smith P.E, (1981). *Estimation of accumulation parameters for urban runoff quality modelling*, Water Resources Research, 17(6), 1657-1664.

Akan A. O., (1993). *Urban storm water Hydrology*, a guide to engineering calculations.

Bennis S., (1999). *Résultats de la campagne de mesure pour la caractérisation des eaux pluviales du secteur I de la ville de Verdun*. Rapport technique : École de Technologie Supérieure, ville de Verdun et BGH Planning.

Bennis S., Hajji T., Bernard F., (2001). *Phénomène de premier flot : mythe ou réalité ?*, vecteur environnement, section scientifique. 34(1)., 34-42.

Bertrand-Khrajewski J.L et al., (2000). *Mesures en hydrologie urbaine et assainissement*. Technique et documentation ISBN : 2-7430-0380-4, p434.

Bilodeau A. et al., (1998). *Impact des erreurs de prédiction de la pluie sur le contrôle en temps réel des réseaux d'égouts unitaires*. Revue canadienne de génie civil. 25 (1998), 844-853.

Brelot-Wolf, E., (1994). *Éléments pour la prise en compte de l'impact des rejets urbains sur les milieux naturels dans la gestion des systèmes d'assainissement*. Thèse de Doct. Ing. : Institut National des sciences appliquées de Lyon, 333p.

Deschamps G. et al., (1997). *Bilan sommaire des activités du Réseau du suivi écologique de 1990 à 1995*. Service de l'environnement, CUM, 19 pages.

BIBLIOGRAPHIE

Alley WM., Smith P.E, (1981). *Estimation of accumulation parameters for urban runoff quality modelling*, Water Resources Research, 17(6), 1657-1664.

Akan A. O., (1993). *Urban storm water Hydrology*, a guide to engineering calculations.

Bennis S., (1999). *Résultats de la campagne de mesure pour la caractérisation des eaux pluviales du secteur I de la ville de Verdun*. Rapport technique : École de Technologie Supérieure, ville de Verdun et BGH Planning.

Bennis S., Hajji T., Bernard F., (2001). *Phénomène de premier flot : mythe ou réalité ?*, vecteur environnement, section scientifique. 34(1)., 34-42.

Bertrand-Khrajewski J.L et al., (2000). *Mesures en hydrologie urbaine et assainissement*. Technique et documentation ISBN : 2-7430-0380-4, p434.

Bilodeau A. et al., (1998). *Impact des erreurs de prédiction de la pluie sur le contrôle en temps réel des réseaux d'égouts unitaires*. Revue canadienne de génie civil. 25 (1998), 844-853.

Brelot-Wolf, E., (1994). *Éléments pour la prise en compte de l'impact des rejets urbains sur les milieux naturels dans la gestion des systèmes d'assainissement*. Thèse de Doct. Ing. : Institut National des sciences appliquées de Lyon, 333p.

Deschamps G. et al., (1997). *Bilan sommaire des activités du Réseau du suivi écologique de 1990 à 1995*. Service de l'environnement, CUM, 19 pages.

Deschamps J. D., (1994). *Dépolluer les eaux pluviales, contribution à l'élaboration d'une stratégie*, ouvrage de 349 pages.

Dominique Forgent et Hubert Demard, (2000). *La pollution en temps de pluie sur le territoire de la Communauté Urbaine de Montréal*.

Férot A., (1987). *Classification des modes de gestion des réseaux d'assainissement. Conférence de la session de formation continue de l'ENPC : Exploitation des réseaux d'assainissement : la télésurveillance et la gestion en temps réel*. CERGRENE, ENPC, Paris, France.

Gupta K., Saul A. J., (1996). *Specific relationships for the first flush load in combined sewer flows*, Water research., 30(5), 1244-1252.

Hann E. W.Jr. et Willey R.G., (1972). *Hydrology engineering methods for water resources development*, volume 11, Water quality determination, US corps of engineers, Davis Ca.

Heeps D.P. and Mein R.G., (1973). *An independent evaluation of three urban storm water models*, Monash University Civil Engineering, Res. Report No 4.

Huber W.C. et Dickinson R.E., (1988). *Storm water management model user's manual*, Environmental protection agency, 569 pages, EPA/600/3-88/001 a.

Jewell T.K. et al., (1974). *Application and testing of the EPA Storm Water Management Model to Greenfield, Massachusetts, in short course of applications of storm water management models*, sponsored by the V.S.E.P.P. and the University of Massachusetts.

Maximovic C. and Radojkovic M., (1986). *Urban drainage catchments : Selected World wide rainfall-runoff data from experimental catchments*, Belgrade: Pergamon Press, 370 pages.

Metcalf & Eddy, Inc., *University of Florida, and Water Resources Engineers, Inc.*, (1971). *Storm Water Management Model*, U.S. Environmental Protection Agency Report 11024 DOC 07/71.

Painchaud, J. (1998). *L'assainissement des eaux usées municipales en 1998. secteur environnement*, Vol. 31, No. 5.

Preisemann A., (1961). *Propagation des intumescences dans les canaux et rivières*, First congress of the French association for computation, Grenoble.

Proctor and Redfern Limited and James F. Maclaren Limited, (1976). *Storm Water Management Model Study*, project No. 73-5-10, Ontario Ministry of the Environment Pollution Control Branch.

Réseau environnement, (1999). *Mémoire sur la gestion de l'eau au Québec*, présenté au Bureau d'audiences publiques sur l'environnement.

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

Sartor et Boyd, (1972). *Water pollution aspects of street surface contaminants*, USEPA, office of research and monitoring, rapport R2 72 08, Washington.

Schueler T.R., (1987). *Controlling urban runoff: a practical for planning and designing urban best management practices*, Metropolitan Washington water resources planning board, Washington , DC.

Semsar A. A.Y., (1995). *Mise au point d'une méthodologie d'évaluation et de comparaison des modèles de simulation hydraulique des réseaux d'assainissement*, Thèse Doctorat : Institut national des sciences appliquées de Lyon, 272 pages.

Servat E., (1984). *Contribution à l'étude des matières en suspension du ruissellement pluvial à l'échelle d'un petit bassin versant*, Thèse USTL, Montpellier, 184 pages.

Shubinski R.P. and Roesner L.A., (1973). *Linked process routing models*, paper presented at American Geophysical union Annual Spring Meeting, Washington.

Streter M. W. et Phelps E. B., (1925). *A study of the pollution and natural purification of the Ohio river*, Public health bulletin, US departement of health education and welfare, 146.

Thibault S., (1987). *Modélisation morpho-fonctionnelle des réseaux d'assainissement urbain à l'aide du concept de dimension fractale*, Thèse Doctorat d'État : Institut national des sciences appliquées de Lyon, 305 pages.

Thibault S. et al., (1980). *Relations théoriques entre différents modèle d'écoulement et de ruissellement utilisées en hydrologie urbaine*. Journal of hydrology, Vol. 48, p.313-326.

U.S. Environmental Protection Agency, (1993). *Urban runoff pollution, prevention and control planning*, office of research and development center for environmental research information, Cincinnati, Ohio.

U.S. Environmental Protection Agency, (1993). *Manual of combined sewer overflow and control planning*, office of research and development center for environmental research information, Cincinnati, Ohio.

U.S. Environmental Protection Agency, (1983). *Results of the Nation-wide Urban Runoff Program*, rapport final, NTIS PB84-18552, Washington, D.C.

Voignier P., (1990). *Influence de la structure spatiale des pluies et du bassin versant sur les écoulement en réseau*, thèse de doctorat, école nationale supérieure des Mines de Paris.

Yves D., (2000). *Mise à jour du plan directeur du bassin hydrographique 1 de l'arrondissement de Verdun*, ville de Montréal.