Université du Québec
INRS-Eau

MODÈLE POUR LE CONTRÔLE EN TEMPS RÉEL DES RÉSEAUX D'ÉGOUT SOUS SURCHARGE

Par
Sophie Duchesne
B. Sc. A.

Thèse présentée
pour l'obtention
du grade de Philosophiae doctor (Ph.D.)
en Sciences de l'Eau

Jury d'évaluation

Examinateur externe	M. Gilles Patry Vice-recteur aux études et professeur, Université d'Ottawa
Examinateur externe	M. Dominique Laplace Ingénieur en chef, Société d'exploitation du réseau d'assainissement de Marseille
Examinateur interne	M. Pierre Lavallée Professeur invité, INRS-Eau, vice-président exécutif, Groupe-conseil BPR et directeur général, BPR-CSO
Examinateur interne	M. Alain Mailhot Associé de recherche, INRS-Eau
Directeur de recherche	M. Jean-Pierre Villeneuve Directeur et professeur, INRS-Eau

6 juillet 2001

© droits réservés de Sophie Duchesne, 2001

RÉSUMÉ

En période de pluie, les déversements de réseaux d'égout unitaires (DRU) détériorent la qualité des cours d'eau urbains. Le contrôle en temps réel (CTR) de ces réseaux permet de réduire la fréquence et le volume des DRU par l'utilisation optimale de la capacité de stockage et de traitement des réseaux. À cette fin, une stratégie de CTR détermine comment doivent être opérés les ouvrages de régulation (tels les pompes, vannes, seuils, etc.) de façon à rencontrer certains objectifs de contrôle, tel par exemple la minimisation des volumes déversés. Le contrôle prédictif intégré (CPI) est une stratégie de CTR où les décisions de contrôle sont prises en fonction de l'état présent et futur de l'ensemble du réseau d'égout, estimé à l'aide de modèles de simulation à partir de prédictions des entrées au système.

Puisque la stratégie optimale de contrôle d'un CPI est déterminée à plusieurs reprises pendant le déroulement d'une pluie, la vitesse de résolution des modèles de simulation et des algorithmes d'optimisation utilisés est primordiale. Afin de respecter cette contrainte sur le temps de calcul, les stratégies de CPI existantes ont souvent recours à des modèles linéaires. Toutefois, de tels modèles ne peuvent reproduire le phénomène de refoulement, lequel peut survenir par exemple lors de la mise en charge de certaines conduites. Or ce dernier type d'écoulement peut être utilisé avantageusement par une stratégie de CTR en augmentant la capacité de stockage et de transport du réseau. C'est pourquoi la thèse propose un nouveau modèle permettant la simulation de tous les types d'écoulement en conduite, incluant les écoulements en charge, et dont la rapidité de résolution permet son utilisation en temps réel. Ce modèle a été validé sur un réseau d'égout réel ainsi que sur plusieurs réseaux hypothétiques. Une stratégie de CPI intégrant le modèle de simulation développé et l'algorithme d'optimisation du gradient réduit généralisé (GRG) a par la suite été élaborée. L'application de cette stratégie de contrôle sur le réseau d'égout de la ville de Laval (Canada) a démontré que la mise en charge des conduites permet de réduire de façon appréciable les volumes déversés en temps de pluie. Il a également été montré que la gestion d'intercepteurs en charge pouvait être réalisée sur de courts horizons de contrôle sans en entraver la performance ni la fiabilité. Les résultats obtenus ont aussi conduit à la mise au point d'une stratégie de contrôle simplifiée pour les zones en charge, au sein desquelles les taux de propagation des débits sont généralement très élevés.

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de recherche, le professeur Jean-Pierre Villeneuve, qui m'a fourni un cadre de travail idéal à la réalisation de cette thèse. Ses encouragements et la confiance qu'il m'a toujours manifestée ont sans contredit été essentiels à l'achèvement de ces travaux. Les responsabilités qu'il m'a confiées dans le cadre de ses cours ont également contribué d'une agréable façon à ma formation. Je ne pourrais enfin omettre de mentionner la pertinence des conseils qu'il a toujours su formuler au sujet de mes divers travaux de recherche.

Les travaux présentés dans cette thèse ont aussi bénéficié des réflexions d'Alain Mailhot, véritable modèle de rigueur scientifique, que j'aimerais remercier pour sa disponibilité, son attention ainsi que son amitié. Je remercie également les membres du jury d'avoir accepté de réviser cette thèse. Je souhaite aussi remercier Claude Blanchette et Michel Roux, qui ont toujours su résoudre avec le sourire les diverses embûches informatiques que j'ai rencontrées lors de la réalisation de mes travaux.

Il m'importe également de remercier mes parents qui tout au long de mes études ont porté un intérêt soutenu à mes diverses activités et grâce auxquels j'ai toujours souhaité y mettre le meilleur de moi-même. L'aboutissement de ces travaux a également bénéficié des encouragements et du soutien quotidien de mon époux, Claude Fortin, que je remercie pour m'avoir accompagnée tout au long de la réalisation de cette thèse et pour m'avoir permis de réaliser une bonne partie de sa rédaction dans un décor enchanteur. Je souhaite enfin remercier mes divers collègues, dont notamment Geneviève Pelletier, qui ont égayé mon passage à l'INRS-Eau.

Cette recherche a été rendue possible grâce au soutien financier du Conseil de Recherche en Sciences Naturelles et Génie (CRSNG), du Fonds pour la Formation de Chercheurs et l'Aide à la Recherche (FCAR), de l'INRS-Eau et du professeur Jean-Pierre Villeneuve.

À mon oncle Georges, dont le souvenir m'a accompagnée tout au long de la rédaction de cette thèse.

TABLE DES MATIÈRES

RÉSUMÉ iii

REMERCIEMENTS v

LISTE DES TABLEAUX ix

LISTE DES FIGURES x

1 INTRODUCTION 1

2 REVUE DE LITTÉRATURE 5
2.1 Méthodes de réduction des volumes et des charges polluantes déversés 5
2.2 Contrôle en temps réel des réseaux d'égout 6
2.2.1 Principes généraux 6
2.2.2 Cas d'application 10
2.2.3 Conclusion 13
2.3 Modélisation des écoulements en réseau d'égout 14
2.3.1 Modèles à base physique 14
2.3.1.1 Équations de St-Venant et leurs simplifications 14
2.3.1.2 Méthodes de résolution des équations de St-Venant 17
2.3.1.2.1 Modèles simplifiés 17
2.3.1.2.2 Modèle dynamique complet 18
2.3.1.3 Modèle détaillé d'étude des mises en charge 19
2.3.2 Autres types de modèles 19
2.3.2.1 Modèle Muskingum 19
2.3.2.2 Modèles stochastiques et fonctions de transfert 20
2.3.2.3 Utilisation d'un réseau neuronal 20
2.3.2.4 Modèles conceptuels 21
2.3.3 Conclusion 21

3 MODÈLE DE SIMULATION DES ÉCOULEMENTS EN CONDUITE D'ÉGOUT 23
3.1 Concept d'influence aval 23
3.2 Équations de base du modèle 25
3.2.1 Configurations particulières d'écoulement 25
3.2.1.1 Cas sans influence aval 26
3.2.1.2 Cas avec influence aval 27
3.2.1.2.1 Influence aval causée par une hausse du niveau d'eau ou par une mise en charge 28
3.2.1.2.2 Influence aval causée par une condition limite particulière 30
3.2.1.2.2.1 Passage d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel 31
3.2.1.2.2.2 Puits de pompage 33
3.3 Méthode de résolution 34
3.4 Validation 38
3.4.1 Cas d'application 38

3.4.2 Résultats 42
3.4.3 Discussion 49
3.4.3.1 Validation avec les résultats du modèle EXTRAN 49
3.4.3.2 Validation avec les résultats du modèle SUPERLINK 54
3.4.3.3 Temps de calcul 56
3.5 Conclusion 57

4 STRATÉGIE DE CONTRÔLE 59
4.1 Description générale de la stratégie de contrôle 60
4.2 Formulation mathématique 63
4.3 Choix d'un algorithme d'optimisation 65
4.3.1 Cas simple d'application 66
4.4 Évaluation de la stratégie de contrôle 72
4.4.1 Données utilisées 73
4.4.2 Impact de la hauteur maximale permise 76
4.4.2.1 Évaluation de la performance 78
4.4.2.2 Évaluation de la fiabilité 85
4.4.3 Impact de la durée de l'horizon de contrôle 88
4.4.3.1 Évaluation de la performance 88
4.4.3.2 Évaluation de la fiabilité 93
4.4.4 Localisation optimale des points de régulation 96
4.4.4.1 Impact du nombre de régulateurs contrôlés 96
4.4.4.2 Impact de la position des régulateurs contrôlés 99
4.5 Stratégies de contrôle simplifiées 104
4.5.1 Contrôle de la hauteur d'eau dans le puits 104
4.5.2 Maximisation du débit à l'aval de l'intercepteur 105
4.5.3 Contrôle réactif local favorisant les mises en charge 108
4.6 Conclusion 112

5 CONCLUSION 115

ANNEXE A Impact des eaux de ruissellement urbaines sur le milieu récepteur 121

ANNEXE B Méthodes de réduction des volumes et des charges de polluants déversés 127

ANNEXE C Méthodes de résolution des équations de St-Venant 141

ANNEXE D Présentation du modèle EXTRAN de SWMM 155

ANNEXE E Équations de régression utilisées par le modèle de simulation 159

ANNEXE F Hydrogrammes des pluies utilisées pour la validation du modèle de simulation . . 165

ANNEXE G Résultats de simulation 167

ANNEXE H Description des algorithmes d'optimisation de Powell et GRG 179

ANNEXE I Hyétogrammes et hydrogrammes des pluies utilisées pour les optimisations 185

ANNEXE J Résultats d'optimisation 199

ANNEXE K Évaluation du temps de réaction de l'intercepteur Marigot lorsqu'en charge 229

RÉFÉRENCES 235

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1 : Caractéristiques des réseaux modélisés pour la validation du modèle 40
Tableau 3.2 : Principales caractéristiques des pluies utilisées pour la validation du modèle..... 41
Tableau 3.3 : Combinaisons réseau-pluie simulées lors de la validation du modèle 42
Tableau 3.4 : Pas de temps et temps de simulation 49
Tableau 4.1 : Nombre total d'évaluations de la fonction objectif et temps de calcul requis par les trois méthodes d'optimisation pour chaque cas d'application 72
Tableau 4.2 : Caractéristiques des pluies survenues au cours de l'été 1989 sur le territoire de Laval 74
Tableau 4.3 : Volume total déversé pour l'été 1989 selon le type de contrôle en considérant un horizon de contrôle de 20 minutes pour le contrôle prédictif 79
Tableau 4.4 : Hauteur maximale sur l'intercepteur Marigot selon le type de contrôle appliqué en considérant un horizon de contrôle de 20 minutes 86
Tableau 4.5 : Déversements totaux (m^3) pour l'été 1989 en fonction de la durée de l'horizon de contrôle et de la hauteur maximale permise 89
Tableau 4.6 : Hauteurs d'eau maximales atteintes et durées maximales des dépassements de contraintes au cours de l'été 1989 selon la durée de l'horizon de contrôle 93
Tableau 4.7 : Hauteurs d'eau maximales atteintes et durées des dépassements de contraintes pour la pluie centennale selon la durée de l'horizon de contrôle 94
Tableau 4.8 : Volume total déversé au cours de l'été 1989 selon le nombre de régulateurs contrôlés avec un horizon de contrôle de 20 minutes 98
Tableau 4.9 : Hauteur d'eau maximale atteinte (m) au cours de l'été 1989 selon le nombre de régulateurs contrôlés 98
Tableau 4.10 : Volume total déversé au cours de l'été 1989 selon la localisation des régulateurs contrôlés en utilisant un horizon de contrôle de 20 minutes..... 100
Tableau 4.11 : Hauteur d'eau maximale atteinte (m) au cours de l'été 1989 selon la localisation des régulateurs contrôlés 101
Tableau 4.12 : Volume d'eau reçu en temps de pluie aux huit derniers noeuds de l'intercepteur Marigot lors de l'été 1989 et position des régulateurs contrôlés 103
Tableau 4.13 : Comparaison de la performance du CRL et du CPG (en considérant un horizon de contrôle de 20 minutes pour le CPG) 109

LISTE DES FIGURES

Figure 3.1 : Profil de la ligne d'eau sans influence aval 27
Figure 3.2 : Profil de la ligne d'eau avec influence aval (écoulement à surface libre) 29
Figure 3.3 : Profil de la ligne d'eau avec influence aval (écoulement en charge) 30
Figure 3.4 : Variation des termes d'énergie pour un exutoire à surface libre sous régime fluvial 32
Figure 3.5 : Profil de la ligne d'eau lors du passage d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel 33
Figure 3.6 : Puits de pompage sans influence sur le réseau 34
Figure 3.7 : Puits de pompage avec influence sur le réseau 34
Figure 3.8 : Algorithme de résolution du modèle pour un pas de temps particulier 37
Figure 3.9 : Ouvrages principaux du réseau d'égout de la ville de Laval 38
Figure 3.10 : Représentation schématique de l'intercepteur Marigot 39
Figure 3.11 : Débits simulés sur le réseau Marigot, pluie 118 44
Figure 3.12 : Hauteurs simulées sur le réseau Marigot, pluie 118 44
Figure 3.13 : Débits simulés sur le réseau 001, pluie 107 45
Figure 3.14 : Hauteurs simulées sur le réseau 001, pluie 107 45
Figure 3.15 : Débits simulés sur le réseau 010, pluie 106 46
Figure 3.16 : Hauteurs simulées sur le réseau 010, pluie 106 46
Figure 3.17 : Débits simulés sur le réseau 021, pluie 104 47
Figure 3.18 : Hauteurs simulées sur le réseau 021, pluie 104 47
Figure 3.19 : Débits simulés sur le réseau 035, pluie 119 48
Figure 3.20 : Hauteurs simulées sur le réseau 035, pluie 119 48
Figure 3.21 : Débits simulés sur le réseau 021, pluie 104 avec un pas de temps de 480 s pour le MIA 51
Figure 3.22 : Débits simulés sur le réseau 021, pluie 104 avec un pas de temps de 15 s pour le MIA 51
Figure 3.23 : Influence du pas de temps sur les résultats du MIA (pluie 104, réseau 021) 52
Figure 3.24 : Influence du pas de temps sur les résultats d'EXTRAN (pluie 104, réseau 021) . . . 53
Figure 3.25 : Influence du pas de temps sur les résultats d'EXTRAN (pluie 107, réseau 001) . . . 54
Figure 3.26 : Comparaison des relations hauteur-débit 55
Figure 4.1 : Schéma global de contrôle en temps réel 61
Figure 4.2 : Progression dans le temps de l'horizon de contrôle pour un pas d'optimisation de 5 minutes 62
Figure 4.3 : Valeur de la fonction objectif en fonction des débits interceptés pour le cas #1 69
Figure 4.4 : Valeur de la fonction objectif en fonction des débits interceptés pour le cas #2 70
Figure 4.5 : Position des régulateurs contrôlés sur l'intercepteur Marigot lors de la première série d'optimisations 77
Figure 4.6 : Réduction par rapport au CRL du volume déversé lors des pluies de l'été 1989 pour diverses hauteurs piézométriques maximales 80
Figure 4.7 : Réduction du volume total déversé par rapport à un contrôle évitant les mises en charge 82
Figure 4.8 : Débits simulés à l'aval du tronçon 18 et hauteurs simulées au noeud 17 lors de la pluie 12 83

Figure 4.9 : Profil de la hauteur piézométrique maximale selon différentes contraintes d'opération 84
Figure 4.10 : Réduction du volume total déversé pour la pluie 12 par rapport à un contrôle évitant les mises en charge 85
Figure 4.11 : Volume déversé en fonction de la durée de l'horizon de contrôle pour h_{max} = 10 m 89
Figure 4.12 : Volume déversé en fonction de la durée de l'horizon de contrôle pour h_{max} = 5 m . . 89
Figure 4.14 : Volume déversé en fonction de la durée de l'horizon de contrôle pour h_{max} = diamètre 90
Figure 4.13 : Volume déversé en fonction de la durée de l'horizon de contrôle pour h_{max} = 3 m . . 90
Figure 4.15 : Position des régulateurs contrôlés sur l'intercepteur Marigot lors de l'étude de l'impact du nombre de régulateurs 97
Figure 4.16 : Position des régulateurs contrôlés sur l'intercepteur Marigot lors de l'étude de l'impact de la position des régulateurs 100
Figure 4.17 : Volumes déversés lors des pluies de l'été 1989 selon deux objectifs différents avec h_{max} = 5 m et un horizon de contrôle de 5 minutes 107
Figure 4.18 : Réduction du volume déversé pour h_{max} = 5 m lors de chaque pluie de l'été 1989 en considérant un horizon de contrôle de 20 minutes pour le CPG 111

1 INTRODUCTION

En période de pluie, les débits acheminés aux réseaux d'égout unitaires dépassent souvent la capacité de transport et/ou de traitement de ces réseaux. Les débits excédentaires sont alors stockés dans certains ouvrages prévus à cette fin puis déversés au milieu récepteur lorsque ces ouvrages atteignent leur pleine capacité. Les déversements de réseaux d'égout unitaires (DRU) ainsi générés sont reconnus comme une source importante de dégradation de la qualité des cours d'eau en milieu urbain. À titre d'exemple, 35 % de la pollution annuelle totale déversée dans les cours d'eau du Royaume-Uni proviendrait de ce type de déversement [Ellis 1986]. Une revue intensive de la littérature internationale réalisée par Makepeace et al. [1995] révèle également que les eaux de ruissellement urbain peuvent afficher des concentrations de polluants (solides totaux et en suspension, matières organiques, coliformes fécaux, contaminants inorganiques, etc.) jusqu'à dix fois supérieures aux normes de concentrations maximales pour la préservation de la vie aquatique. Dans la région de Québec, des études ont montré que les déversements d'orage entraînent une détérioration globale des milieux récepteurs pouvant se poursuivre jusqu'à deux à trois jours après la fin de la pluie [Lavallée et al. 1984].

L'importance des impacts occasionnés par les DRU a conduit au développement de nombreuses techniques visant la diminution du volume de ces déversements ou l'amélioration de la qualité des eaux déversées. Ainsi, certaines méthodes de contrôle à la source, telles la réduction des surfaces imperméables ou la limitation de l'usage de certains pesticides, permettent de réduire les volumes d'eau et les charges polluantes interceptés par les réseaux d'égout en temps de pluie. Également, la mise en place d'ouvrages de stockage et/ou de traitement aux points de déversement vers le milieu récepteur permet d'atténuer l'impact négatif des événements pluvieux sur la qualité des cours d'eau urbains. La construction de ces ouvrages peut toutefois s'avérer coûteuse et nécessiter l'utilisation de superficies importantes souvent difficiles à trouver en milieu urbain.

Le contrôle en temps réel (CTR) des réseaux d'égout unitaires permet quant à lui une utilisation optimale de la capacité de stockage existante des réseaux, afin de réduire la fréquence et le volume

des déversements en diminuant considérablement les besoins en ouvrages de rétention. À cette fin, une stratégie de CTR détermine l'opération des ouvrages de régulation du réseau (tels les pompes, vannes, seuils, etc.) de façon à minimiser les volumes déversés. Un contrôle de type prédictif global (CPG) est une forme de CTR qui sélectionne les actions à entreprendre en fonction de l'état présent et futur de l'ensemble du réseau d'égout. Trois éléments sont essentiels à l'application d'un tel contrôle soit : 1) la prédiction sur une période de temps donnée des entrées au système (intensités de pluie ou débits de ruissellement) ; 2) un modèle de simulation calculant à partir des données d'entrée les débits et hauteurs d'eau en divers points du système et 3) un algorithme d'optimisation déterminant l'opération des ouvrages de régulation du réseau de façon à rencontrer les objectifs de contrôle.

La stratégie optimale d'un CPG devant être déterminée à plusieurs reprises pendant le déroulement d'une pluie en fonction des nouvelles informations disponibles, la vitesse de résolution des modèles de simulation et des algorithmes d'optimisation utilisés est primordiale. Afin de respecter cette contrainte sur le temps de calcul, les stratégies de CPG existantes ont souvent recours à des modèles simplifiés qui, sans l'ajout de paramètres pouvant être ajustés en temps réel en fonction d'informations mesurées en réseau, ne peuvent tenir compte des phénomènes se propageant vers l'amont, tel par exemple le refoulement provoqué par la mise en charge des conduites. Ainsi, plusieurs de ces systèmes limitent les débits en réseau à la capacité à surface libre des conduites afin d'éviter les écoulements en charge.

Si une stratégie de contrôle permettait la mise en charge des conduites afin d'utiliser au maximum les capacités de stockage et de transport du réseau, dans la mesure où les mises en charge admises respecteraient les caractéristiques physiques et topographiques du réseau, on peut dès lors penser que les volumes déversés en seraient d'autant réduits. Afin de vérifier cette hypothèse, cette thèse propose un mode de contrôle en temps réel des réseaux d'égout unitaires permettant la mise en charge de certaines conduites. Les objectifs particuliers de la thèse sont de : 1) développer un modèle simulant tout type d'écoulement en conduite, incluant les écoulements en charge, et dont

la rapidité de résolution permet son utilisation en temps réel ; 2) mettre en place une stratégie de contrôle prédictif intégré visant la minimisation des volumes déversés en temps de pluie en permettant la mise en charge de certaines conduites ; 3) comparer les résultats de cette stratégie de contrôle avec ceux d'un contrôle réactif local (c'est-à-dire d'un contrôle dont les décisions de gestion sont prises en fonction de variables mesurées localement dans le système) ; 4) évaluer la performance et la fiabilité de la stratégie développée en fonction de divers paramètres et 5) proposer une méthodologie de sélection de ces paramètres en fonction des résultats obtenus.

Le chapitre suivant de la thèse présente d'abord une revue de littérature des méthodes de réduction des volumes et des charges polluantes déversées en temps de pluie en s'attardant plus particulièrement sur le contrôle en temps réel des réseaux d'égout. Un recensement des modèles de simulation des écoulements en conduite d'égout y est par la suite présenté. Au Chapitre 3, consacré au modèle de simulation développé dans le cadre de cette thèse, les équations du modèle et la méthode de résolution appliquée sont tout d'abord introduits. Par la suite, le modèle est validé sur un réseau d'égout réel et sur plusieurs réseaux hypothétiques afin d'en vérifier la performance dans divers cas d'application. Le Chapitre 4 expose finalement la stratégie de CPG développée, cette dernière faisant appel au modèle de simulation précédent pour déterminer en temps réel le fonctionnement optimal des ouvrages de régulation d'un réseau d'égout. Les objectifs du contrôle y sont tout d'abord définis, puis la méthode d'optimisation est choisie en fonction des spécificités du problème à résoudre. La stratégie de contrôle est ensuite appliquée à un des intercepteurs de la ville de Laval (Canada) pour évaluer sa performance en fonction des périodes d'optimisation retenues, des contraintes opérationnelles à respecter et de la distribution des ouvrages de contrôle. Les résultats obtenus nous amènent à proposer un mode de contrôle adapté aux réseaux d'égout unitaires sous surcharge.

2 REVUE DE LITTÉRATURE

Les déversements de réseaux d'égout unitaires (DRU) sont reconnus comme l'une des principales causes de la détérioration de la qualité des cours d'eau en milieu urbain. L'origine de cette pollution ainsi que la nature des impacts qu'elle engendre sont détaillées à l'Annexe A. Le présent chapitre présente quant à lui les diverses mesures pouvant être mises en oeuvre pour atténuer l'effet des événements pluvieux sur la qualité des cours d'eau récepteurs. On y portera une attention particulière au contrôle en temps réel (CTR) des réseaux d'égout puis nous présenterons une revue des modèles existants de simulation des écoulements en conduite, lesquels sont nécessaires à la mise en oeuvre d'un CTR de type prédictif.

2.1 Méthodes de réduction des volumes et des charges polluantes déversés

L'importance des impacts occasionnés par les déversements de réseau d'égout sur la qualité de l'eau des milieux récepteurs a mené au cours des dernières années au développement de nombreuses mesures visant à diminuer la quantité de polluants déversés en temps de pluie. Parmi ces mesures, certaines ont comme objectif principal la diminution des volumes déversés, tandis que d'autres tentent d'améliorer la qualité des eaux déversées. Une revue détaillée des méthodes mentionnées ci-dessous apparaît à l'Annexe B.

La réduction des volumes déversés peut tout d'abord être réalisée par le contrôle à la source des débits de ruissellement, lequel vise la diminution des pointes de débit et des volumes de ruissellement avant leur entrée dans le réseau d'égout. L'augmentation de la capacité de stockage du réseau par la construction d'ouvrages de rétention permet également de réduire le volume des déversements. Le contrôle en temps réel conduit aussi à la réduction des volumes déversés sur certains réseaux, en utilisant de façon judicieuse la capacité de stockage des ouvrages existants. Cette forme de contrôle consiste à opérer de façon dynamique les pompes, vannes ou autres ouvrages de régulation d'un réseau afin d'utiliser de façon optimale ses capacités de stockage et

de transport. Les décisions d'un contrôle dit réactif ne sont basées que sur la valeur de variables mesurées, tandis que le contrôle prédictif utilise l'ensemble de l'information disponible afin de prévoir l'état futur du système et de prendre une décision s'appuyant sur ces prédictions. Chacun de ces types de contrôle peut être appliqué localement ou en tenant compte de l'état du système en entier. La section 2.2 présente une revue plus détaillée des types de contrôle en temps réel et de divers cas d'application.

Certaines techniques visent plutôt l'amélioration de la qualité des eaux déversées. Parmi celles-ci, on retrouve d'abord la réduction des apports en polluants sur les bassins urbains et la réalisation d'ouvrages interceptant une partie de la charge polluante des eaux de ruissellement avant leur introduction dans le réseau d'égout. Avant leur rejet dans le milieu récepteur, les eaux déversées peuvent également subir divers traitements de types mécanique, chimique ou biologique. Enfin, certains systèmes de contrôle en temps réel privilégient le déversement des eaux les moins polluées pour améliorer la qualité des eaux déversées.

2.2 Contrôle en temps réel des réseaux d'égout

2.2.1 Principes généraux

La majorité des réseaux d'égout unitaires sont gérés de façon statique, c'est-à-dire en maintenant fixes les paramètres de fonctionnement des ouvrages de régulation (taux de pompage, ouverture des vannes, taux de vidange des réservoirs, etc.) pendant toute la durée de la pluie. De cette façon, même en présence de diverses mesures visant la réduction des volumes et/ou polluants entraînés, la performance optimale ne peut être obtenue que lors de l'avènement de la pluie de conception [Schilling 1994]. Pour la majorité des événements pluvieux, des déversements vers le milieu récepteur pourront donc survenir même si le stockage disponible n'est pas utilisé à pleine capacité [Jorgensen et al. 1995]. Le contrôle en temps réel (CTR) permet de corriger cette situation en déterminant, en temps de pluie, l'opération des ouvrages de régulation permettant d'atteindre des objectifs de contrôle spécifiques. Outre la minimisation des volumes déversés, le CTR peut être

appliqué afin de rencontrer divers objectifs tels la réduction des coûts de pompage, la protection contre les inondations, la régulation des débits transmis à la station de traitement, la diminution des charges polluantes déversées, etc. Certains de ces objectifs s'avérant parfois contradictoires, la mise en place d'une stratégie de CTR nécessite la définition de priorités de gestion [Capodaglio 1994a].

Le CTR est dit réactif lorsque les décisions de gestion se basent sur la mesure de différentes variables d'état du système. Les ouvrages de régulation sont alors opérés en fonction des valeurs mesurées en réseau (débits, hauteurs d'eau, etc.) afin de tendre vers un état désiré. Un contrôle réactif peut être appliqué localement, lorsque seules les valeurs mesurées au voisinage d'un ouvrage de contrôle déterminent son opération, ou encore globalement, lorsque l'état du système en d'autres points du réseau est également pris en compte pour opérer cet ouvrage [Carstensen et al. 1996]. Divers cas d'application du contrôle réactif sont présentés à l'Annexe B.

La performance d'un CTR peut être améliorée par la prise en compte, en plus d'informations mesurées dans le réseau, de prédictions concernant l'état futur de ce système. Le contrôle est alors de type prédictif et permet de considérer le temps de propagation des débits d'un ouvrage de contrôle à un autre. Ce type de contrôle nécessite de prédire les intrants futurs du système (intensités de pluie ou débits de ruissellement) et de calculer la propagation de ces intrants à travers le réseau d'égout à l'aide de modèles de simulation. En plus de fournir des prédictions fiables, les modèles utilisés dans ce contexte doivent être rapides d'exécution, puisque l'optimisation du fonctionnement du réseau nécessite plusieurs simulations de l'état du système sur la période de contrôle choisie. D'un point de vue pratique, l'application d'un contrôle prédictif global nécessite l'installation d'équipements permettant de mesurer l'état du système et/ou de prédire les intrants futurs (ex. radar). Les informations ainsi recueillies sont transférées par un réseau de communication vers un organe central de contrôle qui, en fonction des données reçues, détermine l'opération optimale des ouvrages de contrôle à l'aide des modèles appropriés. Les consignes à appliquer en réseau sont par la suite transmises aux contrôleurs locaux, lesquels

définissent les ajustements à entreprendre au niveau des régulateurs (pompes, vannes, etc.) afin de respecter ces consignes [Schilling et Petersen 1987].

Dans ce contexte, la présente thèse s'intéresse plus particulièrement à la façon dont l'organe central de contrôle détermine les consignes à appliquer sur le réseau en fonction des informations reçues. Trois principaux types de méthodes permettent de définir ces consignes afin d'atteindre les objectifs du contrôle (réduction des volumes déversés ou autre), soit les méthodes heuristiques, les méthodes par scénarios et les techniques d'optimisation mathématique. Le premier type de méthodes définit une base de règles à appliquer en réponse à diverses situations. Ces règles sont établies en fonction de l'expérience du concepteur et de la connaissance *a priori* de la réponse du système sous certaines sollicitations. Parmi ces méthodes, on trouve notamment les systèmes experts et la logique floue [Marinaki et al. 1999]. La méthode par scénarios procède plutôt par comparaison de l'efficacité de diverses solutions préalablement définies [Cunge et al. 1994]. Quant aux techniques d'optimisation mathématique, elles visent la maximisation ou la minimisation d'une fonction objectif, laquelle représente mathématiquement les objectifs de contrôle. Selon Stirrup et al. [1997], cette méthode demeure la plus rigoureuse, puisqu'elle permet de comparer les stratégies sur une base plus formelle et, dans certains cas, assure le caractère optimal de la solution choisie. Pour appliquer l'optimisation mathématique dans un contexte de contrôle en temps réel, le problème est généralement représenté sous la forme suivante :

$$minimiser\left[\sum_{t=1}^{T} f\left(\underline{x}(t),\underline{u}(t)\right)\right] \tag{2.1}$$

avec f, une fonction objectif dépendante des variables d'état du système $\underline{x}(t)$ et des variables de contrôle $\underline{u}(t)$ et T, l'horizon de contrôle, c'est-à-dire la période de temps sur laquelle on souhaite effectuer l'optimisation. Le problème consiste alors à déterminer la valeur des variables de contrôle, $\underline{u}(t)$, qui minimisent la fonction objectif tout en respectant certaines conditions. Parmi celles-ci, on retrouve notamment les conditions initiales $\left(\underline{x}(0),\underline{u}(0)\right)$, les contraintes physiques du système (débits maximaux, capacités de stockage, etc.), les valeurs inférieures et

supérieures des variables de contrôle ainsi que les lois physiques du mouvement de l'eau [Nelen 1992a].

Les procédures d'optimisation permettant d'identifier le minimum de la fonction objectif sur le domaine défini par ces contraintes sont diverses. Le choix d'une telle procédure dépend de la forme de la fonction objectif et des contraintes à satisfaire (linéaire, quadratique ou quelconque). Les méthodes les plus utilisées lors du contrôle en temps réel des réseaux d'égout sont la programmation dynamique, la programmation linéaire et la programmation non linéaire. La première de ces méthodes est applicable lorsque le problème à résoudre peut être exprimé comme une séquence de sous-problèmes, lesquels sont résolus de façon séquentielle. Le principal désavantage de la programmation dynamique est lié à l'accroissement rapide des calculs à effectuer et des valeurs à mémoriser avec l'augmentation du nombre de variables de contrôle [Somlyody et al. 1994]. La programmation linéaire permet quant à elle la résolution robuste de problèmes à plusieurs variables, mais ne peut s'appliquer que lorsque la fonction objectif ainsi que toutes les contraintes du problème sont linéaires. Lorsque ces exigences ne sont pas rencontrées, une méthode de programmation non linéaire doit plutôt être appliquée, telle, par exemple, une technique de programmation quadratique ou de recherche dans la direction du gradient.

Les trois catégories de méthodes d'optimisation précédentes ne peuvent qu'identifier un minimum local de la fonction objectif. Certaines méthodes stochastiques permettent de trouver le minimum global de la fonction, mais ce au prix de nombreuses évaluations de la fonction objectif. Parmi ces méthodes, on retrouve les algorithmes génétiques, qui appliquent le concept biologique de la survie du plus fort pour comparer et générer des solutions en vue d'identifier la solution optimale [Rauch et Harremoës 1999] ; l'utilisation de ce type de méthodes est plutôt marginale dans un contexte de contrôle en temps réel des réseaux d'égout.

2.2.2 Cas d'application

Divers cas d'application du contrôle prédictif des réseaux d'égout en temps réel, dont ceux présentés dans cette section, sont décrits à l'Annexe B. Nous ne dresserons ici qu'un portrait global des méthodes de contrôle prédictif existantes et de quelques cas d'application.

L'application d'un contrôle de type prédictif requiert généralement l'utilisation de procédures d'optimisation pour minimiser la fonction objectif (éq. 2.1) exprimant mathématiquement les objectifs de contrôle. Dans certaines situations, la configuration du système à contrôler permet le recours à des techniques d'optimisation directes. Spielvogel et Edenhofer [1992] utilisent une méthode de ce type pour déterminer l'ouverture des vannes de contrôle d'un réseau d'égout de façon à ce que ces ouvertures assurent l'apport d'un débit maximal à la station de traitement. Cette méthode de calcul directe permet l'utilisation optimale de la station de traitement, sans toutefois que les volumes déversés pour arriver à cette fin soient minimaux.

Afin d'atteindre ce dernier objectif, certains auteurs ont recours à la programmation linéaire, laquelle nécessite quelques simplifications au niveau de la modélisation des écoulements en réseau. Ainsi, Patry [1983] adopte un modèle de type décalage qui suppose un temps de propagation des débits constant pour chaque conduite et qui néglige les phénomènes d'atténuation des débits. Schilling et Petersen [1987] emploient également un modèle linéaire pour représenter les transferts de débit entre les étangs de rétention, les tunnels de stockage et les stations de pompage du réseau de Brême, en Allemagne. Weinrich et al. [1997] retiennent aussi un modèle de simulation et une fonction objectif linéaires afin d'opérer de façon optimale le tunnel de stockage d'Oslo, en Norvège. Le modèle d'écoulement en conduite repose sur l'équation de continuité et suppose une vitesse d'écoulement constante. Enfin, Nelen [1992a] recourt à la programmation linéaire pour proposer un modèle de contrôle en temps réel des réseaux d'égout visant la réduction des volumes déversés en temps de pluie. Son utilisation sur une partie du réseau de Copenhague a permis de démontrer que, sur 246 événements pluvieux, le contrôle

prédictif permettrait une réduction des volumes déversés d'au moins 75 % par rapport à la situation sous contrôle statique pour plus de 50 % des événements.

Le recours à la programmation non linéaire lors de l'élaboration de stratégies de contrôle permet de réduire les simplifications à apporter au niveau de la fonction objectif et du modèle de simulation employé. Wilson et al. [1989] ont été parmi les premiers à proposer son utilisation dans un contexte de contrôle en temps réel des réseaux d'égout. Sur un réseau hypothétique simple, ces derniers ont montré qu'en propageant les débits en réseau à l'aide d'un modèle non linéaire (modèle de l'onde cinématique, cf. section 2.3.1.1) plutôt que linéaire, il était possible de résoudre le problème d'optimisation sur de plus courts horizons sans diminuer la performance du contrôle en terme de minimisation du volume total déversé.

Afin de tirer avantage de la prise en compte des phénomènes d'atténuation des débits en conduite, Mailhot et al. [1999] simulent les débits en réseau par un modèle de type Muskingum (cf. section 2.3.2.1) en vue de minimiser les volumes déversés. L'application de cette stratégie de contrôle sur le réseau Ouest de la Communauté urbaine de Québec (CUQ) pour les 56 événements pluvieux survenus sur ce territoire pendant l'été 1988 a conduit à une réduction de 60 % du volume total déversé par rapport à un contrôle statique n'admettant que le débit maximal de temps sec aux points de contrôle du réseau. Pleau et al. [1996] présentent également un cas d'application du contrôle prédictif global sur le réseau Ouest de la CUQ. Tout comme Mailhot et al., ces auteurs souhaitent minimiser les volumes déversés et les coûts énergétiques associés à la gestion de chaque site de débordement (actionnement des vannes), en plus de minimiser les volumes stockés et d'équilibrer la répartition des volumes en réseau. La propagation des débits en conduite est dans ce cas représentée par un modèle discret linéaire invariant dans le temps qui ne peut tenir compte des phénomènes d'influence aval. Pour un événement pluvieux particulier, l'application de cette stratégie sur le réseau Ouest de la CUQ (8 points de contrôle) a conduit à une réduction de 86 % des volumes déversés face à un contrôle statique.

La gestion en temps réel du réseau d'égout unitaire de Seattle, mise en opération en 1992, reposait sur des principes similaires à ceux proposés par Pleau et al. [1996]. Le contrôle de ce réseau devait viser la minimisation des volumes déversés, une répartition équilibrée des volumes stockés en réseau, la réduction rapide des volumes stockés après l'événement (pour se préparer aux événements pluvieux subséquents) et la variation graduelle des débits aux points de contrôle [Gelormino et Ricker 1994]. Les volumes d'eau stockés en amont de chacun de ces points de contrôle constituaient les variables d'état du modèle de simulation. Ce modèle, de type linéaire discret, simulait la propagation des volumes dans le temps et dans l'espace lors d'écoulements à surface libre à partir de hauteurs d'eau mesurées dans le système [Speer et al. 1992]. Certaines difficultés techniques ont toutefois rendu impossible la mise en application intégrale de ce type de gestion sur le réseau de Seattle. En outre, ce réseau n'est plus géré de façon prédictive en temps de pluie depuis quelques années.

Labadie et al. [1980] utilisent un algorithme d'optimisation récursif pour contrôler une partie du réseau d'égout de San Francisco. Le contrôle vise dans ce cas à réduire les déversements vers le milieu récepteur et l'inondation des rues causée par les surcharges. Les lois de propagation des écoulements en réseau sont représentées par un modèle non linéaire afin de tenir compte des ouvrages spéciaux et des phénomènes d'influence aval. La méthode développée ne permet pas nécessairement de converger vers un minimum local (cf. Annexe B), mais conduit tout de même rapidement à une réduction des volumes déversés.

Vazquez et al. [1997] procèdent quant à eux à la minimisation des volumes déversés d'un réseau d'égout en temps de pluie par l'application de la théorie des graphes. Un algorithme d'optimisation particulier à cette représentation est utilisé pour minimiser la somme des "coûts" du système, les coûts associés aux conduites autres que celles conduisant vers le milieu récepteur étant nuls. Les débits en réseau sont alors calculés par un modèle de type Muskingum (cf. section 2.3.2.1), qui ne permet pas de représenter les phénomènes d'influence aval. L'application de cette stratégie de contrôle sur le réseau d'égout de Saverne, en France, pour

685 événements pluvieux a mené à une réduction de 10 % en moyenne des volumes déversés face à l'application d'une stratégie de contrôle statique. Vazquez [1997] conclut également que, pour ce réseau, une augmentation de 30 % des volumes de stockage serait nécessaire afin qu'une gestion statique conduise à une réduction similaire des volumes déversés.

Enfin, quelques auteurs ont récemment suggéré l'utilisation d'algorithmes génétiques pour déterminer les variables de contrôle d'un réseau d'égout en temps de pluie. Un exemple d'application sur un réseau hypothétique simple réalisé par Rauch et Harremoës [1999] montre cependant que l'identification du minimum de la fonction objectif peut nécessiter un nombre élevé d'évaluations de cette fonction, ce qui en restreint l'utilisation en temps réel. Pour surmonter cette limite, Hajda et al. [1998] proposent une méthodologie combinant un algorithme génétique à un réseau neuronal. Ces auteurs suggèrent d'entraîner le réseau neuronal à reproduire les résultats de l'algorithme génétique, à partir d'optimisations réalisées *a priori* sur certains événements pluvieux. La rapidité de résolution du réseau neuronal ainsi entraîné permettrait son application en temps réel, dans des conditions similaires à celles prévalant lors de son apprentissage.

2.2.3 Conclusion

Les travaux présentés dans cette section ont montré que le contrôle en temps réel des réseaux d'égout permet de réduire de façon significative les volumes déversés vers le milieu récepteur en temps de pluie. À cette fin, un contrôle en temps réel de type prédictif global considère les temps de propagation des débits d'un ouvrage de contrôle à un autre afin d'utiliser de façon optimale la capacité de stockage du réseau. La méthode la plus rigoureuse pour effectuer ce contrôle est la représentation des objectifs sous la forme d'une fonction mathématique à minimiser (ou maximiser) à l'aide d'une technique d'optimisation mathématique. Les variables de contrôle ainsi déterminées doivent satisfaire un certain nombre de contraintes, dont notamment les lois physiques de l'écoulement en réseau, généralement exprimées sous forme d'un modèle mathématique de simulation. Certains cas d'application de contrôle prédictif global recensés dans

la littérature utilisent des modèles de propagation par simple décalage des débits (Patry [1983], Schilling et Petersen [1987], Weinrich et al. [1997], Nelen [1992a], Gelormino et Ricker [1994]), tandis que d'autres font appel à des modèles reproduisant aussi l'atténuation des débits en réseau, sans toutefois pouvoir tenir compte des phénomènes de refoulement (Mailhot et al. [1999], Pleau et al. [1996], Vazquez [1997]). La stratégie de Labadie et al. [1980] utilise quant à elle un modèle entièrement dynamique, mais ne conduit pas nécessairement vers un minimum de la fonction objectif. Afin d'étudier l'influence de la mise en charge des conduites sur la performance d'un contrôle prédictif global, le développement d'une nouvelle stratégie de contrôle s'avère donc nécessaire. Cette stratégie devant faire appel à un modèle de simulation des écoulements en conduite pour évaluer l'impact des décisions de contrôle sur l'état du système, la section suivante présente une revue de ces modèles.

2.3 Modélisation des écoulements en réseau d'égout

Nous aborderons dans cette section les principales méthodes de propagation des débits en conduite d'égout en vue de déterminer la ou les plus appropriée(s) pour le contrôle en temps réel des réseaux d'égout sous surcharge. Les méthodes basées sur la physique des phénomènes propres à ce type d'écoulement seront tout d'abord présentées puis quelques modèles empiriques seront par la suite examinés. Seuls les modèles de propagation unidimensionnels seront considérés dans cette section puisque l'écoulement en réseau d'égout est dominé par les composantes associées à l'axe principal des conduites.

2.3.1 Modèles à base physique

2.3.1.1 Équations de St-Venant et leurs simplifications

La propagation unidimensionnelle des écoulements non permanents et graduellement variés dans les conduites d'égout peut être calculée par l'intégration numérique des équations de conservation de l'énergie et de la masse de Barré de St-Venant [Miller 1984].

L'équation de continuité (ou de conservation de la masse) traduit le fait que la différence entre les débits entrant et sortant d'un tronçon doit être égale au taux de changement du volume stocké dans cet élément et suppose donc un fluide homogène et incompressible. Ainsi :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \tag{2.2}$$

avec Q = débit, x = distance horizontale, A = aire transversale de la section mouillée et t = temps.

Quant à l'équation de conservation de l'énergie, elle provient de la seconde loi de Newton en supposant une pression toujours hydrostatique, en admettant que la résistance à la friction est la même qu'en régime permanent et en négligeant l'accélération verticale, ce qui donne :

$$g\frac{\partial h}{\partial x} + v\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial t} = g\left(S_0 - S_f\right) \tag{2.3}$$

avec g = accélération gravitationnelle, v = vitesse de l'écoulement, S_0 = pente du fond de la conduite et S_f = pente de friction. Le premier terme de cette équation exprime la force nette due à la pression de l'écoulement tandis que les second et troisième termes représentent respectivement les accélérations convective et locale. Enfin, les deux termes de droite sont associés aux forces de gravité et de friction.

Les équations de St-Venant sont valides pour simuler les écoulements à surface libre, mais peuvent également s'appliquer aux écoulements en charge par l'ajout d'une étroite fente fictive au sommet de la conduite, tel que suggéré par Preissmann et développé par Cunge et Wegner [1964]. En situation de surcharge, le niveau d'eau imaginaire à l'intérieur de cette fente représente la hauteur piézométrique. Puisque la célérité de propagation des ondes de crue dans les équations de St-Venant est inversement proportionnelle à la largeur de la surface de l'eau, le recours à une fente étroite conduit à de très grandes vitesses de propagation, telles que rencontrées lors d'écoulements sous pression [Ball 1985].

Plusieurs simplifications peuvent être apportées aux équations de St-Venant en fonction des situations particulières à représenter. La solution numérique des équations complètes de St-Venant est communément appelée le modèle de l'onde dynamique. Compte tenu des hypothèses liées au développement de ces équations, le modèle de l'onde dynamique ne demeure qu'une approximation de la physique des écoulements en conduite.

Une première simplification aux équations de St-Venant, le modèle de l'onde cinématique, suppose que tous les termes du membre de gauche de l'équation de conservation de l'énergie (termes d'accélération et de pression) sont négligeables, et ne retient que les forces dues à l'accélération gravitationnelle et à la friction. Cette approximation demeure généralement valable pour les canaux à pente forte et les hydrogrammes graduellement variés, tel qu'observé par Ponce et al. [1978] en comparant les caractéristiques de perturbations sinusoïdales propagées par le modèle d'onde cinématique et par le modèle dynamique complet. L'onde cinématique se propage exclusivement vers l'aval du réseau et c'est pourquoi sa résolution ne nécessite qu'une condition limite à l'amont, habituellement exprimée sous forme de débit entrant. En contrepartie, ce modèle ne peut reproduire les phénomènes d'influence aval (tel le refoulement dû aux surcharges) pas plus que, en principe, l'atténuation des ondes de crue. L'atténuation des débits souvent observée suite à l'application du modèle de l'onde cinématique découle d'erreurs numériques liées à la discrétisation des équations [Hromadaka II et al. 1986]. Afin de tirer avantage de la vitesse de résolution de l'approximation de l'onde cinématique, certains modèles opérationnels l'utilisent pour calculer les débits tant qu'ils demeurent inférieurs à la capacité maximale à surface libre des conduites. Lorsque les débits dépassent cette limite, ces modèles appliquent un algorithme simplifié de calcul des écoulements sous pression pour déterminer les débits et les hauteurs d'eau dans toutes les conduites affectées par la surcharge. Les modèles SURKNET de Pansic et Yen [1982] et SERAIL de Chocat et al. [1983] emploient ce type d'approximation (cf. Annexe C). Une limite importante de ces modèles est qu'ils ne peuvent tenir compte des phénomènes d'influence aval autres que ceux provoqués par la mise en charge des conduites, tel par exemple le passage d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel.

Quant au modèle de l'onde diffusante, il néglige les termes d'accélérations convective et locale dans l'équation de conservation de l'énergie $\left(\frac{\partial v}{\partial x} \text{ et } \frac{\partial v}{\partial t} = 0\right)$. Contrairement à l'onde cinématique, l'onde diffusante reproduit l'atténuation des ondes de crue. Motiee et al. [1996] ont développé un modèle de simulation des débits utilisant cette approximation pour reproduire les phénomènes d'influence aval et ayant recours à l'onde cinématique dans les conduites non affectées par ces influences. Ce dernier modèle devrait être utilisé avec précaution dans certains égouts où le terme d'accélération convective peut être du même ordre de grandeur que la variation d'énergie potentielle.

Les équations de St-Venant sont des équations différentielles partielles hyperboliques pour lesquelles aucune solution analytique n'est connue [Book et al. 1982]. La prochaine section présente les méthodes numériques utilisées pour leur résolution.

2.3.1.2 Méthodes de résolution des équations de St-Venant

2.3.1.2.1 <u>Modèles simplifiés</u>

Tel que mentionné précédemment, le modèle d'onde cinématique ne peut reproduire l'atténuation des ondes de crue. Toutefois, la discrétisation du modèle par un schéma non centré de différences finies peut transformer l'équation de l'onde cinématique en une équation de diffusion. Il est alors possible de relier le coefficient de diffusion ainsi introduit aux propriétés physiques du canal à modéliser afin de reproduire le laminage des débits [Smith 1980]. Cependant, ce type de modèle demeure impropre à la simulation des phénomènes d'influence aval et c'est pourquoi certains auteurs ont recours à diverses astuces pour modéliser simplement les écoulements en charge tout en ayant recours à l'onde cinématique dans les zones à surface libre. Les principales limitations associées à ce genre de modélisation proviennent des simplifications apportées au niveau de la transition d'un type d'écoulement à l'autre, de l'impossibilité de reproduire les influences aval autres que celles provoquées par la mise en charge et de la difficulté à simuler les débits et hauteurs d'eau dans les conduites de faible pente. Parmi ce type de modèles, on retrouve entre autres ceux de Toyokuni [1982], de Yen et Pansic [1980], d'El Abboudi [2000], de Chiang et

Bedient [1984 ; 1986], de Chocat et al. [1983] et de Motiee [1996]. Les équations et les procédures de résolution de ces divers modèles de même qu'une courte discussion de leur performance respective sont présentés à l'Annexe C.

2.3.1.2.2 Modèle dynamique complet

La résolution du modèle de l'onde dynamique requiert la connaissance des conditions initiales (débits et hauteurs d'eau) dans chaque tronçon du réseau et de deux conditions aux limites, qui peuvent être représentées sous forme d'hydrogrammes ou de relations hauteur-débit [Bowen et al. 1989].

Trois types de schémas numériques ont été développés pour déterminer la solution du modèle complet de l'onde dynamique, soit la méthode des caractéristiques sur un maillage spatial fixe ainsi que les méthodes explicite et implicite de résolution par différences finies [Vitasovic et al. 1990]. Les deux premières méthodes sont assujetties au critère de Courant pour la détermination des pas de temps admissibles, lequel s'exprime ainsi :

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{\sqrt{gh} + |v|} \tag{2.4}$$

tandis que les méthodes implicites n'ont pas à respecter ce critère [Ball 1985]. L'utilisation d'un pas de temps supérieur à celui prescrit par le critère de Courant avec la méthode des caractéristiques ou avec un schéma explicite de différences finies peut provoquer des instabilités au niveau des résultats de modélisation. Ainsi, les méthodes implicites peuvent être utilisées avec de plus grands pas de temps et sans aucune restriction sur la longueur des conduites (pas d'espace), ce qui permet une représentation plus réaliste du réseau à modéliser [Ji et al. 1996]. Une description détaillée de chacun de ces schémas de résolution apparaît à l'Annexe C en compagnie d'une revue des modèles utilisant ces schémas pour simuler l'écoulement en conduite d'égout.

2.3.1.3 Modèle détaillé d'étude des mises en charge

Les modèles basés sur la résolution des équations de St-Venant ne peuvent reproduire de façon détaillée les conditions instables, telles la pressurisation d'une conduite, puisque à ce moment il est nécessaire de considérer non seulement l'écoulement de l'eau, mais également l'écoulement de l'air [McCorquodale et Hamam 1983]. Les débits fortement instables créent aussi des fluctuations de pression qui ne peuvent être prises en compte par ce type de modèle. C'est pourquoi Hamam et McCorquodale [1982] ont développé une procédure de calcul des écoulements de transition qui tient compte des mouvements de l'eau et de l'air. Les résultats du modèle ainsi que certaines observations en laboratoire ont permis de constater que dans une conduite circulaire et pour des hauteurs relatives supérieures à 0,8, la surface de l'eau est très instable. Le moindre contre-courant d'air peut alors provoquer la pressurisation de la conduite. Li et McCorquodale [1999] ont comparé les résultats de ce modèle avec des mesures en laboratoire pour conclure qu'il permet de bien reproduire la fréquence des fluctuations de pression lors de la mise en charge quoiqu'en sous-estimant leur atténuation.

2.3.2 Autres types de modèles

La propagation des débits en conduite peut être simulée à l'aide de modèles ne décrivant pas explicitement la physique des phénomènes. La présente section présente un bref aperçu de ces modèles.

2.3.2.1 Modèle Muskingum

Le modèle Muskingum est un modèle conceptuel à deux paramètres qui devient linéaire lorsque ces paramètres sont constants dans le temps [Chen et Wang 1996]. Toutefois, Cunge [1969] a montré que, si les paramètres sont adéquatement calculés à chaque pas de temps en fonction des caractéristiques des conduites et des conditions d'écoulement, la formulation du modèle Muskingum est équivalente à celle obtenue en représentant le modèle de l'onde cinématique sous forme de différences finies. L'attribution à l'un des paramètres d'une valeur correspondant à la

vitesse de propagation des ondes de crue permet également de reproduire favorablement le décalage des hydrogrammes. Quant à l'atténuation des débits par le modèle, elle provient du schéma numérique et varie en fonction des paramètres choisis. Koussis et Chang [1982] présentent un cas d'application du modèle Muskingum à coefficients variables. Tout comme le modèle de l'onde cinématique auquel il peut être relié, le modèle Muskingum ne peut simuler les phénomènes d'influence aval et ne peut donc reproduire que les écoulements à surface libre.

2.3.2.2 Modèles stochastiques et fonctions de transfert

Un modèle stochastique représente une relation dynamique entre les intrants et les sorties d'un système sans décrire en détails les processus internes influençant la réponse de ce système [Capodaglio 1994b]. Un modèle de type fonction de transfert est un modèle stochastique dont les données d'entrée correspondent à des variables observées. Puisque les paramètres du modèle peuvent être ajustés en fonction des nouvelles mesures disponibles et que ce type de modèle requiert peu de connaissances des caractéristiques du système, les fonctions de transfert peuvent être avantageusement utilisées pour contrôler en temps réel les réseaux de drainage urbains, tel qu'illustré par Capodaglio et al. [1990] sur le réseau de Venise, en Italie. Assabane et Bennis [2000] proposent également un modèle de type fonction de transfert pour simuler la propagation des débits dans un intercepteur de la ville de Montréal (Canada) en vue d'un contrôle en temps réel.

2.3.2.3 Utilisation d'un réseau neuronal

L'utilisation d'un réseau neuronal permet de décomposer la relation entre les entrées et les sorties d'un système en une suite d'étapes linéairement séparables. Le poids de chaque connexion est d'abord fixé au hasard, puis les valeurs sont ajustées par apprentissage. Ce type de modèle une fois calé peut simuler les débits en conduite très rapidement, mais ne demeure valide que dans des conditions se rapprochant de celles prévalant lors de l'apprentissage. La validité de ces modèles se limite généralement aux prédictions à court terme [Rabasso et Rosell 1996]. Dartus et al. [1993]

ont utilisé ce type de modélisation pour simuler la propagation d'un hydrogramme de crue triangulaire dans un collecteur de la ville de Marseille.

2.3.2.4 Modèles conceptuels

Les modèles conceptuels appliqués en réseau d'égout (souvent désignés par le terme modèles hydrologiques) sont très stables numériquement et de résolution rapide. Toutefois, l'hydrodynamique y étant grandement simplifiée, ils ne peuvent tenir compte des phénomènes de refoulement. Figlus [1986] a utilisé ce type de modèle pour reproduire l'écoulement en réseau d'égout par une série de réservoirs linéaires équivalents. Cet auteur a tenté en vain de relier les paramètres du modèle aux caractéristiques du réseau, les temps de propagation étant très variables selon le taux de remplissage des conduites. Eberl [2000] a également proposé un modèle hydrologique pour estimer la propagation des débits en réseau d'égout. Le modèle présenté suppose la séparation additive des influences du débit et de la profondeur d'eau sur les conditions d'écoulement en conduite. Les résultats de ce modèle hydrologique ont été comparés à ceux du modèle EXTRAN [Roesner et al. 1983] sur un réseau des Alpes allemandes. Cette comparaison a confirmé que l'utilisation de modèles hydrologiques, même non linéaires, ne permet pas de reproduire les phénomènes d'influence aval.

2.3.3 Conclusion

L'objet de cette section était d'effectuer une revue de littérature des modèles de simulation des écoulements en conduite en vue de la sélection du type de modèle à intégrer à la stratégie de contrôle en temps réel des réseaux d'égout sous surcharge. Les modèles stochastiques et les réseaux neuronaux nécessitant de nombreuses séries d'entrées/sorties afin d'être adéquatement calés, leur utilisation ne peut être considérée dans le cadre de cette thèse. Les critères sur lesquels doit s'appuyer le choix du modèle sont la possibilité de simuler les écoulements en charge, la stabilité des résultats et le temps de résolution du modèle.

Le premier critère permet d'emblée d'éliminer les modèles hydrologiques et de type Muskingum ainsi que le modèle de l'onde cinématique. Concernant les modèles utilisant cette dernière approximation dans les zones à surface libre en combinaison avec un modèle d'écoulement sous pression pour les zones en charge, nous avons vu que certains d'entre eux admettaient une transition trop simplifiée d'un type d'écoulement à l'autre, tandis que d'autres ne pouvaient reproduire adéquatement les écoulements à surface libre dans les conduites de pente plus faible. Cependant, un modèle adoptant les principes généraux de ces derniers modèles (modélisation distincte pour chaque type d'écoulement) pourrait être avantageusement utilisé dans un contexte de contrôle en temps réel, à condition que les modifications nécessaires y soient apportées afin de corriger les lacunes constatées.

Quant à la résolution numérique des équations de St-Venant, nous avons vu qu'elle peut être réalisée à l'aide de trois schémas distincts, soit la méthode des caractéristiques et les méthodes explicite et implicite de résolution par différences finies. Parmi ces schémas, la résolution par un schéma de différences finies implicite semble la plus appropriée dans un contexte de contrôle en temps réel. En effet, les schémas explicites et la méthode des caractéristiques demeurent soumis au critère de Courant et exigent par conséquent l'utilisation de pas de temps plus courts pour assurer la stabilité des résultats. Non seulement cette limite peut-elle conduire à des temps de calcul plus grands, mais elle risque également d'engendrer des résultats instables lors de l'utilisation du modèle en temps réel, ce qui peut compromettre la recherche d'une stratégie de contrôle optimale. Nous verrons donc au chapitre suivant comment on peut tirer avantage de l'utilisation d'un schéma de résolution implicite pour la résolution d'un modèle simplifié de simulation des écoulements en conduite d'égout.

3 MODÈLE DE SIMULATION DES ÉCOULEMENTS EN CONDUITE D'ÉGOUT

La nature prédictive de la stratégie de contrôle en temps réel proposée dans le cadre de cette thèse nécessite le recours à un modèle de simulation des écoulements en conduite. Puisque la stratégie proposée permettra les écoulements en charge dans certains éléments du réseau contrôlé (cf. Chapitre 4), le modèle doit être en mesure de simuler ce type d'écoulement. Comme nous le verrons plus en détails au chapitre suivant, le modèle développé ne sera appliqué que dans certaines parties du réseau pouvant admettre les mises en charge (intercepteurs, tunnels, conduites de stockage, etc.) ou encore au voisinage d'ouvrages créant des conditions particulières d'écoulement (vannes ou autres). Ces éléments étant rarement maillés ou ramifiés, le modèle adoptera une formulation simple.

Après une brève description du concept d'influence aval, ce chapitre présente les équations de base du modèle puis la procédure de résolution de ces équations. La validité du modèle est ensuite évaluée en fonction de sa robustesse, de sa rapidité de résolution et de sa capacité à reproduire les débits et hauteurs d'eau en réseau d'égout en fonction des débits entrant. En regard du premier de ces critères, on souhaite que le modèle puisse être utilisé sur divers réseaux de configurations, de pentes, de longueurs et de diamètres différents sans que les résultats ne présentent de discontinuités ni d'oscillations. La vitesse de résolution du modèle doit être suffisamment grande pour permettre son application en temps réel dans un contexte d'optimisation. Enfin, la capacité du modèle à reproduire les débits et hauteurs d'eau sera évaluée en comparant ses résultats à ceux de modèles dynamiques complets.

3.1 Concept d'influence aval

Tel que mentionné au chapitre précédent, certains modèles de simulation des écoulements en conduite d'égout déterminent les débits selon une procédure de calcul en cascade, c'est-à-dire d'amont en aval du réseau. Ce type de modèle suppose que les conditions d'écoulement en un

point particulier du réseau ne peuvent influencer l'état du système qu'en aval de ce point. Or dans certaines situations, cette hypothèse s'éloigne largement des conditions réelles.

En effet, lorsque l'écoulement est de type fluvial, c'est-à-dire lorsque la vitesse de l'eau est inférieure à la vitesse de propagation des ondes de crue donnée par : $c = \sqrt{gh}$, les ondes se propagent vers l'aval ainsi que vers l'amont du réseau ; on ne peut donc plus admettre l'absence d'influence de l'aval sur l'amont. Pour illustrer ce concept, on peut penser à l'onde circulaire engendrée à la surface de l'eau par une pierre. La progression de cette onde est observée par le déplacement de cercles concentriques se propageant à la vitesse "c". Lorsque cette vitesse est supérieure à celle de l'eau, la portion amont des cercles remonte le courant. À l'opposé, lorsque la vitesse de l'eau est plus grande que celle de l'onde, les cercles sont entraînés vers l'aval et on qualifie alors l'écoulement de torrentiel.

En situation d'écoulement en charge, les conditions d'écoulement en un point peuvent également agir sur l'état du système en amont. Les forces de friction à vaincre pour acheminer les débits vers l'aval du réseau sont alors fournies par l'élévation des hauteurs piézométriques, ce qui entraîne une augmentation du niveau d'eau en amont des zones en charge et peut provoquer la remontée de l'eau vers l'amont. La prise en compte des conditions d'écoulement dans chacune des conduites influencées par ce refoulement est essentielle au calcul du débit circulant dans les conduites en charge.

Les sections suivantes montrent comment le modèle proposé tient compte de ces divers cas d'influence aval tout en ayant recours au concept de calcul en cascade lorsqu'il est possible d'omettre les influences se propageant de l'aval vers l'amont.

3.2 Équations de base du modèle

Le modèle développé, dénommé le MIA pour Modèle d'Influence Aval, représente le réseau d'égout comme une suite de conduites reliées par des noeuds. Les débits et hauteurs d'eau dans ces conduites sont calculés à l'aide des équations de conservation de la masse et de l'énergie (éqs. 2.2 et 2.3), en admettant la continuité des débits et des hauteurs d'eau à chaque noeud. Les conditions limites sont données par l'hydrogramme des débits entrant en amont de chaque tronçon du réseau et par une relation hauteur-débit à l'aval. L'originalité du modèle réside dans la méthode employée pour résoudre ces équations, lesquelles sont résolues indépendamment pour chaque conduite du réseau tant et aussi longtemps qu'une influence aval n'est pas rencontrée. Dans une telle situation, les équations sont résolues simultanément pour l'ensemble des conduites influencées. Nous verrons à la section 3.3 le détail de cette procédure de résolution.

La discrétisation choisie pour l'équation de conservation de la masse est la suivante :

$$Q_s(t) = Q_e(t) - \frac{V\left(h_{am}(t), h_{av}(t)\right) - V\left(h_{am}(t-\Delta t), h_{av}(t-\Delta t)\right)}{\Delta t} \tag{3.1}$$

avec Q_s = débit sortant de la conduite, Q_e = débit entrant dans la conduite, V = volume d'eau dans la conduite, h_{am} = hauteur d'eau en amont de la conduite et h_{av} = hauteur d'eau en aval de la conduite. $Q_e(t)$ étant la condition limite amont du système et $h_{av}(t)$ étant reliée à $Q_s(t)$ par une relation hauteur-débit à l'aval, les inconnues de cette équation sont $Q_s(t)$ et $h_{am}(t)$. La seconde équation permettant de relier ces deux variables est l'équation de conservation de l'énergie auxquelles diverses simplifications sont apportées en fonction de la présence ou non d'une influence aval. Ces dernières simplifications sont présentées à la section suivante.

3.2.1 Configurations particulières d'écoulement

Les simplifications apportées à l'équation de conservation de l'énergie à l'intérieur du MIA sont conditionnées par la présence ou non d'une influence aval. Le modèle considère que ce type d'influence survient lors de l'augmentation de la hauteur d'eau en direction aval, provoquée ou

non par une mise en charge, ou à cause de conditions limites particulières à l'aval du réseau (chute, vanne, puits de pompage, etc.). Dans tous les cas, la pente de friction est calculée par l'équation de Manning :

$$S_f = \frac{n^2 |Q_s| Q_s}{A^2\left(h_{av}(t)\right) R_h^{4/3}\left(h_{av}(t)\right)} \tag{3.2}$$

avec n = coefficient de friction de Manning et R_h = rayon hydraulique.

3.2.1.1 Cas sans influence aval

Lorsque aucune influence aval n'est rencontrée, les termes d'accélération et d'énergie potentielle sont négligés dans l'équation de conservation de l'énergie, ce qui correspond au modèle de l'onde cinématique :

$$S_f(t) = S_0 \tag{3.3}$$

Cette dernière équation admet que les hauteurs d'eau en amont et en aval de la conduite sont égales ($h_{am}(t) = h_{av}(t)$), ce qui élimine la nécessité d'une condition limite à l'aval. Cette simplification demeure valide pour les conduites de forte pente lorsque les variations de débit sont suffisamment graduelles pour mener à des conditions d'écoulement permanent à chaque pas de temps et lorsque la conduite n'est pas en charge [Motiee et al. 1996 ; Ponce et al. 1978]. La figure 3.1 présente, pour deux conduites, le profil de la ligne d'eau supposé par le modèle dans une telle situation.

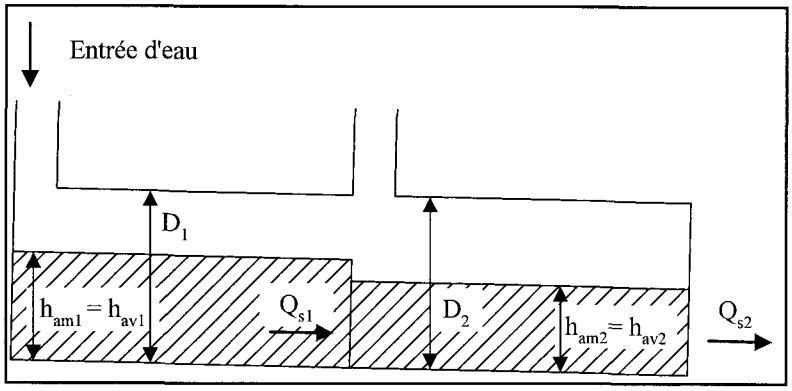

Figure 3.1 : Profil de la ligne d'eau sans influence aval

En combinant les équations 3.2 et 3.3, l'équation à résoudre devient :

$$S_0 = \frac{n^2 \left|Q_s(t)\right| Q_s(t)}{A^2\left(h_{av}(t)\right) R_h^{4/3}\left(h_{av}(t)\right)} \tag{3.4}$$

avec $Q_s(t)$ donné par l'équation 3.1. La procédure itérative adoptée pour résoudre cette équation consiste à fixer un $Q_s(t)$ initial, à calculer la hauteur aval correspondant à ce débit à l'aide de l'équation 3.4 puis à vérifier si ces valeurs de $Q_s(t)$ et de $h_{av}(t)$ satisfont l'équation de conservation de la masse (éq. 3.1). Dans le cas contraire, la valeur de $Q_s(t)$ est modifiée et les calculs réitérés jusqu'à l'atteinte de la précision désirée. Cependant, le calcul de $h_{av}(t)$ en fonction de $Q_s(t)$ ne peut se faire de façon explicite. On emploie donc à cette fin une équation de régression présentée à l'Annexe E. Lorsque le débit devient supérieur à la capacité à surface libre de la conduite, l'approximation de l'onde cinématique ne peut plus être utilisée puisque l'écoulement devient en charge. On doit alors se référer au cas d'influence aval présenté à la section 3.2.1.2.1.

3.2.1.2 Cas avec influence aval

Le MIA considère trois types distincts d'influence aval, soit celles survenant : 1) lorsque la hauteur d'eau au point d'entrée d'une conduite est plus élevée que celle calculée au point de sortie de la conduite immédiatement en amont, 2) lorsque le débit sortant d'une conduite est supérieur à sa capacité à surface libre et 3) en présence de conditions limites particulières à l'aval du réseau.

Les deux premiers types d'influence aval sont traités à la section 3.2.1.2.1 alors que le troisième est abordé à la section 3.2.1.2.2. Dans chacun des cas, on admet la continuité des débits et des hauteurs d'eau aux jonctions et les équations de conservation de la masse et de l'énergie sont résolues simultanément pour toutes les conduites influencées par l'aval, soit jusqu'à ce que la ligne d'eau rejoigne celle calculée sans tenir compte de cette influence. Les équations utilisées pour les écoulements sous pression et à surface libre sont alors les mêmes, la hauteur d'eau étant remplacée par la hauteur piézométrique dans l'équation de conservation de l'énergie pour les zones en charge.

3.2.1.2.1 Influence aval causée par une hausse du niveau d'eau ou par une mise en charge

Le premier type d'influence aval considéré par le modèle provient d'une augmentation de la hauteur d'eau vers l'aval du réseau, laquelle peut découler d'une augmentation du débit ou d'une diminution de la capacité des conduites (diminution de la pente ou du diamètre, augmentation de la rugosité, etc.). Dans la conduite subissant une telle influence, la hauteur d'eau aval est fixée égale à la hauteur d'eau amont de la conduite influente. L'équation de conservation de l'énergie est dans ce cas simplifiée et adopte la forme suivante (modèle de l'onde diffusante) :

$$\frac{h_{av}(t) - h_{am}(t)}{\Delta x} = S_0 - S_f\left(h_{av}(t)\right) \tag{3.5}$$

avec Δx = longueur de la conduite. Cette dernière équation permet de calculer la hauteur d'eau en amont de la conduite influencée, la pente de friction (S_f) étant donnée par l'équation de Manning (éq. 3.2). Cependant, par souci de cohérence et pour éviter les oscillations lors de la recherche de la solution, on utilise plutôt l'équation E.6 (cf. Annexe E) lorsque $0{,}3000 < \frac{nQ}{D^{8/3}S_0^{1/2}} < 0{,}3117$, en y remplaçant S_0 par S_f. En effet, tel que mentionné précédemment, le calcul explicite de $h_{av}(t)$ en fonction de $Q_s(t)$ a nécessité la mise en place d'une équation de régression. Cette dernière tente d'approcher l'équation de Manning lorsque $\frac{nQ}{D^{8/3}S_0^{1/2}} < 0{,}3000$, c'est-à-dire lorsque

$\frac{h}{D} < 0,7851$ et qu'une seule hauteur d'eau satisfait l'équation de Manning pour chaque valeur de débit. Pour des hauteurs d'eau supérieures et tant que la conduite n'est pas pleine, une relation linéaire entre h et Q est plutôt utilisée. Cette relation évite le calcul de hauteurs d'eau différentes pour un seul et même débit.

La figure 3.2 présente le profil de la ligne d'eau tel que le représente le modèle en situation d'influence aval. Sur cette figure, le débit introduit en amont de la conduite #3 influence les débits et hauteurs d'eau de la conduite #2 dans son entier, mais n'influence que partiellement la conduite #1. Deux pentes distinctes sont calculées pour la surface de l'eau dans cette dernière conduite, ce qui permet une représentation plus fine des variations de hauteurs d'eau tout en conservant un pas d'espace correspondant à la longueur de la conduite.

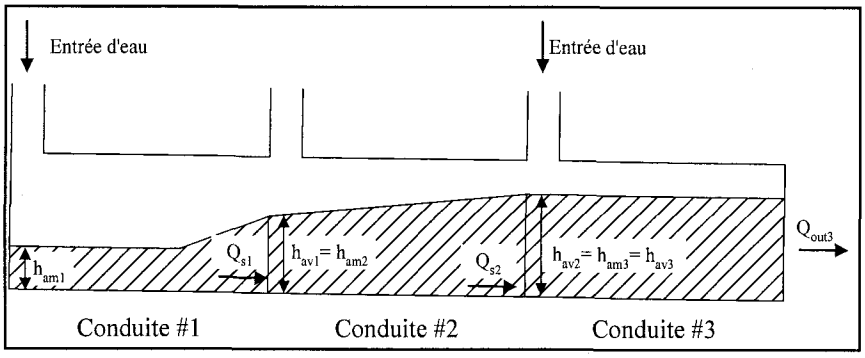

Figure 3.2 : Profil de la ligne d'eau avec influence aval (écoulement à surface libre)

La figure 3.2 montre également que la ligne d'eau supposée par le modèle dans la conduite #3 est parallèle au radier de cette dernière. En effet, si cette conduite ne subit aucune influence aval, on y retient l'approximation de l'onde cinématique présentée à la section 3.2.1.1. Lorsque le débit sortant de cette conduite devient supérieur à sa capacité maximale à surface libre, cette approximation ne peut toutefois plus être retenue à cause de la prépondérance des termes de pression dans l'équation de conservation de l'énergie lors d'écoulements en charge. La hauteur

d'eau en aval de la conduite en charge est alors fixée au diamètre de celle-ci puis l'équation 3.5 est utilisée pour calculer la hauteur d'eau en amont de la conduite. La hauteur d'eau ainsi calculée peut provoquer ou non une influence sur les conduites situées en amont de la conduite en charge. Dans la première situation, les débits et hauteurs d'eau des conduites influencées sont déterminés selon la procédure présentée précédemment. Le profil de la ligne d'eau tel que supposé par le modèle correspond alors à celui représenté à la figure 3.3.

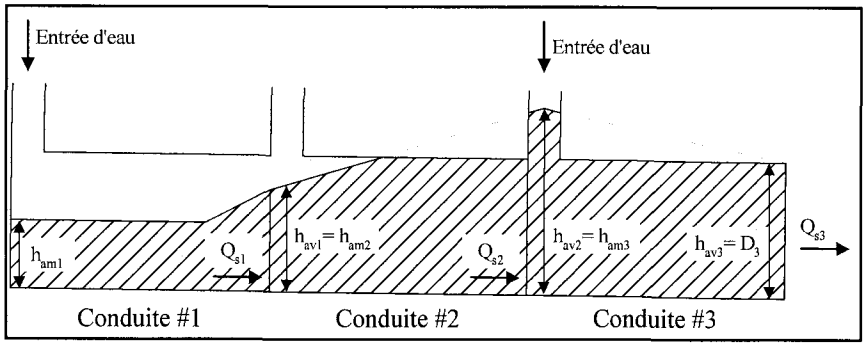

Figure 3.3 : Profil de la ligne d'eau avec influence aval (écoulement en charge)

3.2.1.2.2 <u>Influence aval causée par une condition limite particulière</u>

Plusieurs types de conditions limites particulières peuvent influencer les conditions d'écoulement vers l'amont du réseau. La formulation actuelle du MIA permet de considérer deux de ceux-ci, soit le passage d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel ainsi que la présence d'un puits de pompage à l'aval du réseau. À noter que la modélisation d'une vanne de régulation des débits ou de toute autre condition limite pourrait également être intégrée au MIA, à condition que la relation hauteur-débit au droit de cet ouvrage soit connue.

3.2.1.2.2.1 Passage d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel

Le passage d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel peut survenir, par exemple, lorsqu'une conduite pour laquelle l'écoulement est de type fluvial se jette dans un puits ou dans une conduite de pente plus forte. La transition d'un type d'écoulement à l'autre suppose la présence à la jonction des deux éléments d'un écoulement dit critique, pour lequel le nombre de Froude (F_r) est égal à l'unité :

$$F_r = \frac{v^2}{gh} = 1 \tag{3.6}$$

La hauteur d'eau vérifiant cette dernière équation, ou hauteur critique, ne peut être directement calculée en fonction du débit. La procédure de résolution du MIA nécessitant le calcul explicite de la hauteur d'eau en fonction du débit à l'aval du système, une équation de régression a été développée afin de réaliser ce calcul. Cette équation est présentée à l'Annexe E.

En présence d'un écoulement critique à l'aval d'une conduite, des variations significatives de vitesse entre l'amont et l'aval sont observées à cause de la disparité des hauteurs d'eau. Le terme d'accélération convective de l'équation de conservation de l'énergie peut alors devenir du même ordre de grandeur que la différence entre les termes de gravité et de friction. Ce propos est illustré à la figure 3.4, laquelle montre la variation dans le temps de chacun des termes de l'équation de conservation de l'énergie tels qu'obtenus à l'aide d'un modèle dynamique complet, le modèle EXTRAN (cf. Annexe D), sur la dernière conduite de l'intercepteur Marigot de la ville de Laval (cf. section 3.4). Cette conduite étant assimilée à un exutoire à surface libre et l'écoulement y demeurant de type fluvial pendant toute la durée de la simulation, une hauteur d'eau critique est assumée en tout temps à l'aval de celle-ci. Notons que sur la figure 3.4 le terme d'accélération locale n'est pas représenté, ce dernier demeurant toujours inférieur à 5 % de la valeur de chacun des autres termes.

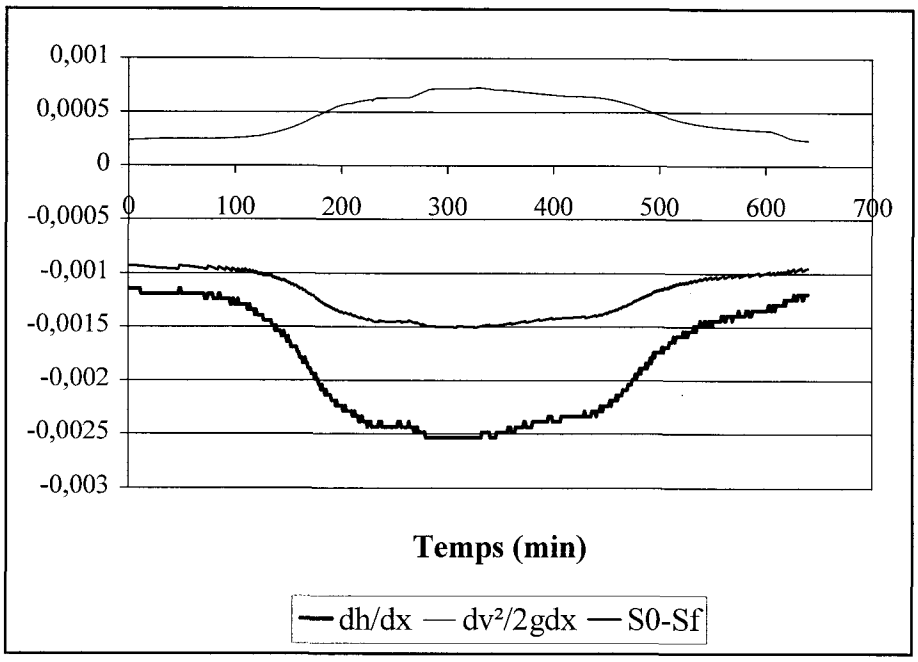

Figure 3.4 : Variation des termes d'énergie pour un exutoire à surface libre sous régime fluvial

Étant donnée l'importance des termes d'accélération convective lors du passage d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel, ceux-ci sont conservés dans le MIA pour la modélisation de ce type de transition. L'équation de conservation de l'énergie est alors discrétisée ainsi :

$$\frac{h_{av}(t) - h_{am}(t)}{\Delta x} + \frac{1}{g}\frac{v_{av}^{\ 2}(t-\Delta t) - v_{am}^{\ 2}(t-\Delta t)}{2\Delta x} = S_0 - S_f(t) \tag{3.7}$$

avec v_{av} = vitesse de l'eau en aval de la conduite et v_{am} = vitesse de l'eau en amont de la conduite. Cette dernière équation utilise pour le calcul du terme d'accélération convective les vitesses calculées au pas de temps précédent. Cette approximation a été retenue pour permettre le calcul direct de la hauteur d'eau en amont d'une conduite en fonction de valeurs connues. Les erreurs engendrées par cette approximation sont toutefois largement inférieures à celles provoquées par l'omission du terme d'accélération convective.

Tel que mentionné précédemment, le MIA considère qu'une influence aval se propage vers l'amont du réseau jusqu'à ce que la ligne d'eau calculée, dans ce cas-ci à l'aide de l'équation 3.7, rejoigne la hauteur déterminée précédemment sans tenir compte de l'influence aval. Deux pentes distinctes peuvent donc être calculées dans une même conduite lors du passage d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel. La ligne d'eau adopte dans ce cas un profil similaire à celui représenté à la figure 3.5.

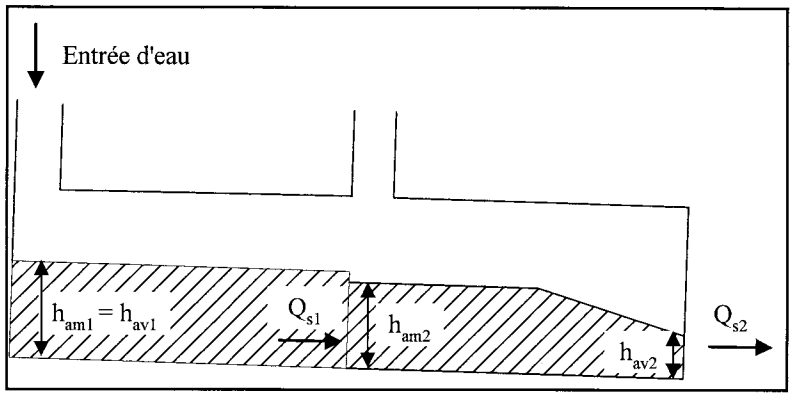

Figure 3.5 : Profil de la ligne d'eau lors du passage d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel

3.2.1.2.2.2 <u>Puits de pompage</u>

L'introduction d'un puits de pompage en aval du réseau ne vient que modifier les conditions limites aval du modèle. En fonction du débit entrant dans le puits et du débit pouvant en être retiré par pompage, la hauteur d'eau y est calculée par conservation de la masse (éq. 3.1). Si la hauteur d'eau ainsi calculée est inférieure à la hauteur d'eau à l'exutoire du réseau, le puits n'exerce aucune influence sur le réseau et ces deux éléments sont traités indépendamment. La ligne d'eau peut alors être telle que représentée à la figure 3.6.

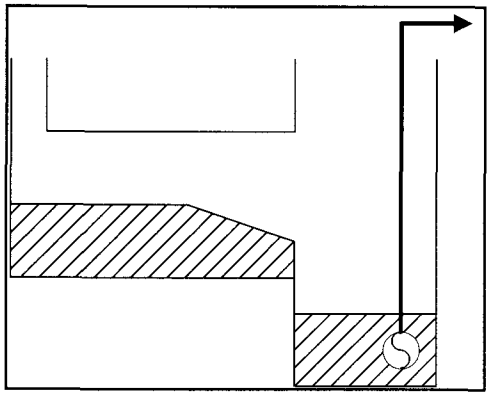

Figure 3.6 : Puits de pompage sans influence sur le réseau

À l'opposé, lorsque la hauteur d'eau dans le puits est supérieure à la hauteur d'eau à l'exutoire du réseau, l'influence du puits sur le réseau est considérée et les calculs s'effectuent tel qu'exposé à la section 3.2.1.2.1. La ligne d'eau peut alors afficher une configuration semblable à l'une de celles illustrées à la figure 3.7.

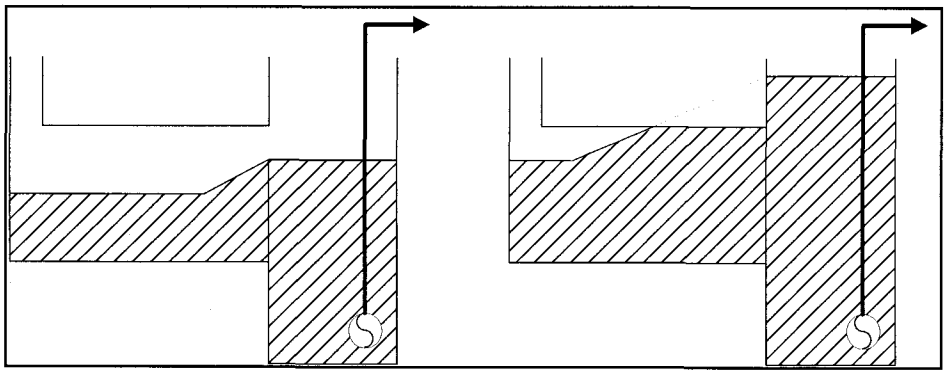

Figure 3.7 : Puits de pompage avec influence sur le réseau

3.3 Méthode de résolution

En absence d'influence aval, le modèle proposé retient le concept de calcul en cascade, c'est-à-dire d'amont en aval du réseau. Dans le cas contraire, le modèle adopte une procédure de calcul itérative sur l'ensemble des conduites influencées par les conditions d'écoulement à l'aval. Ainsi,

les débits et hauteurs d'eau des conduites du réseau sont déterminés à chaque pas de temps selon l'organigramme présenté à la figure 3.8. Sur cette figure, les conduites sont numérotées de 1 à n, en ordre croissant vers l'aval du réseau. L'algorithme de résolution est composé de trois boucles principales imbriquées une dans l'autre, l'objectif de la "boucle de calcul de $Q_s(x,t)$" (cf. figure 3.8) étant de déterminer le débit quittant la conduite x de façon à 1) satisfaire les équations de conservation de la masse et de l'énergie dans chaque conduite influencée par la conduite x et à 2) satisfaire la continuité des débits et hauteurs d'eau aux noeuds reliant ces conduites.

Pour ce faire, un débit initial est tout d'abord fixé en aval de la conduite x puis la hauteur en aval de cette conduite est déterminée en fonction de ce débit selon la condition limite appropriée, c'est-à-dire selon l'équation E.5, E.6 ou E.7 (hauteur normale), selon l'équation E.12 (hauteur critique) ou selon la hauteur d'eau correspondante dans le puits de pompage. La hauteur en amont de la conduite x est ensuite calculée à partir de l'équation de conservation de l'énergie, approximée par l'une des équations suivantes :

1) Aucune influence aval (équivaut à l'équation 3.3) :

$$h_{am}(t) = h_{av}(t) \tag{3.8}$$

2) Influence aval provoquée par une augmentation de la ligne d'eau ou par une mise en charge (équivaut à l'équation 3.5) :

$$h_{am}(t) = h_{av}(t) - \left[S_0 - S_f\left(h_{av}(t)\right)\right]\Delta x \tag{3.9}$$

3) Influence aval provoquée par le passage d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel (équivaut à l'équation 3.7) :

$$h_{am}(t) = h_{av}(t) + \frac{v_{av}^{\ 2}(t-\Delta t) - v_{am}^{\ 2}(t-\Delta t)}{2g} - \left[S_0 - S_f\left(h_{av}(t)\right)\right]\Delta x \tag{3.10}$$

Dans les cas 2) et 3), la hauteur d'eau en amont de la conduite x demeure inchangée face à la situation sans influence aval s'il appert que la hauteur calculée est, respectivement, inférieure ou supérieure à celle calculée sans tenir compte de l'influence aval. Dans cette situation, la position du point de retour à surface libre est déterminée et deux pentes distinctes de ligne d'eau sont calculées dans la conduite x.

Les hauteurs d'eau étant connues, et par conséquent les volumes, il est par la suite possible de déterminer le débit qui devrait entrer dans la conduite x, $Q_e(x,t)$, afin de satisfaire l'équation de conservation de la masse (éq. 3.1). Si la conduite x ne provoque aucune influence sur les conduites en amont, l'étape suivante consiste à vérifier si le débit $Q_e(x,t)$ ainsi calculé correspond effectivement au débit entrant dans la conduite x, calculé à partir des conditions en amont de celle-ci. Si l'écart entre ces deux débits est supérieur à la précision désirée, le débit à l'aval de x est modifié et la procédure répétée jusqu'à l'obtention de cette précision.

Si toutefois la conduite x influence les conditions d'écoulement vers l'amont, les calculs doivent s'effectuer sur l'ensemble des conduites influencées. La hauteur d'eau en aval de la conduite x-1 est alors fixée à la hauteur d'eau en amont de x, puis le débit sortant de x-1 considéré égal à $Q_e(x,t)$, auquel sont soustraits les apports latéraux introduits dans le réseau à la jonction des deux conduites. La hauteur d'eau et le débit en amont de x-1 sont ensuite calculés selon la procédure précédemment présentée pour la conduite x, puis les calculs se poursuivent de la même façon jusqu'à l'amont de la zone influencée. L'objectif de l'algorithme est alors de déterminer le débit $Q_s(x,t)$ qui, à travers le calcul des débits et hauteurs d'eau dans les conduites influencées, permet de remonter jusqu'au débit entrant dans cette zone.

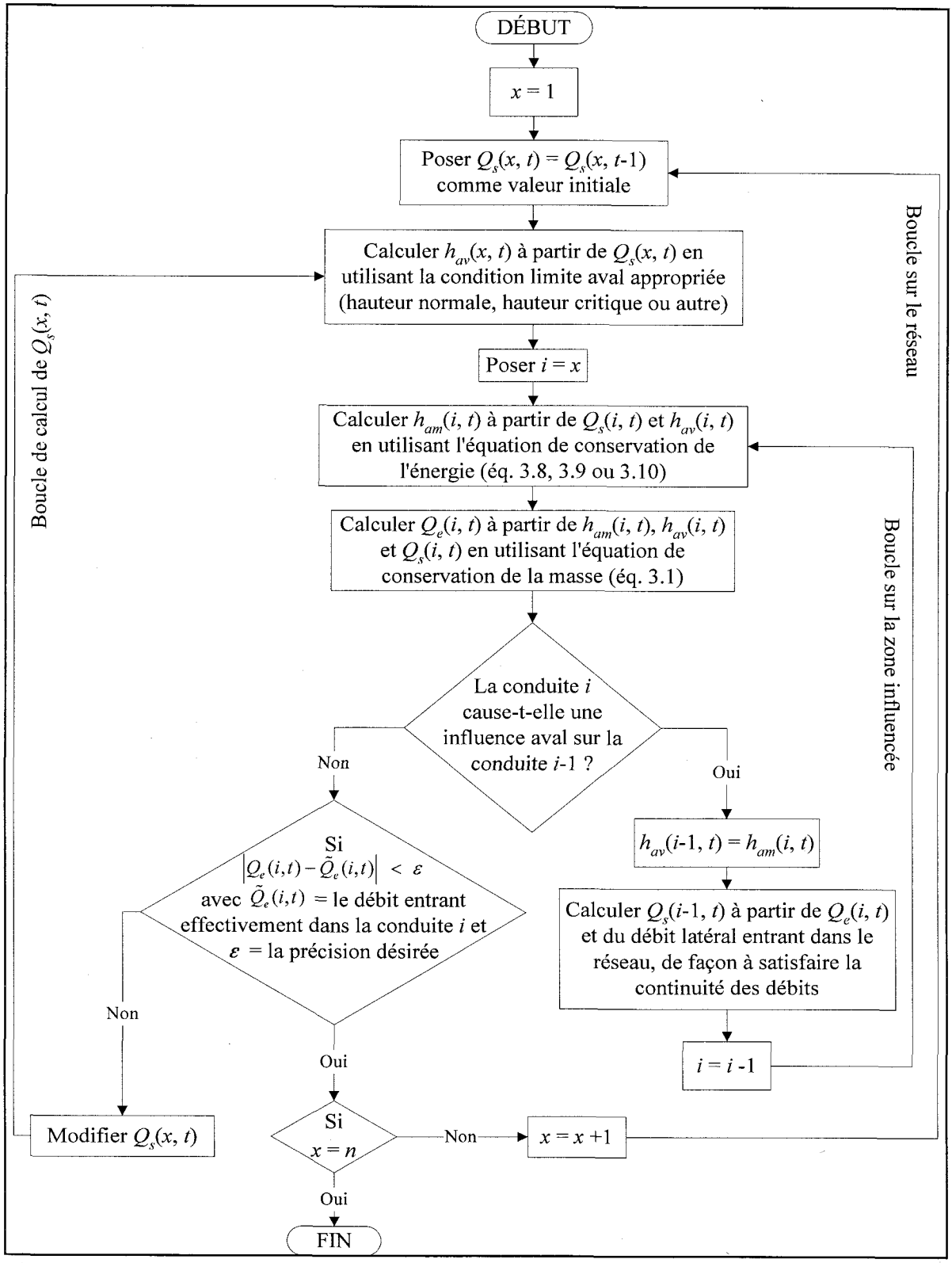

Figure 3.8 : Algorithme de résolution du modèle pour un pas de temps particulier

3.4 Validation

La validation du modèle vise à évaluer sa robustesse, sa rapidité de résolution ainsi que sa capacité à reproduire les débits et hauteurs d'eau en réseau d'égout en fonction des débits entrant. À cette fin, les résultats du modèle ont été comparés à ceux donnés par les modèles EXTRAN [Roesner et al. 1983] et SUPERLINK [Ji 1998] lors de divers événements pluvieux et sur plusieurs réseaux d'égout.

3.4.1 Cas d'application

Le premier réseau d'assainissement modélisé est l'un des intercepteurs du réseau d'égout de la ville de Laval (Canada). Le réseau d'assainissement de cette ville, dont les ouvrages principaux apparaissent à la figure 3.9, contient deux intercepteurs unitaires conduisant les eaux sanitaires et pluviales vers un puits de pompage d'où les eaux sont ensuite relevées vers la station de traitement La Pinière à un débit maximal de 7,0 m³/s.

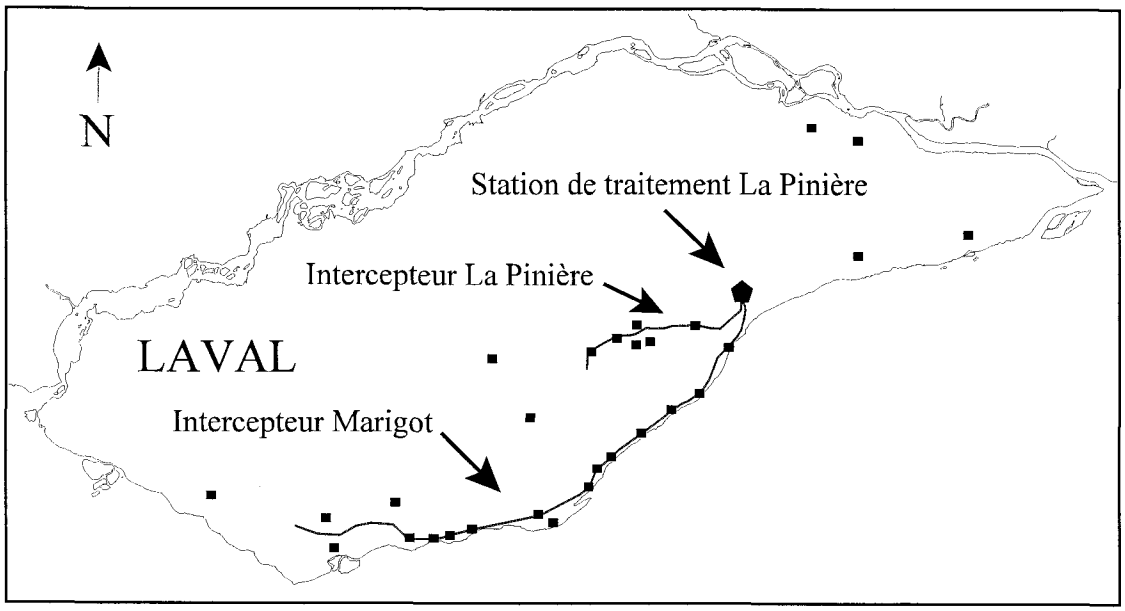

Figure 3.9 : Ouvrages principaux du réseau d'égout de la ville de Laval
(les ■ représentent les principaux ouvrages de régulation du réseau)

L'intercepteur situé le plus au sud, soit l'intercepteur Marigot, est un tunnel creusé dans le roc drainant une surface urbaine de 17,3 km². Il se compose de deux parties distinctes, longues de 2 345 et 14 366 m respectivement. Ces dernières sont séparées par une chute de 14,4 m et sont donc hydrauliquement indépendantes tant que la hauteur d'eau dans la seconde partie du réseau demeure inférieure à cette valeur. Les simulations ont été effectuées sur la seconde partie de l'intercepteur Marigot qui, étant donnée sa profondeur variant de 19,3 à 44,5 m sous la surface du sol, pourrait être mise en charge sans provoquer d'inondation en surface. Ce tunnel est composé de 18 tronçons, en amont desquels sont introduits les débits provenant des sous-bassins et collecteurs du réseau d'égout. Les débits entrant en amont du premier tronçon correspondent quant à eux aux débits provenant de la première partie de l'intercepteur. Les pentes du tunnel, dont la représentation schématique apparaît à la figure 3.10, sont de l'ordre de 0,001 alors que les diamètres y varient de 1,830 à 2,134 m.

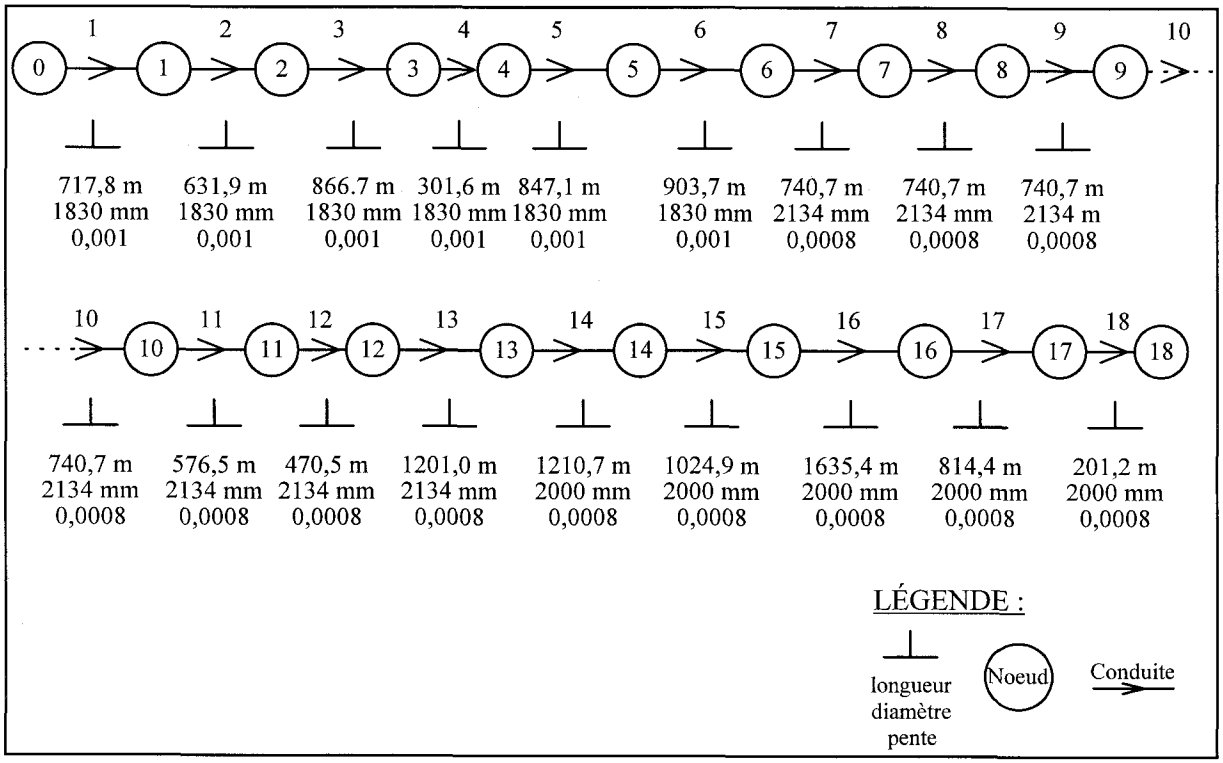

Figure 3.10 : Représentation schématique de l'intercepteur Marigot

Afin d'évaluer la performance du modèle sous différentes conditions d'application, quelques réseaux hypothétiques dérivés de l'intercepteur Marigot ont également été modélisés. Ceux-ci sont composés de 18 tronçons, tout comme l'intercepteur Marigot, mais affichent des pentes, des longueurs et des diamètres variés ; certains réseaux contiennent également des variations brusques de diamètre afin de vérifier la capacité du modèle à simuler l'écoulement dans de telles situations. Les caractéristiques de ces réseaux apparaissent au tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Caractéristiques des réseaux modélisés pour la validation du modèle

Réseau	Longueurs des conduites	Diamètres des conduites	Pentes des conduites
Marigot	cf. figure 3.10	cf. figure 3.10	cf. figure 3.10
001	longueurs de Marigot	diamètres de Marigot	0,01
002	longueurs de Marigot	diamètres de Marigot	0,005
003	longueurs de Marigot divisées par 10	diamètres de Marigot	0,01
010	longueurs de Marigot divisées par 10	diamètres de Marigot	pentes de Marigot
021	longueurs de Marigot	diamètres de Marigot sauf pour les conduites 4, 5 et 6 à 1,5 m	pentes de Marigot
022	longueurs de Marigot	diamètres de Marigot sauf pour les conduites 4, 5, 6, 11, 12 et 13 à 1,5 m	pentes de Marigot
023	longueurs de Marigot divisées par 10	diamètres de Marigot sauf pour les conduites 4, 5 et 6 à 1,5 m	pentes de Marigot
024	longueurs de Marigot	diamètres de Marigot sauf pour les conduites 4, 5, 6, 11, 12 et 13 à 1,5 m	0,01
025	longueurs de Marigot	diamètres de Marigot sauf pour les conduites 4 et 11 à 1,0 m	pentes de Marigot
035	longueurs de Marigot	Conduites 1-6 : 0,9 m Conduites 7-13 : 1,1 m Conduites 14-18 : 1,0 m	pentes de Marigot
037	longueurs de Marigot divisées par 10	Conduites 1-6 : 0,9 m Conduites 7-13 : 1,1 m Conduites 14-18 : 1,0 m	pentes de Marigot

Les caractéristiques des hydrogrammes hypothétiques utilisés comme données d'entrée du modèle lors de sa validation apparaissent au tableau 3.2. Afin de provoquer des mises en charge sur des réseaux de capacité hydraulique variable, ces hydrogrammes ont été obtenus en multipliant par un facteur constant les intrants simulés pour l'intercepteur Marigot lors d'événements pluvieux réels. La pondération des débits apportés par chacun des sous-bassins de drainage a ainsi été conservée. Bien que ces hydrogrammes ne soient pas directement associés à des pluies réelles, le tableau 3.2 donne également un aperçu des hauteurs d'eau cumulées correspondant à chacun de ceux-ci. La variation dans le temps de la somme des débits entrant dans le réseau pour chacun de ces hydrogrammes est illustrée à l'Annexe F.

Tableau 3.2 : Principales caractéristiques des pluies utilisées pour la validation du modèle

Pluie	Durée (min)	Volume total (m^3)	Hauteur cumulée (mm)	Débit total maximum (m^3/s)
104	600	168 668	9,7	10,0
105	584	127 538	7,3	10,5
106	464	100 246	5,8	12,7
107	688	358 575	20,7	20,0
114	640	360 094	20,8	23,0
116	584	22 899	1,3	1,5
118	840	153 719	8,9	7,7
119	664	26 882	1,6	1,7

Les pluies précédentes ont été utilisées comme données d'entrée du modèle afin de simuler les débits et hauteurs d'eau dans les réseaux décrits au tableau 3.1, selon les diverses combinaisons réseau-pluie présentées au tableau 3.3. Dans ce tableau, les cinq combinaisons en gras sont celles pour lesquelles les résultats sont présentés dans ce chapitre. Ces combinaisons ont été choisies en fonction de la représentativité des résultats obtenus avec chacune de celles-ci. Les résultats des 20 autres combinaisons apparaissent à l'Annexe G.

Tableau 3.3 : Combinaisons réseau-pluie simulées lors de la validation du modèle

Réseau	Pluies simulées
Marigot	pluie 104, pluie 106, **pluie 118**
001	pluie 104, pluie 105, pluie 106, **pluie 107**, pluie 114
002	pluie 104, pluie 105, pluie 106
003	pluie 107
010	pluie 104, pluie 105, **pluie 106**
021	**pluie 104**
022	pluie 104, pluie 105, pluie 106
023	pluie 104, pluie 105
024	pluie 107
025	pluie 104
035	**pluie 119**
037	pluie 116

3.4.2 Résultats

Les résultats du MIA ont tout d'abord été comparés à ceux du modèle EXTRAN [Roesner et al. 1983]. Ce modèle résout les équations complètes de St-Venant à l'aide d'un schéma de différences finies explicite présenté en détails à l'Annexe D. Les résultats d'EXTRAN demeurent numériquement stables tant que $\Delta t < L/\sqrt{gD}$ pour chaque conduite du réseau modélisé, L et D étant respectivement la longueur et le diamètre des conduites [Chiang et Bedient 1986].

La validation du MIA a par la suite été complétée par comparaison de ses résultats avec ceux du modèle de simulation SUPERLINK [Ji 1998]. Ce dernier modèle, intégré au modèle de simulation des écoulements urbains SewerCat (Reid Crowther Consulting, http://www.reid-crowther.com/technical/sewer_cat.htm), résout les équations complètes de St-Venant à l'aide d'un schéma de différences finies implicite présenté à la section C.2.3 (cf. Annexe C). Le schéma de

résolution particulier utilisé par ce modèle ainsi que sa méthode de résolution font de SUPERLINK un des modèles les plus rapides parmi ceux disponibles pour résoudre les équations complètes de St-Venant.

Pour toutes les simulations effectuées pendant la phase de validation, la longueur des conduites a été conservée comme pas d'espace pour chacun des trois modèles. Par conséquent, les pas de temps ont dû être ajustés aux caractéristiques des conduites afin d'assurer la stabilité des résultats. Cet ajustement a été effectué pour EXTRAN et SUPERLINK en augmentant graduellement le pas de temps de chaque modèle jusqu'à l'apparition de signes d'instabilité ; cet ajustement s'est toutefois avéré inutile avec le MIA, ses résultats étant demeurés numériquement stables pour tous les pas de temps considérés. Les pas de temps de simulation employés avec le MIA correspondent donc au pas de temps des hydrogrammes d'entrée.

Les figures 3.11 à 3.20 représentent les débits et hauteurs d'eau simulés en certains points du réseau pour chacun des modèles et pour cinq combinaisons réseau-pluie représentatives, en admettant un exutoire à surface libre. Les pas de temps utilisés pour chacune de ces simulations apparaissent au tableau 3.4 en compagnie du temps de simulation du MIA et des rapports de temps de simulation des deux autres modèles. Ces rapports sont définis comme le temps nécessaire au modèle EXTRAN ou SUPERLINK pour effectuer une simulation complète divisé par le temps requis par le MIA pour réaliser la même simulation.

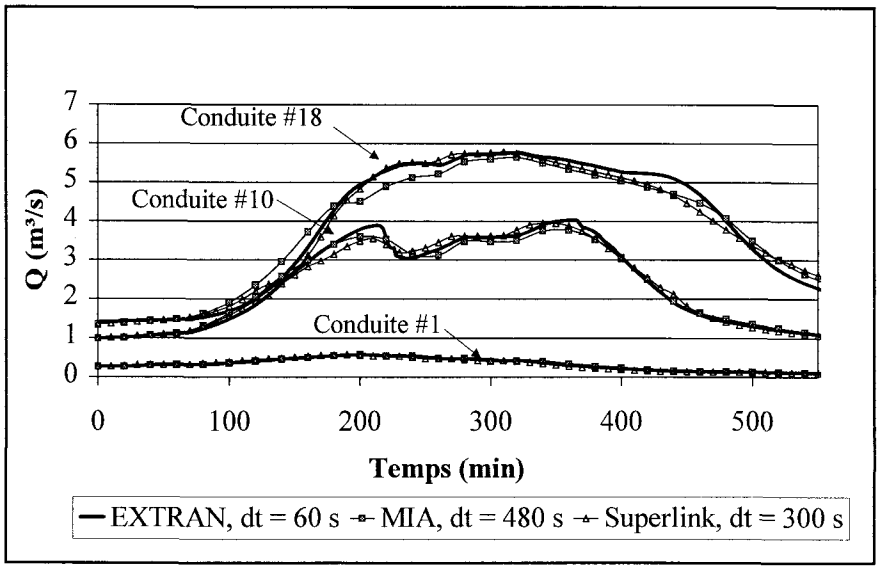

Figure 3.11 : Débits simulés sur le réseau Marigot, pluie 118

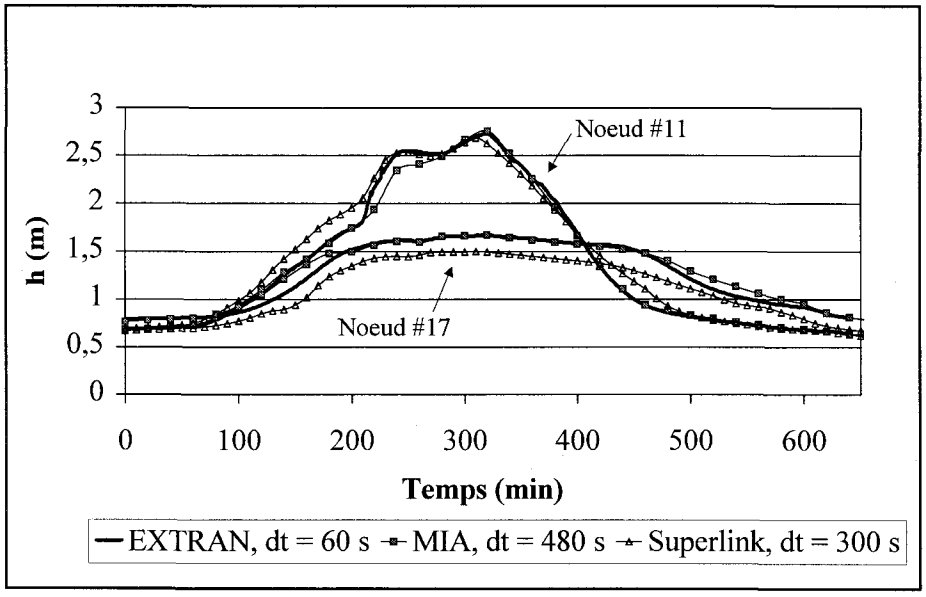

Figure 3.12 : Hauteurs simulées sur le réseau Marigot, pluie 118

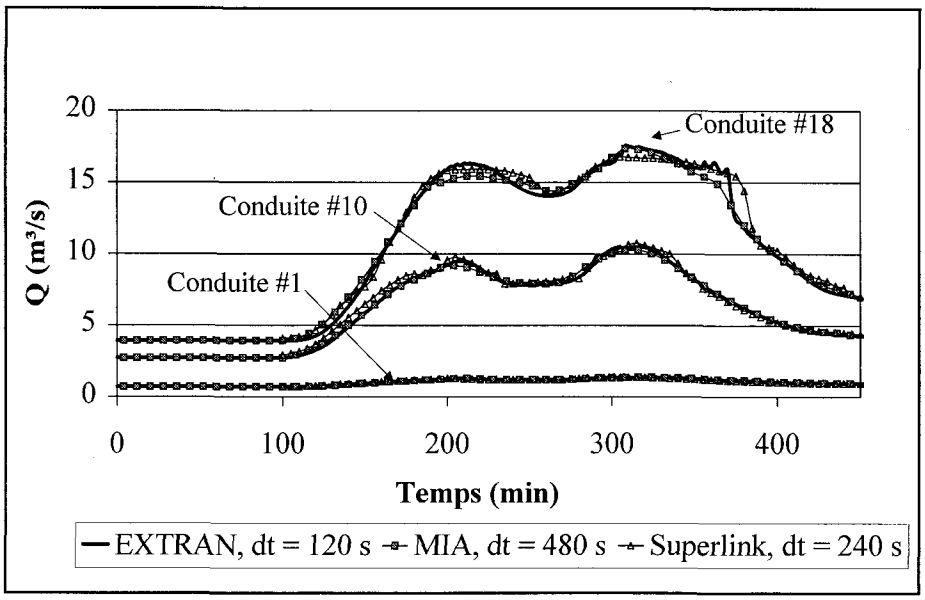

Figure 3.13 : Débits simulés sur le réseau 001, pluie 107

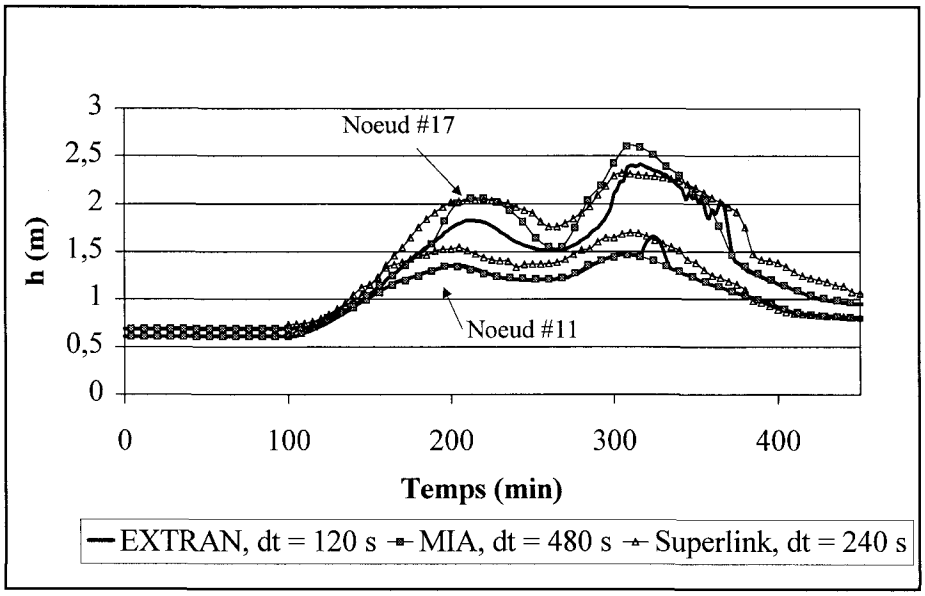

Figure 3.14 : Hauteurs simulées sur le réseau 001, pluie 107

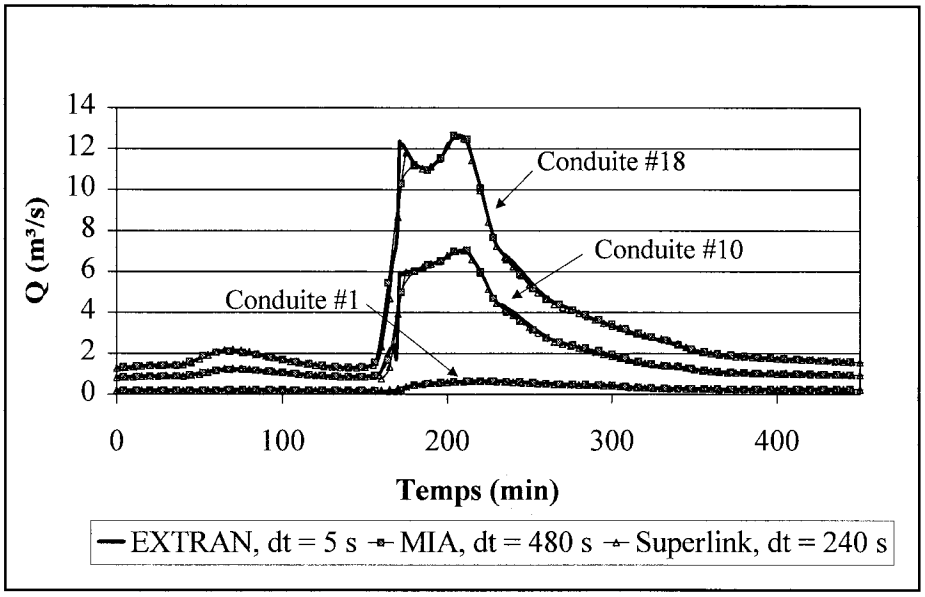

Figure 3.15 : Débits simulés sur le réseau 010, pluie 106

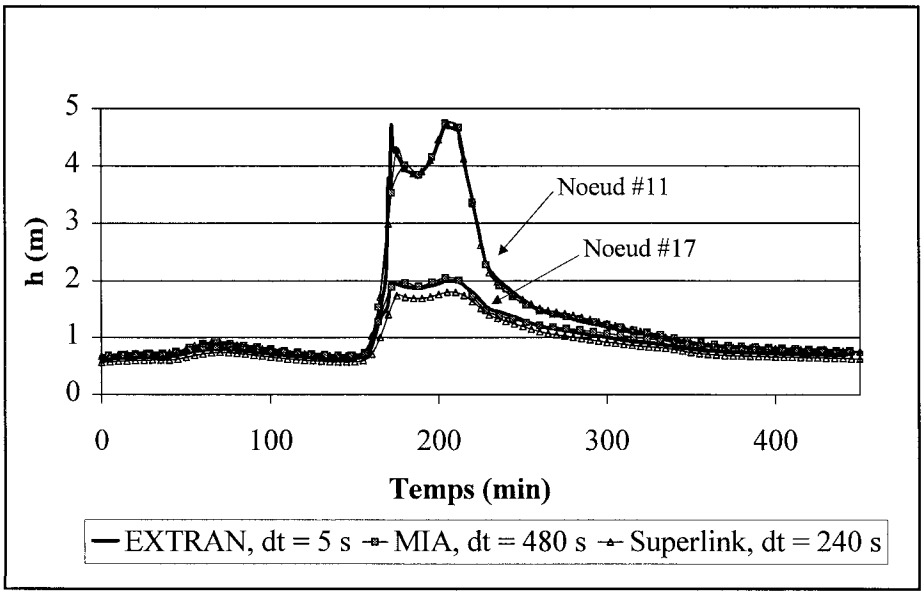

Figure 3.16 : Hauteurs simulées sur le réseau 010, pluie 106

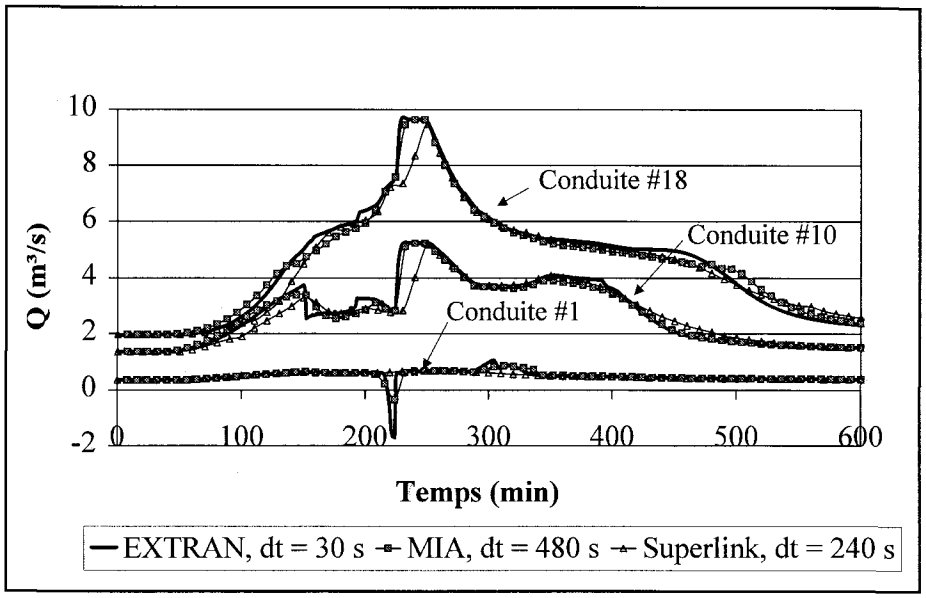

Figure 3.17 : Débits simulés sur le réseau 021, pluie 104

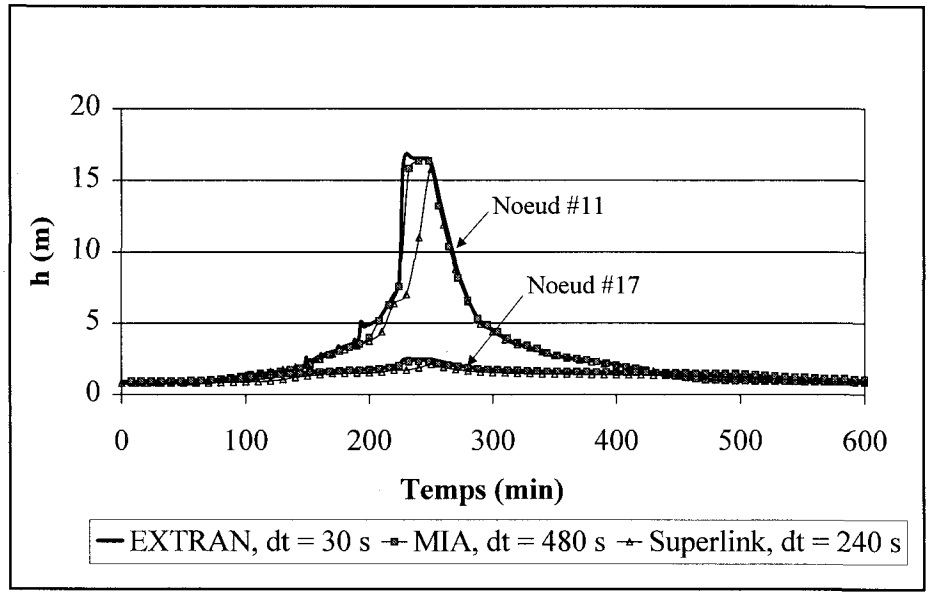

Figure 3.18 : Hauteurs simulées sur le réseau 021, pluie 104

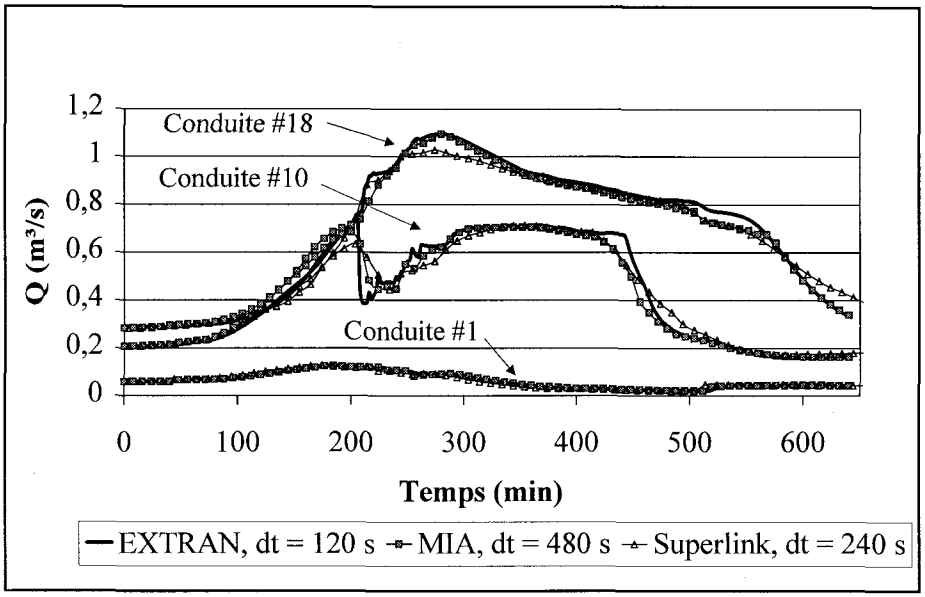

Figure 3.19 : Débits simulés sur le réseau 035, pluie 119

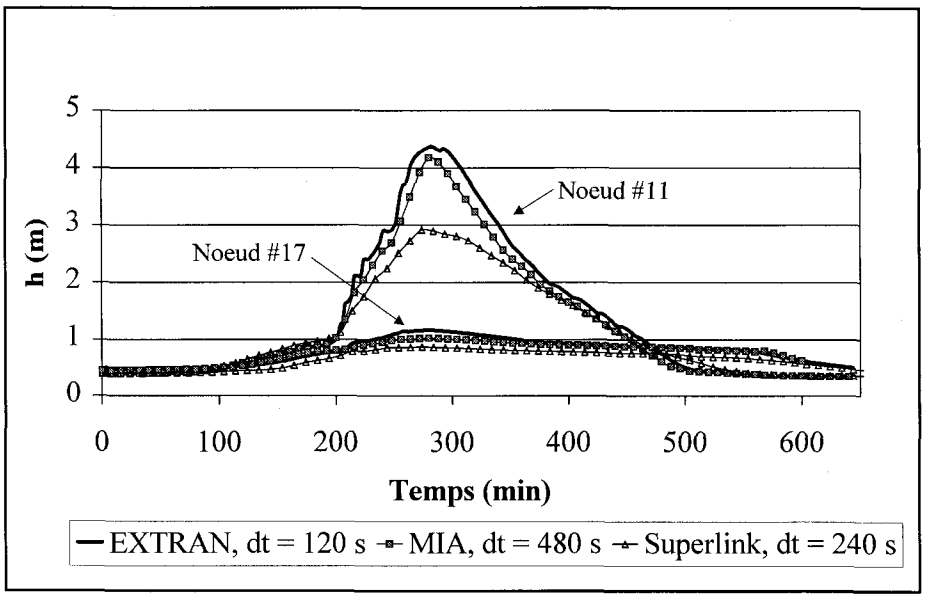

Figure 3.20 : Hauteurs simulées sur le réseau 035, pluie 119

Tableau 3.4 : Pas de temps et temps de simulation

Simulation (réseau et pluie)	Pas de temps (s)			Temps de simulation MIA (s)	Rapports	
	MIA	EXTRAN	SUPERLINK		EXTRAN / MIA	SUPERLINK / MIA
Marigot et 118	1200	60	300	1,21	6,7	2,4
001 et 107	480	120	240	2,12	5,2	1,7
010 et 106	480	5	240	2,22	10,4	0,6
021 et 104	480	30	240	1,35	7,3	1,0
035 et 119	480	120	240	2,00	3,2	1,2

3.4.3 Discussion

3.4.3.1 Validation avec les résultats du modèle EXTRAN

Comme le montrent les figures 3.11 à 3.20, les résultats de simulation du MIA et d'EXTRAN sont généralement similaires tant en termes de débits que de hauteurs d'eau. Les plus grands écarts de hauteurs d'eau, obtenus sur le réseau 001 (cf. figure 3.14), s'expliquent par la relation hauteur-débit simplifiée utilisée par le MIA. Cette dernière relation, présentée à l'Annexe E (cf. figure E.2), ne permet pas de calculer deux hauteurs d'eau distinctes pour un seul et même débit, ce qui peut survenir pour une conduite circulaire presque pleine. Elle conduit à des hauteurs simulées plus élevées que celles données par EXTRAN lorsque la hauteur d'eau à l'exutoire est supérieure à environ 80 % du diamètre. Toutefois, tel que mentionné par Hamam et McCorquodale [1982], la hauteur d'eau dans une conduite circulaire remplie à plus de 80 % de sa capacité dépend de nombreux facteurs, tels par exemple la présence ou non d'air entraîné. Ainsi, les plus grandes hauteurs d'eau rencontrées lors d'écoulements à surface libre ne peuvent être estimées avec précision par des modèles généraux tels que les modèles découlant des équations de St-Venant. En revanche, les oscillations rencontrées dans les résultats d'EXTRAN au moment de la transition de l'écoulement à surface libre vers l'écoulement en charge (cf. figure 3.14) n'apparaissent pas dans les résultats du MIA. La réduction jusqu'à 2 secondes du pas de temps d'EXTRAN ne permet pas d'atténuer ces instabilités. Quant aux écarts observés entre les deux modèles au noeud #11 du réseau 035 pour la pluie 119 (cf. figure 3.20), ils sont

difficiles à interpréter compte tenu du comportement instable d'EXTRAN lors de cette simulation. Une fois encore, l'utilisation d'un pas de temps de 2 secondes ne permet pas d'améliorer la stabilité de ces résultats.

Les figures 3.11 et 3.17 montrent que le MIA semble anticiper légèrement la crue pour ensuite retarder la décrue par rapport aux résultats d'EXTRAN. Ce décalage peut être dû à l'omission du terme d'accélération locale dans l'équation de conservation de l'énergie du MIA. Afin de vérifier cette hypothèse, une simulation additionnelle a été effectuée sur le réseau 021 (pluie 104) en utilisant un pas de temps de 15 s avec le MIA. Les figures 3.21 et 3.22 présentent les résultats obtenus avec le modèle développé pour des pas de temps de 15 et de 480 s ainsi que ceux obtenus avec EXTRAN pour un pas de temps de 30 s. On constate sur ces figures que la réduction du pas de temps du MIA permet d'obtenir des résultats qui s'approchent de ceux d'EXTRAN dans les parties ascendante et descendante de l'hydrogramme (de la 50e à la 140e minutes puis de la 500e à la 600e minutes de simulation). On peut donc en conclure que, sur ces portions de la courbe, les écarts entre les résultats des deux modèles sont effectivement dus à l'omission du terme d'accélération locale. Ce rapprochement entre les résultats des deux modèles n'est cependant observable que pour des débits inférieurs à environ 4 m^3/s. Pour des débits supérieurs, les courbes des deux modèles restent distinctes tant que le réseau n'est pas plein (ce qui se produit entre les 230e et 290e minutes de simulation). Ces écarts laissent présager un problème de continuité dans l'un ou l'autre des modèles, la courbe obtenue avec le MIA demeurant en dessous de celle d'EXTRAN pour toute la durée de la simulation. Il s'est en fait avéré que pour la simulation illustrée aux figures 3.21 et 3.22, l'erreur globale de continuité est de -0,8 % pour EXTRAN et de 0,0 % pour le MIA ; le décalage des courbes peut donc être attribué aux erreurs de continuité du modèle EXTRAN.

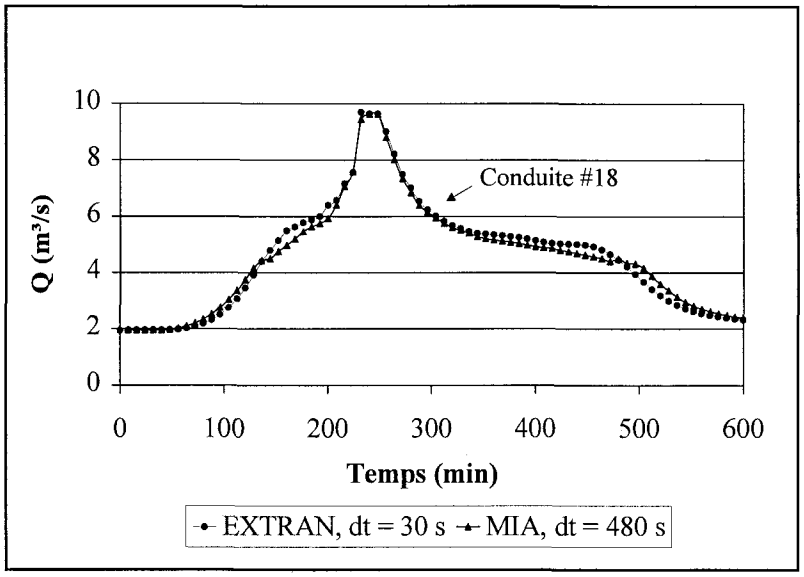

Figure 3.21 : Débits simulés sur le réseau 021, pluie 104 avec un pas de temps de 480 s pour le MIA

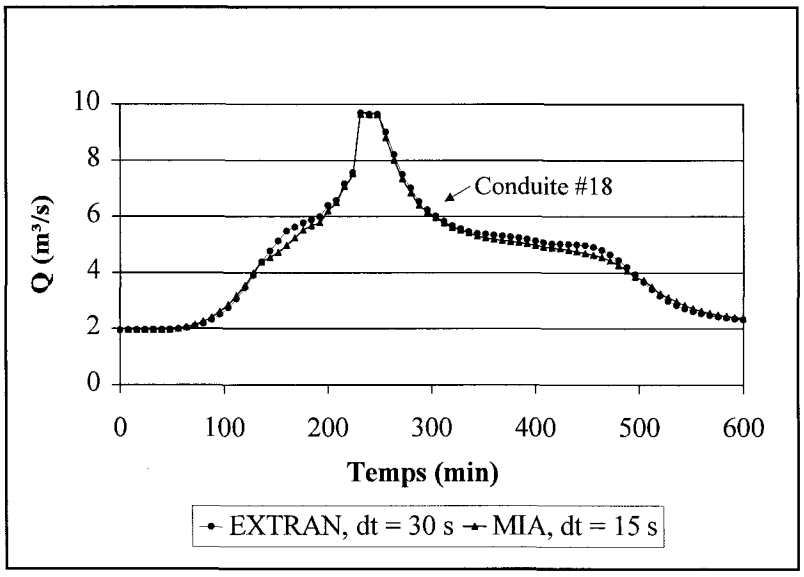

Figure 3.22 : Débits simulés sur le réseau 021, pluie 104 avec un pas de temps de 15 s pour le MIA

Plusieurs simulations effectuées avec des pas de temps de calcul différents ont permis de vérifier que les résultats du MIA demeurent numériquement stables même lors de l'utilisation de grands pas de temps, tandis que les résultats d'EXTRAN sont très sensibles aux variations de ce paramètre. À titre d'exemple, les résultats de simulation obtenus sur le réseau 021 (pluie 104) avec le MIA et EXTRAN sont présentés respectivement aux figures 3.23 et 3.24 pour trois pas de temps différents. La figure 3.24 montre que le temps d'apparition de la pointe de débit simulée par EXTRAN diffère selon le pas de temps utilisé, même si aucun signe d'instabilité (oscillations) n'apparaît dans les résultats. Cette déviation peut être attribuée aux problèmes de continuité provenant de la nature explicite du schéma de discrétisation du modèle. Tel que mentionné par Belvin [1989], cette situation devient particulièrement critique lors d'écoulements en charge. Dans l'exemple illustré à la figure 3.24, la pointe de débit simulée avec un pas de temps de 120 s apparaît 19 minutes plus tard que celui simulé avec un pas de temps de 30 s. À l'opposé, la figure 3.23 montre que le MIA ne conduit pas à de tels écarts.

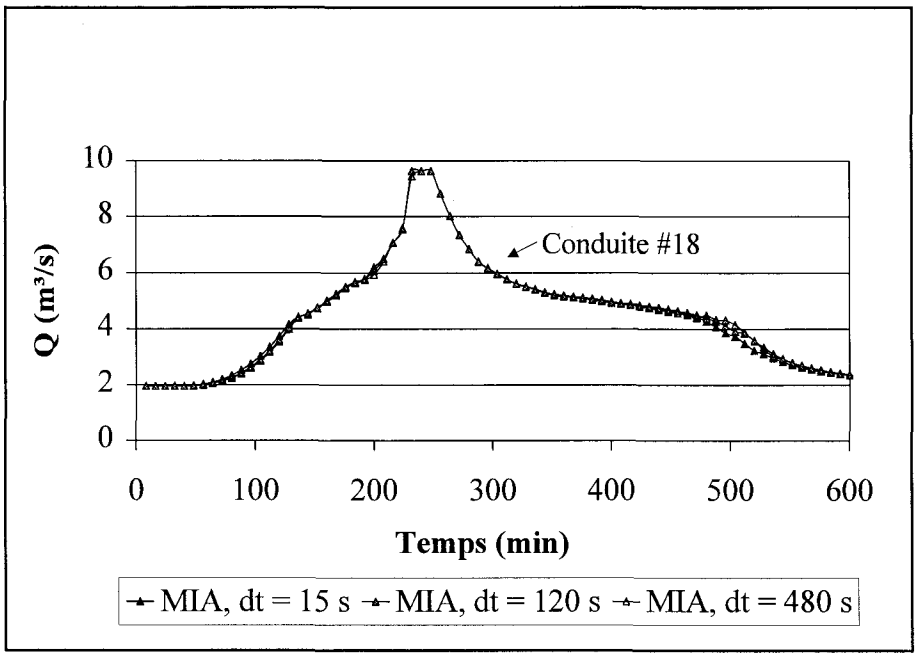

Figure 3.23 : Influence du pas de temps sur les résultats du MIA (pluie 104, réseau 021)

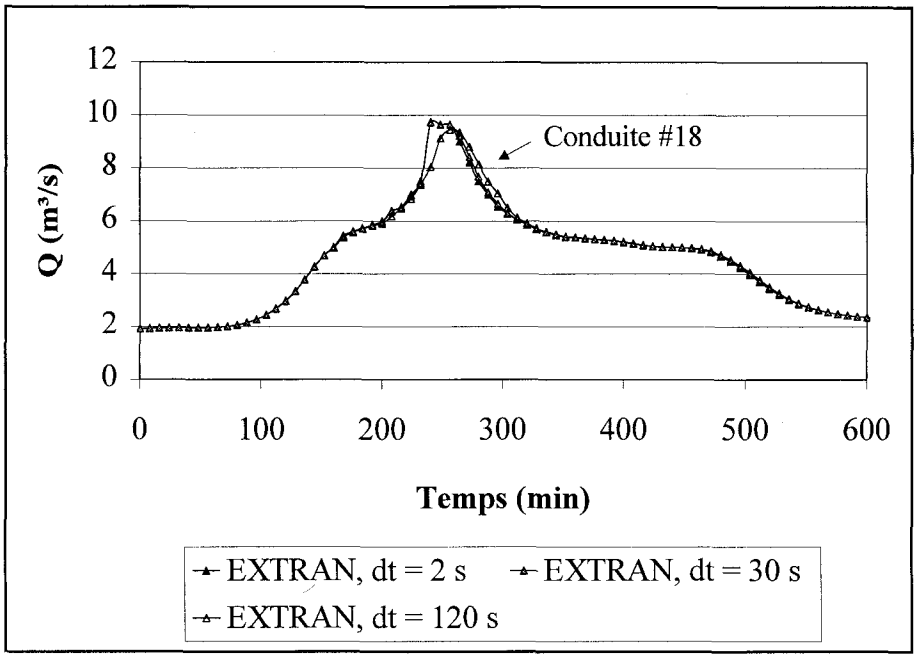

Figure 3.24 : Influence du pas de temps sur les résultats d'EXTRAN (pluie 104, réseau 021)

En outre, il apparaît que le respect de la contrainte $\Delta t < L/\sqrt{gD}$ lors de l'utilisation d'EXTRAN ne suffit pas à assurer la stabilité des résultats de ce modèle. Par exemple, l'utilisation d'un pas de temps inférieur à 30 s sur le réseau 001 (pluie 107) entraîne de sérieux problèmes de stabilité lors des écoulements en charge, tandis que les résultats sont beaucoup plus stables avec un pas de temps de 120 secondes, tel qu'illustré à la figure 3.25. Ce type d'instabilité n'apparaît jamais dans les résultats du modèle développé. Ce dernier exemple ainsi que celui présenté à la figure 3.24 montrent que, bien que les débits et hauteurs d'eau simulés par les deux modèles soient similaires, le MIA est supérieur à EXTRAN en terme de stabilité et de robustesse des résultats face au pas de temps utilisé.

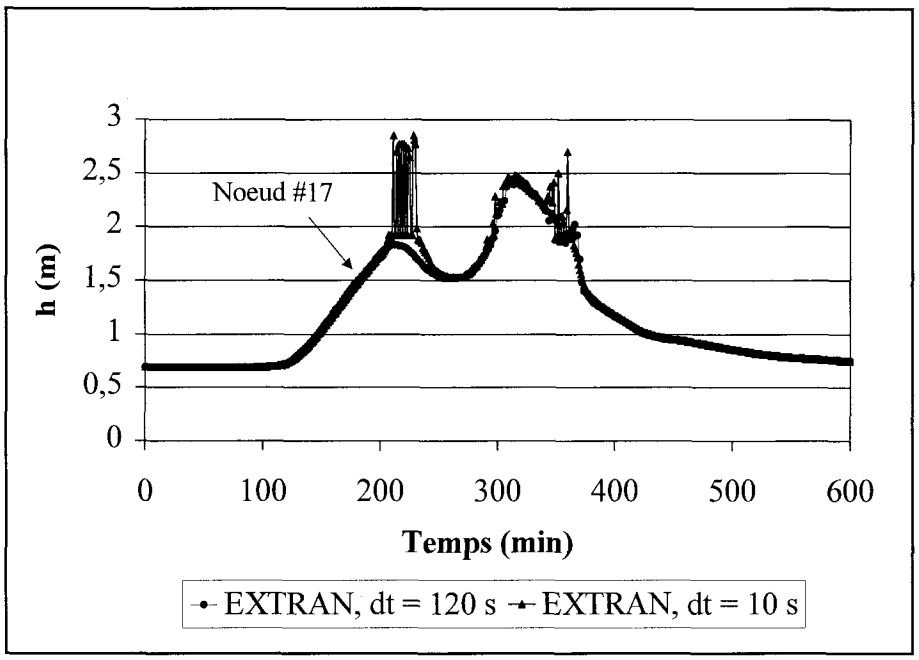

Figure 3.25 : Influence du pas de temps sur les résultats d'EXTRAN (pluie 107, réseau 001)

3.4.3.2 Validation avec les résultats du modèle SUPERLINK

Pour les cinq cas d'application présentés, les débits et hauteurs d'eau simulés à l'aide du MIA sont globalement semblables à ceux obtenus avec SUPERLINK. Les commentaires formulés précédemment (cf. section 3.4.3.1) au sujet de l'impact de l'omission du terme d'accélération locale sur les vitesses de crue et de décrue s'appliquent également à la comparaison des résultats du MIA et de SUPERLINK. On constate à la figure 3.14 que les hauteurs obtenues avec SUPERLINK lors de la pluie 107 sur le réseau 001 demeurent le plus souvent supérieures à celles calculées avec le MIA. Ces écarts s'expliquent par les différentes relations hauteur-débit utilisées comme condition limite aval dans chacun des modèles. Pour illustrer ce propos, la figure 3.26 présente les hauteurs d'eau et débits simulés par SUPERLINK à l'exutoire (pluie 107 et réseau 001) en compagnie de la relation de Manning (éq. 3.4) et de la régression utilisée par le MIA. On peut effectivement constater sur cette figure que, pour un même débit, la hauteur d'eau donnée par SUPERLINK reste supérieure à celle calculée par le MIA pour des hauteurs relatives inférieures à environ 90 %. Bien que Ji [1998] mentionne que la hauteur d'eau à l'aval du réseau

en situation d'écoulement torrentiel correspond à la hauteur d'eau normale selon SUPERLINK, il semble que la relation utilisée pour calculer cette hauteur en fonction du débit à l'exutoire serait la cause des différences entre les hauteurs simulées par les deux modèles sur le réseau 001. Cette explication ne demeure toutefois valable que pour ce seul réseau parmi les cinq dont les résultats de modélisation sont présentés dans ce chapitre, tous les autres affichant des conditions d'écoulement fluvial à l'aval ; la relation hauteur-débit à l'exutoire correspond dans ce cas à la hauteur critique plutôt qu'à la hauteur normale, donnée par l'équation de Manning.

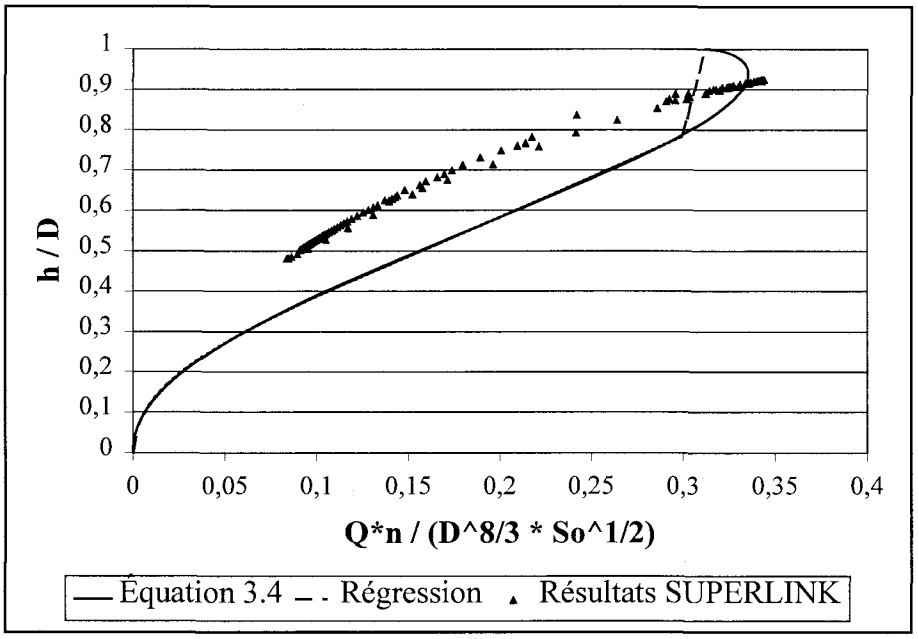

Figure 3.26 : Comparaison des relations hauteur-débit

Par ailleurs, des écarts significatifs sont observés entre les hauteurs d'eau calculées par le MIA et EXTRAN et celles calculées par SUPERLINK lors des simulations pour lesquelles les surcharges sont les plus importantes (cf. figures 3.18 et 3.20). Ces différences proviennent vraisemblablement de l'approximation utilisée par SUPERLINK pour calculer la pente de friction dans une conduite, soit :

$$S_f(t) = \frac{n^2 \left|Q(t-\Delta t)\right| Q(t)}{A^2 R_h^{4/3}} \tag{3.11}$$

Le terme de friction devenant prépondérant lors d'écoulements en charge, le fait d'estimer ce terme à partir du débit simulé au pas de temps précédent peut avoir des conséquences importantes en période d'augmentation ou de diminution rapide du débit. En effet, la pente de friction est dans ce cas sous-estimée d'un facteur équivalent à $Q(t)/Q(t-\Delta t)$, lequel peut atteindre 1,25 lors de la pluie 104 à l'exutoire du réseau 021 et jusqu'à 5,47 dans certaines conduites de ce réseau. Non seulement la différence de hauteur d'eau entre l'amont et l'aval des conduites en charge se trouve diminuée du même facteur, mais ces erreurs s'accumulent d'un pas de temps à l'autre pour devenir maximales lors de la pointe de la crue. On peut donc se questionner sur la validité de SUPERLINK pour reproduire les hauteurs d'eau lors de fortes mises en charge et d'augmentations rapides du débit. Par conséquent, les écarts observés entre les hauteurs d'eau simulées par ce modèle et par le MIA dans ces situations sont attribuables à une hypothèse douteuse de SUPERLINK et n'entament en rien la portée ni la fiabilité du MIA.

3.4.3.3 Temps de calcul

Le tableau 3.4 montre que le modèle développé est de résolution plus rapide qu'EXTRAN et ce pour toutes les simulations présentées. Toutefois, les temps de résolution du MIA sont du même ordre que ceux de SUPERLINK, ce dernier modèle s'étant même avéré plus rapide lors de la simulation effectuée sur le réseau aux conduites courtes (réseau 010, pluie 106). Les résultats présentés au tableau 3.4 indiquent également que l'utilisation du MIA demeure avantageuse face à SUPERLINK pour la modélisation de réseaux à fortes pentes (comme le réseau 001) et lorsqu'il est possible de recourir à un pas de temps de simulation plus long (comme lors de la simulation de la pluie 118 sur le réseau Marigot).

Les temps de simulation exprimés pour le MIA au tableau 3.4 ont été obtenus avec un processeur Pentium II, 200 Mhz et 64 Méga-octets de mémoire vive. La simulation la plus lente effectuée par le MIA est environ 10 000 fois plus rapide que l'écoulement lui-même. Nous verrons au chapitre suivant si cette vitesse de résolution est suffisante pour envisager l'utilisation du modèle dans un contexte de contrôle prédictif global d'un réseau d'égout.

3.5 Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre le développement d'un modèle de simulation des écoulements en conduite d'égout, le MIA (Modèle d'Influence Aval). Ce modèle résout les équations de St-Venant par un schéma de discrétisation implicite. Les simplifications apportées à l'équation de conservation de l'énergie sont liées aux types d'influence aval rencontrés. La formulation actuelle du MIA considère qu'il y a influence aval lors d'une augmentation de la hauteur d'eau en direction aval (que l'écoulement soit à surface libre ou en charge), lors du passage d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel ou lors de conditions limites particulières à l'aval du réseau (ex. : puits de pompage). Dans de telles situations, le modèle adopte une procédure de calcul itérative sur l'ensemble des conduites influencées par les conditions d'écoulement à l'aval. En l'absence d'influence aval, le modèle de l'onde cinématique est retenu et les équations sont résolues indépendamment pour chaque conduite du réseau.

La validation du modèle a été effectuée en comparant ses résultats à ceux des modèles EXTRAN [Roesner et al. 1983] et SUPERLINK [Ji 1998], d'abord sur l'intercepteur Marigot de la ville de Laval, puis sur plusieurs réseaux hypothétiques similaires à cet intercepteur, mais constitués de tronçons de pentes, de longueurs et de diamètres différents. La validation du modèle MIA serait sans contredit enrichie par une comparaison de ses résultats avec des débits et hauteurs d'eau mesurés en réseau d'égout. Il ne faut pas oublier toutefois que les modèles de référence ont déjà été validés à partir de telles mesures. Pour les cinq cas d'application présentés dans ce chapitre, les débits et hauteurs d'eau simulés par le MIA se sont avérés similaires à ceux donnés par les deux autres modèles. Les principaux écarts proviennent de la relation hauteur-débit utilisée comme condition limite à l'aval du réseau lors d'écoulements torrentiels, de l'approximation employée par SUPERLINK pour calculer la pente de friction et de l'omission du terme d'accélération locale dans la formulation du MIA. En outre, les résultats du modèle développé se sont révélés numériquement stables pour tous les pas de temps de calcul utilisés. Quant au temps de résolution du modèle, il est inférieur à celui d'EXTRAN et du même ordre de grandeur que celui de SUPERLINK, soit environ 10 000 fois plus court que le pas de temps des hydrogrammes

simulés. Nous verrons au chapitre suivant comment le modèle développé peut s'intégrer à une stratégie de contrôle prédictif global d'un réseau d'égout en temps de pluie.

4 STRATÉGIE DE CONTRÔLE

La stratégie de contrôle en temps réel (CTR) des réseaux d'égout proposée dans le cadre de cette thèse est de type prédictif global et vise la minimisation des volumes déversés au milieu récepteur en temps de pluie. À cette fin, elle doit déterminer pendant le déroulement de la pluie la séquence d'opération des ouvrages de régulation qui conduit à l'utilisation optimale de la capacité de stockage du réseau. Certains pourraient avancer que la protection de la qualité des cours d'eau récepteurs serait accrue par la mise en place d'un contrôle visant plutôt la minimisation des charges polluantes déversées. Toutefois, ce dernier type de contrôle nécessite le recours à des modèles de simulation de la qualité de l'eau en réseau d'égout, alors que les processus agissant sur l'évolution en conduite des solides, des bactéries, des nutriments et des métaux sont encore peu connus [Lijklema et al. 1993]. Également, des études réalisées à l'INRS-Eau [Rainville 1996] ont démontré qu'une gestion visant la minimisation des charges polluantes plutôt que des volumes déversés ne conduit à des réductions globales de masses déversées que lorsque les concentrations varient d'un facteur 100 entre les divers sous-bassins, et ce seulement pour certains événements pluvieux. Puisque de telles variations sont rarement observées en pratique, une gestion en fonction des volumes semble adéquate afin de réduire la masse polluante déversée vers les milieux récepteurs en temps de pluie.

La prise en compte par la stratégie de contrôle de la variation du rendement de la station de traitement en fonction des débits traités permettrait une réduction supplémentaire des charges dirigées vers le milieu récepteur en temps de pluie par le système de drainage urbain. À cet égard, Nelen [1992b] conclut que l'enjeu principal d'un contrôle intégré du réseau d'égout et de la station de traitement est d'acheminer en tout temps un débit optimal vers la station. Or nous verrons que la stratégie proposée peut tenir compte de ce débit optimal par l'imposition d'un taux de pompage à l'aval du système, déterminé en fonction de la capacité de traitement de la station.

Le présent chapitre décrit tout d'abord les particularités de cette stratégie de contrôle puis traite des méthodes d'optimisation les mieux adaptées à celle-ci. Un cas d'application de la stratégie

est par la suite présenté, afin d'évaluer sa performance et sa fiabilité en fonction des périodes d'optimisation retenues, de la définition des contraintes opérationnelles et de la distribution spatiale des ouvrages de contrôle. Les résultats de cette évaluation ainsi que l'appréciation de diverses méthodes de gestion simplifiées conduisent finalement à la définition des paramètres permettant un contrôle optimal des réseaux d'égout unitaires sous surcharge.

4.1 Description générale de la stratégie de contrôle

La méthode de contrôle présentée dans ce chapitre s'inscrit dans un schéma global de CTR, illustré à la figure 4.1. Selon ce schéma, les débits en amont de la zone contrôlée du réseau d'égout sont tout d'abord calculés à partir de prédictions météorologiques, à l'aide de modèles simulant le ruissellement sur les surfaces urbaines et les écoulements en conduite d'égout. Le fonctionnement optimal des ouvrages de régulation est ensuite déterminé en fonction de ces débits, puis les paramètres de contrôle ainsi fixés sont appliqués par l'entremise de contrôleurs locaux. Il s'agit en fait d'un schéma de contrôle conventionnel tel que mis en oeuvre au sein du système SWIFT [Villeneuve et al. 1996a ; 1996b]. La présente thèse apporte une contribution à l'étape "Optimisation de l'opération des ouvrages de contrôle" de ce schéma, tant au niveau de la formulation du problème d'optimisation, que du modèle de simulation adopté pour évaluer les différents plans d'action et de l'algorithme d'optimisation utilisé pour définir les plans d'action à considérer.

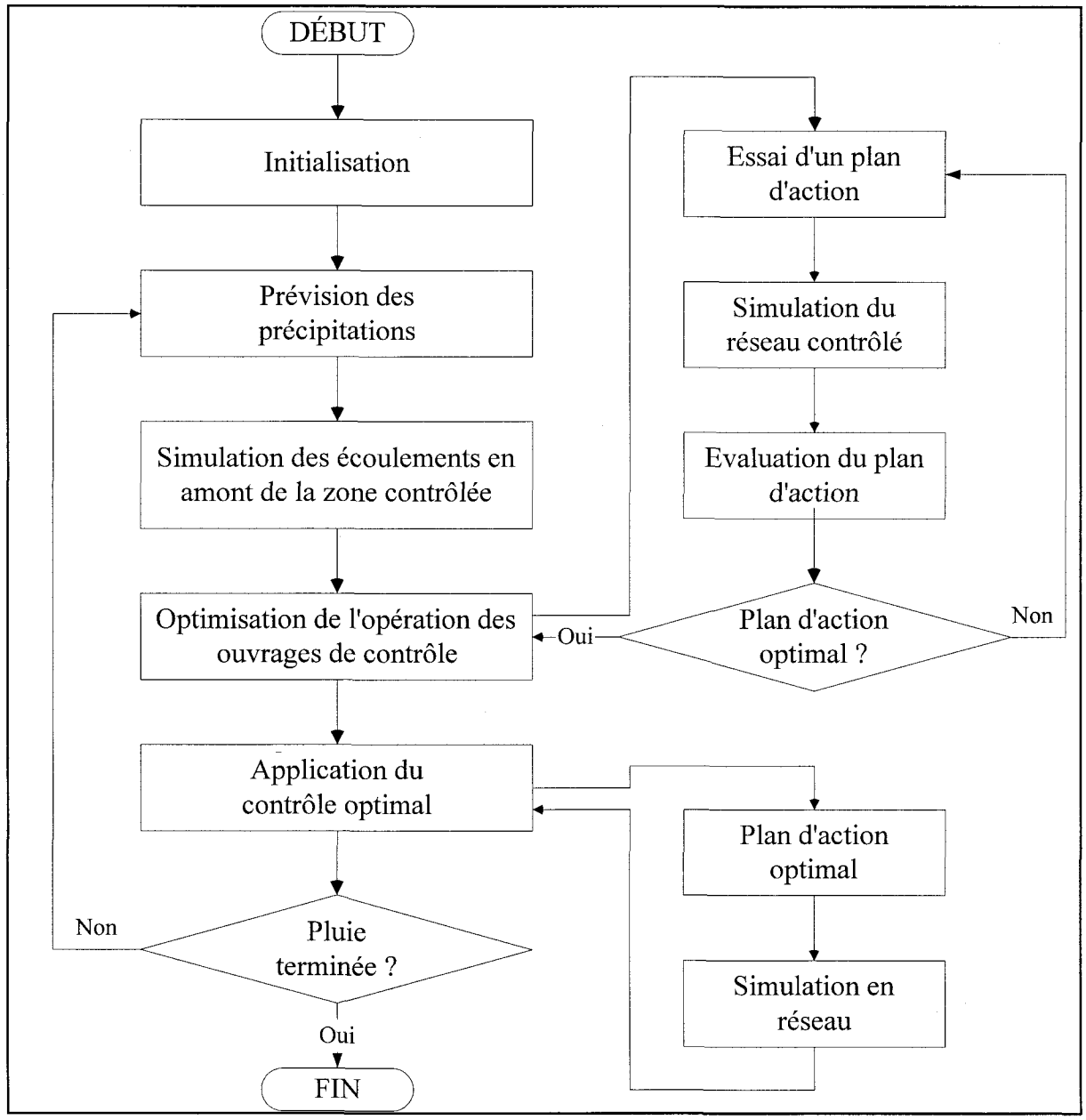

Figure 4.1 : Schéma global de contrôle en temps réel

L'optimisation de l'opération des ouvrages de contrôle vise à déterminer les débits devant circuler au droit de ces ouvrages en vue de minimiser les volumes totaux déversés sur un horizon de contrôle fini. La prédiction des intrants au système doit être considérée fiable sur cet horizon, pendant lequel les ouvertures des ouvrages de contrôle (ou régulateurs) seront modifiées à n_c pas

de temps. Le vecteur des variables contrôlées comprend $n_c * n_r$ éléments dont les valeurs doivent être déterminées à chaque horizon de contrôle, avec n_r = le nombre de régulateurs contrôlés dans le réseau d'égout. La valeur de ces variables est établie de façon à minimiser les volumes déversés sur l'horizon de contrôle tout en respectant les contraintes d'opération du réseau d'égout. L'horizon sur lequel l'optimisation est réalisée se déplace dans le temps jusqu'à la fin de l'événement pluvieux, tel qu'illustré à la figure 4.2.

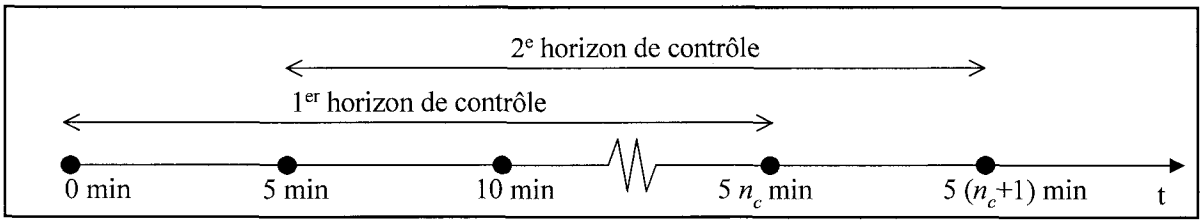

Figure 4.2 : Progression dans le temps de l'horizon de contrôle pour un pas d'optimisation de 5 minutes

Afin de permettre l'utilisation optimale de la capacité de stockage et de transport du réseau d'égout, la stratégie de contrôle proposée favorise la mise en charge de certaines conduites, tant que la résistance à la pression de ces conduites n'est pas dépassée et que les hauteurs d'eau engendrées en réseau ne causent aucun risque d'inondation en surface. Les contraintes d'opération à respecter sont donc exprimées en termes de hauteurs piézométriques à ne pas dépasser. Pour les tronçons ne pouvant admettre les mises en charge, cette hauteur piézométrique maximale est fixée au diamètre des conduites.

La vérification du respect des contraintes à chaque cycle de contrôle nécessite la prédiction des hauteurs piézométriques en fonction des variables contrôlées (ouverture des régulateurs à chaque pas d'optimisation) à l'aide de modèles de simulation. Puisque l'optimisation doit être effectuée en temps réel, pendant le déroulement de la pluie, et que la détermination du plan d'action optimal nécessite de nombreuses simulations du système, ces modèles doivent être de résolution rapide. La stratégie de contrôle proposée utilise donc le modèle Muskingum (cf. section 2.3.2.1) pour calculer la propagation des débits dans les conduites où l'écoulement demeure toujours à surface

libre et où aucun phénomène d'influence aval ne doit être modélisé. Dans les conduites où cette dernière condition n'est pas respectée, le modèle d'influence aval présenté au chapitre précédent, le MIA, est utilisé. Cependant, le modèle Muskingum ne calculant que les débits en conduite et non les hauteurs d'eau, les contraintes dans les tronçons où l'écoulement est simulé avec ce dernier modèle sont exprimées sous forme de débit maximal. On doit noter qu'il aurait été impossible d'imposer des contraintes de ce type dans les zones soumises aux phénomènes d'influences aval, ces derniers empêchant toute relation directe hauteur-débit à cause du refoulement qu'ils engendrent (on pourrait par exemple avoir une très forte hauteur piézométrique dans une conduite où le débit est faible ou même négatif).

4.2 Formulation mathématique

Le problème d'optimisation à résoudre à chaque cycle de contrôle s'exprime sous la forme suivante :

$$minimiser\left(\sum_{j=1}^{n_r}\sum_{t=1}^{n_c}\left(Q_{am}{}^{j}(t)-Q_{int}{}^{j}(t)\right)\right) \tag{4.1}$$

soumis à :

$$\begin{aligned} &0 \le Q_{int}{}^{j}(t) \le Q_{am}{}^{j}(t) && j=1,\ \ldots,\ n_r \\ &h_{am_i}\left(\left\{Q_{int}{}^{j}(t)\right\}\right) \le h_{am\,max_i} && t=1,\ \ldots,\ n_c \\ &Q_k\left(\left\{Q_{int}{}^{j}(t)\right\}\right) \le Q_{max\,k} && i=1,\ \ldots,\ n_{mia}\ n_c \\ & && k=1,\ \ldots,\ n_{mus}\ n_c \end{aligned} \tag{4.2}$$

avec $Q_{am}{}^{j}(t)$ = débit en amont du régulateur j au temps t, $Q_{int}{}^{j}(t)$ = débit intercepté au régulateur j au temps t (variable de contrôle), $h_{am\ i}$ = hauteur piézométrique en amont de la conduite i, $h_{am\,max\,i}$ = hauteur piézométrique maximale permise en amont de la conduite i, Q_k = débit en aval

de la conduite k, $Q_{max\,k}$ = débit maximal admissible en aval de la conduite k, n_{mia} et n_{mus} = nombre de conduites modélisées respectivement à l'aide du MIA et du modèle Muskingum dans la partie contrôlée du réseau d'égout.

L'équation 4.1 représente la fonction objectif du système. Les débits déversés y sont exprimés en fonction des variables de contrôle, $\left\{Q_{\text{int}}{}^{j}(t)\right\}$. Les valeurs de ces dernières variables doivent respecter l'ensemble des contraintes exprimées par les inégalités 4.2, dont les différents paramètres sont évalués en fonction des variables de contrôle à l'aide de modèles de simulation. La première série de contraintes correspond aux bornes inférieures et supérieures des variables de contrôle. Les bornes supérieures sont fixées aux $\left\{Q_{am}{}^{j}(t)\right\}$ afin d'éviter la présence de plateaux dans la fonction objectif, lesquels peuvent nuire au processus d'optimisation. La seconde série de contraintes concerne les hauteurs piézométriques qui ne doivent pas dépasser les valeurs maximales fixées en amont de chaque conduite du réseau modélisé avec le MIA. Ces hauteurs sont déterminées en fonction des caractéristiques physiques et de la situation topographique de chacune des conduites. La dernière série de contraintes concerne les débits maximaux admissibles à l'aval des conduites simulées par le modèle Muskingum.

La fonction objectif exprimée par l'équation 4.1 vise la minimisation de la somme des volumes déversés à chaque régulateur contrôlé et sur tout l'horizon de contrôle. L'ajout de coefficients de pondération face aux divers termes de cette équation permettrait de tenir compte de la qualité des eaux déversées ou de la sensibilité du milieu récepteur à chaque régulateur contrôlé (pondération spatiale) ainsi que de la variation de cette qualité ou de cette sensibilité à chaque pas d'optimisation de l'horizon de contrôle (pondération temporelle). Dans tous les cas, la détermination des variables de contrôle minimisant la fonction objectif tout en respectant l'ensemble de ces contraintes nécessite le recours à un algorithme d'optimisation. La section suivante décrit la démarche de sélection de cet algorithme en fonction des particularités du problème à résoudre.

4.3 Choix d'un algorithme d'optimisation

Nous avons mentionné au Chapitre 2 que les méthodes d'optimisation globales requièrent généralement un nombre élevé d'évaluations de la fonction objectif [Rauch et Harremoës 1999]. Cette contrainte limite leur utilisation dans un contexte de contrôle en temps réel et c'est pourquoi nous retiendrons plutôt une méthode d'optimisation locale, en souhaitant que le minimum identifié soit proche du minimum global de la fonction objectif. Parmi les diverses techniques d'optimisation locales existantes, les méthodes linéaires peuvent être éliminées d'emblée puisque le problème d'optimisation constitué des équations 4.1 et 4.2 est non linéaire. En effet, les contraintes de ce problème sont évaluées en fonction des variables de contrôle à l'aide de modèles de simulation non linéaires.

Afin de sélectionner l'algorithme d'optimisation non linéaire devant être intégré à la stratégie de CTR, un cas d'application simple a été résolu en utilisant une méthode de recherche directe ainsi qu'une méthode de gradient. La première, la méthode de Powell [Press et al. 1992], utilise une séquence de minimisations unidimensionnelles afin d'identifier le minimum d'une fonction de plusieurs variables. Sa formulation empêche la prise en compte de contraintes ainsi que d'éventuelles bornes inférieures et supérieures associées aux variables d'optimisation. Les contraintes doivent donc être ajoutées sous forme de pénalités à la fonction objectif tandis que des changements de variables peuvent s'avérer nécessaires afin de représenter implicitement les limites associées aux variables de contrôle. La seconde technique d'optimisation est la méthode du gradient réduit généralisé (GRG) [Lasdon et al. 1978], laquelle permet la prise en compte directe de contraintes et de bornes associées aux variables d'optimisation. Cette méthode décompose le problème d'optimisation à résoudre en une séquence de sous-problèmes, ou problèmes réduits. Le lecteur est invité à consulter l'Annexe H pour une description plus détaillée des algorithmes des méthodes de Powell et GRG.

4.3.1 Cas simple d'application

Le cas d'application présenté dans cette section vise à déterminer les débits à déverser à certains régulateurs de l'intercepteur Marigot (cf. section 3.4.1) de façon à ce que les hauteurs piézométriques en réseau demeurent inférieures à 10 m en tout temps et que la somme des volumes déversés soit minimale sur un certain horizon de contrôle. Les cas présentés ne contiennent que deux variables de contrôle afin de permettre une représentation tridimensionnelle de la fonction objectif. Ainsi, le cas #1 retient comme régulateurs contrôlés ceux situés en amont des noeuds 8 et 10 de l'intercepteur et considère un horizon de contrôle de 5 minutes (avec un pas d'optimisation de 5 minutes). Les variables de contrôle sont dans ce cas les débits interceptés aux noeuds 8 et 10 au temps t = 5 minutes. Quant au cas #2, il suppose que seul le régulateur situé en amont du noeud 10 de l'intercepteur est contrôlé, mais considère un horizon de contrôle de 10 minutes. Les variables de contrôle sont donc les débits interceptés au noeud 10 aux temps t = 5 et 10 minutes.

La méthode de Powell ne pouvant résoudre les problèmes d'optimisation avec contraintes, ces dernières sont intégrées à la fonction objectif sous forme de pénalités. La valeur élevée de ces termes lorsque survient un dépassement de hauteur ou de débit maximal conduit l'algorithme de minimisation à éviter de telles solutions. Quant aux bornes inférieures et supérieures des variables de contrôle, elles sont prises en compte implicitement par une substitution de variables qui rend impossible toute valeur de $Q_{inl}^{j}(t)$ négative ainsi que toute valeur supérieure à $Q_{aml}^{j}(t)$. Le problème d'optimisation s'exprime donc sous la forme :

$$minimiser \left(\begin{array}{l} \sum_{j=1}^{n_r} \sum_{t=1}^{n_c} \left(Q_{am}{}^{j}(t) - sin^2(x)\ Q_{am}{}^{j}(t) \right) \\ +1000 * \sum_{i=1}^{n_{mia}} \sum_{t=1}^{n_c} max \left[0, \frac{h_{am_i}\left(\left\{ Q_{int}{}^{j}(t) \right\} \right) - h_{am\,max_i}}{h_{am\,max_i}} \right] \\ +1000 * \sum_{k=1}^{n_{mus}} \sum_{t=1}^{n_c} max \left[0, \frac{Q_k\left(\left\{ Q_{int}{}^{j}(t) \right\} \right) - Q_{max_k}}{Q_{max_k}} \right] \end{array} \right) \tag{4.3}$$

avec : $x = sin^{-1}\left(\sqrt{\frac{Q_{int}{}^{j}(t)}{Q_{am}{}^{j}(t)}} \right)$

La méthode GRG ne requiert quant à elle aucune transformation du problème d'optimisation original (éqs. 4.1 et 4.2). Pour les deux cas d'application présentés, les valeurs initiales retenues sont les mêmes lors de l'utilisation des algorithmes de Powell et GRG. Elles sont fixées à $Q_{int}{}^{1}(1) = Q_{int}{}^{2}(1) = 0{,}1$ pour le cas #1 et à $Q_{int}{}^{1}(1) = 1{,}74$ et $Q_{int}{}^{1}(2) = 0{,}1$ pour le cas #2. Les hydrogrammes d'entrée utilisés dans les deux cas sont les mêmes. Toutefois, puisque l'optimisation débute dès qu'il est possible qu'une contrainte soit dépassée durant l'horizon de contrôle si aucun débit n'est déversé (ce qui survient dans les cas présentés au temps t = 140 min), le recours à un horizon de contrôle de 10 minutes (cas #2) fait en sorte que l'optimisation débute un pas de temps plus tôt que lorsqu'un horizon de 5 minutes est considéré (cas #1). Pour la pluie utilisée dans cet exemple, ceci conduit à l'optimisation sur 3 horizons de contrôle lorsqu'un

horizon de 10 minutes est considéré (optimisations sur les horizons de t = 135 à 145 min, de t = 140 à 150 min et de t = 145 à 155 min) et sur 2 horizons de contrôle lorsqu'un horizon de 5 minutes est retenu (optimisations sur les horizons de t = 140 à 145 min et de t = 145 à 150 min). Les figures 4.3 et 4.4 montrent la surface de la fonction objectif en fonction des variables de contrôle lors du premier cycle d'optimisation réalisé dans les cas #1 et #2. Les combinaisons de débits interceptés pour lesquelles aucune valeur de la fonction objectif n'est représentée sont les solutions non réalisables, soit celles menant au dépassement des contraintes d'opération. On constate sur ces figures que le minimum de la fonction objectif se situe toujours le long de la courbe des contraintes. Il en sera ainsi dans toutes les situations, puisque la minimisation des volumes déversés nécessite que le réseau soit rempli au maximum permis par les contraintes d'opération.

Sont également illustrés aux figures 4.3 et 4.4 le minimum réel de la fonction objectif de même que les minima identifiés par les algorithmes d'optimisation. Deux jeux de directions initiales (cf. Annexe H) ont été utilisés pour l'algorithme de Powell. Les directions de recherche ont d'abord été initialisées aux directions principales (soit (1,0) et (0,1)), tel que suggéré par Press et al. [1992] ; les résultats de cette première méthode d'optimisation sont identifiés "Powell original". La seconde méthode retenue consiste à utiliser comme directions de recherche initiales les directions (1,1) et (1,0) ; les résultats de cette méthode sont identifiés "Powell triangulaire".

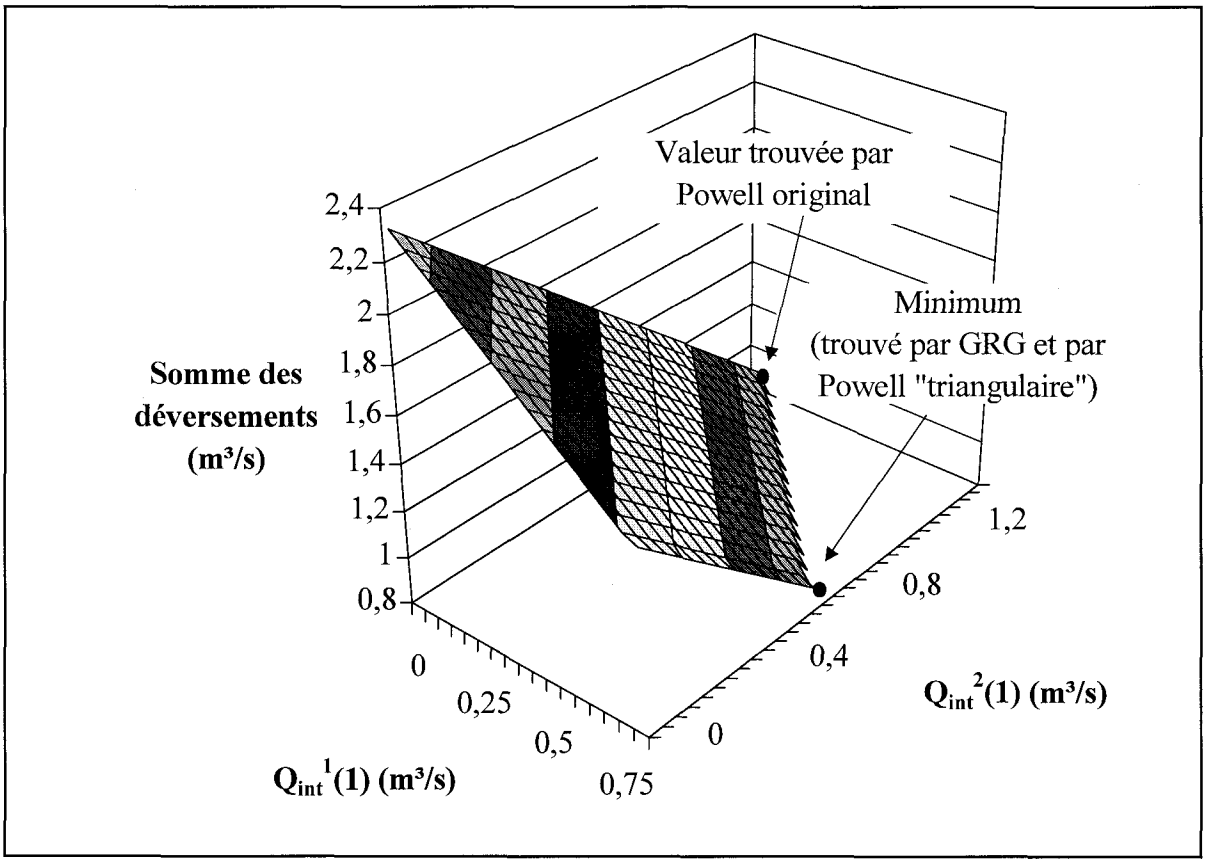

Figure 4.3 : Valeur de la fonction objectif en fonction des débits interceptés pour le cas #1

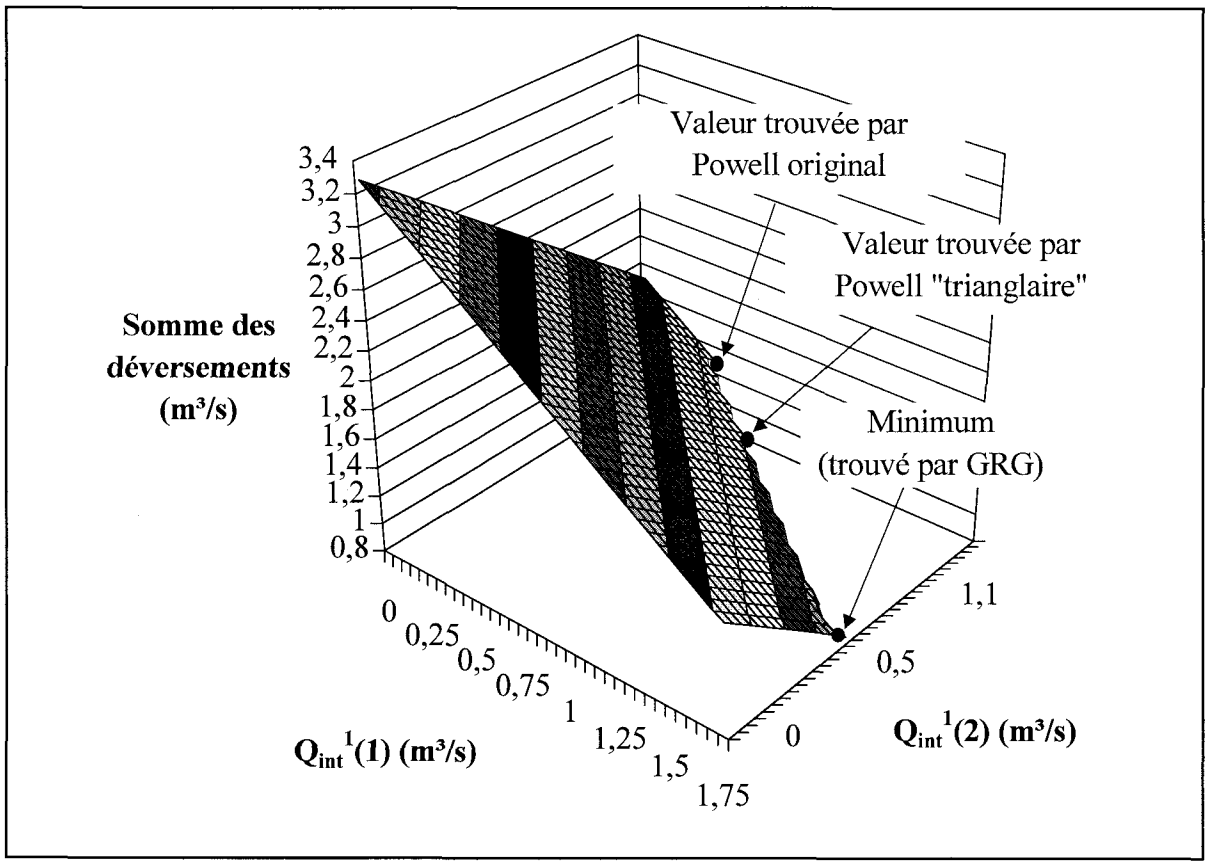

Figure 4.4 : Valeur de la fonction objectif en fonction des débits interceptés pour le cas #2

Pour les deux cas d'application présentés, l'algorithme de Powell ne permet pas toujours de déterminer le minimum de la fonction objectif, même en modifiant les directions initiales de recherche. Cette lacune provient du fait que cet algorithme ne recherche le minimum que selon ces directions initiales, lesquelles peuvent être modifiées en cours d'exécution lorsque certaines conditions sont rencontrées (cf. Annexe H). À l'opposé, la méthode d'optimisation GRG arrive à identifier le minimum de la fonction objectif dans les deux cas d'application, ceci grâce à sa capacité de rechercher le minimum en longeant la surface (dans ce cas-ci la courbe) des contraintes. Cette propriété, associée à la linéarité de la fonction objectif, conduit dans tous les cas présentés à l'identification du minimum global de la fonction par l'algorithme GRG. Cette dernière constatation peut être généralisée pour un espace à plusieurs dimensions, à condition que le domaine des solutions réalisables soit convexe. Dans cette situation, étant donnée la linéarité et donc la convexité de la fonction objectif, le minimum local déterminé par GRG correspondrait au minimum global de la fonction. On ne peut toutefois être assuré de la convexité du domaine des solutions réalisables dans tous les cas d'application et pour tout nombre de variables de contrôle. Ainsi, on ne peut affirmer formellement que le minimum identifié par GRG sera le minimum global de la fonction objectif dans toutes les situations, bien que cet algorithme semble mieux adapté au problème à résoudre que la méthode de Powell.

Cette efficacité accrue de l'algorithme GRG face à Powell ne conduit pas pour autant à une augmentation indue des temps de calcul. En effet, le tableau 4.1 montre que les temps de calcul requis par GRG sont du même ordre que ceux de l'algorithme de Powell pour les deux cas d'application présentés.

Tableau 4.1 : Nombre total d'évaluations de la fonction objectif et temps de calcul requis par les trois méthodes d'optimisation pour chaque cas d'application

	Nombre d'horizons de contrôle	Powell original		Powell "triangulaire"		GRG	
		Nb tot. d'éval.	Temps de calcul (s)	Nb tot. d'éval.	Temps de calcul (s)	Nb tot. d'éval.	Temps de calcul (s)
Cas #1	2	216	25	196	12	197	14
Cas #2	3	235	8	235	9	287	10

Le succès de la méthode GRG pour identifier le minimum de la fonction objectif en des temps de calcul comparables à ceux de l'algorithme de Powell (lequel n'arrive pas dans tous les cas à identifier le minimum de la fonction) nous conduit à retenir la méthode d'optimisation GRG. Puisque cet algorithme permet de rechercher le minimum d'une fonction le long de la surface des contraintes et que le minimum de la fonction objectif se situe nécessairement à la limite du domaine des solutions réalisables, on peut s'attendre à ce que le minimum identifié par GRG dans un tel contexte corresponde au minimum global de la fonction dans la plupart des situations.

4.4 Évaluation de la stratégie de contrôle

La stratégie de CTR proposée est évaluée dans cette section en fonction de sa performance et de sa fiabilité. La performance du contrôle est estimée en termes de volumes totaux déversés lors de certains événements pluvieux. Quant au second critère d'évaluation, il vise à déterminer dans quelle mesure le contrôle permet de rencontrer les diverses contraintes d'opération. Ce second critère est essentiel à l'appréciation de toute stratégie de contrôle puisque le rôle principal du réseau d'égout demeure l'évacuation des débits de ruissellement afin d'éviter l'inondation des zones urbaines. La minimisation des volumes déversés au milieu récepteur apparaît en ce sens comme un objectif de gestion qui ne doit en aucun cas entraver la sécurité du système. Les sections suivantes présentent les résultats de l'évaluation de la stratégie de contrôle proposée en

regard de ces deux critères et en fonction des périodes d'optimisation retenues, de la définition des contraintes opérationnelles et de la distribution spatiale des ouvrages de contrôle. Les données utilisées pour réaliser cette évaluation sont tout d'abord décrites à la section 4.4.1.

4.4.1 Données utilisées

La stratégie de CTR a été appliquée sur la seconde partie de l'intercepteur Marigot de la ville de Laval (cf. section 3.4.1). Afin de tenir compte des conditions limites réelles à l'aval de cet intercepteur, un puits de pompage cylindrique de rayon utile de 8,3 m a été ajouté au noeud 18 de la représentation schématique illustrée à la figure 3.10. Le radier de ce puits de pompage se situe 5 m au-dessous du radier du noeud 18 de l'intercepteur Marigot. Les eaux y sont pompées vers la station de traitement par 16 pompes submergées à un débit maximal de 4,19 m^3/s. En réalité, la capacité de pompage à l'usine est de 7,00 m^3/s. La station de traitement reçoit toutefois les débits provenant de deux intercepteurs et la portion allouée à l'intercepteur Marigot correspond à 4,19 m^3/s. Lorsque le débit à l'exutoire de l'intercepteur devient supérieur à ce taux de pompage, les volumes excédentaires sont stockés à l'intérieur du puits. La remontée des eaux provoquée par ce stockage peut alors influencer l'écoulement dans l'intercepteur.

La performance et la fiabilité de la stratégie de contrôle sont évaluées en fonction des résultats obtenus suite au contrôle des débits introduits dans l'intercepteur Marigot lors de 23 événements pluvieux, correspondant aux pluies enregistrées sur le territoire de Laval entre le 15 mai et le 15 septembre 1989. Une analyse statistique des précipitations sur 5 ans, effectuée par les consultants BPR[1], a montré que l'été 1989 est une saison représentative des épisodes pluvieux survenant sur ce territoire. La pluviométrie des 23 événements considérés est décrite au tableau 4.2 tandis que la représentation graphique de chaque hyétogramme apparaît à l'Annexe I.

[1]BPR Groupe-conseil, 5100 Sherbrooke est, bureau 400, Montréal, Qc, (514)-257-0707

Tableau 4.2 : Caractéristiques des pluies survenues au cours de l'été 1989 sur le territoire de Laval

No de la pluie	Date	Hauteur cumulée (mm)	Durée (h)	I_{max} 5min (mm/h)
10	21/05/89	3,5	3,5	4,8
11	26/05/89	2,6	2,8	3,6
12	04/06/89	16,8	5,6	11,4
13	09/06/89	2,4	1,1	6,0
14	10/06/89	41,0	19,8	21,6
15	17/06/89	13,5	5,1	8,4
16	18/06/89	4,9	6,1	12,0
17	27/06/89	2,7	0,5	9,0
18	28/06/89	5,4	0,3	31,8
19	07/07/89	2,5	1,1	10,8
20	10/07/89	11,3	4,4	9,6
21	11/07/89	14,6	1,4	37,8
22	18/07/89	5,1	1,9	7,9
23	27/07/89	9,3	2,2	26,4
24	02/08/89	5,8	4,9	21,6
25	04/08/89	18,8	4,1	22,8
26	16/08/89	1,8	1,0	9,6
27	20/08/89	7,0	6,0	7,2
28	21/08/89	27,6	12,6	24,2
29	23/08/89	2,8	5,9	4,8
30	01/09/89	44,9	17,0	46,8
31	09/09/89	15,2	8,2	49,4
32	14/09/89	10,2	6,5	4,8

Bien que la chronologie des événements pluvieux présentés au tableau 4.2 contienne des pluies de récurrence relativement élevée (récurrence durée-hauteur de 2 à 5 ans pour la pluie 14, récurrence I_{max} 10min de 1 à 2 ans pour la pluie 21 et de 5 à 10 ans pour la pluie 31), la fiabilité de la stratégie de contrôle a également été évaluée lors de son application sur la pluie de conception de durée une heure et de récurrence 1 fois dans 100 ans. Cette pluie a été construite à partir des courbes intensité-durée-fréquence de la station pluviométrique située à l'Université McGill (Montréal) en adoptant la répartition temporelle du SEA [Watt et al. 1990]. Le hyétogramme de cet événement hypothétique, caractérisé par une hauteur d'eau cumulée de 70,5 mm et une intensité maximale sur 5 minutes de 245,3 mm/h, est illustré à l'Annexe I.

Tel que mentionné à la section 4.1, le CTR d'un réseau d'égout nécessite d'abord la simulation des débits en amont des ouvrages de contrôle pour pouvoir déterminer, à partir des intensités prédites de pluie, les débits acheminés à ces ouvrages. À cette fin, les intensités de pluie des 24 événements pluvieux utilisés ont été transformées en débits entrant à chaque noeud de l'intercepteur à l'aide des modèles RUNOFF et TRANSPORT de SWMM [Huber et Dickinson 1988], en supposant une pluie homogène sur l'ensemble du bassin drainé par l'intercepteur Marigot. Le premier de ces modèles simule les débits entrant dans les principales conduites d'un réseau d'égout en fonction de l'intensité de la pluie tombant sur les bassins de drainage en tenant compte, le cas échéant, de la fonte de neige, des pertes par infiltration sur les surfaces perméables, du stockage en surface, du ruissellement sur les surfaces et de l'écoulement dans les canaux et conduites. Les bassins y sont schématisés par un ensemble de sous-bassins, canaux et conduites, à l'intérieur desquels les débits sont calculés à l'aide d'une équation de réservoir non linéaire couplée à une équation de conservation de la masse. Quant au modèle TRANSPORT, il résout le modèle de l'onde cinématique (cf. section 2.3.1.1) pour simuler l'écoulement en conduite d'égout en fonction des débits entrant dans le réseau. Une description détaillée des méthodes de résolution de RUNOFF et TRANSPORT est donnée par Huber et Dickinson [1988]. Les hydrogrammes simulés par ces deux modèles en fonction d'intensités de pluie mesurées lors de l'été 1989 ont été utilisés comme données d'entrée pour

l'évaluation de la stratégie de contrôle. L'Annexe I illustre la variation temporelle de la somme des débits entrant dans l'intercepteur pour chacun des événements pluvieux considérés.

Nous avons également mentionné à la section 3.4.1 que l'intercepteur Marigot est constitué de deux parties distinctes qui demeurent hydrauliquement indépendantes lorsque la hauteur d'eau en amont de la seconde partie ne dépasse pas 14,4 m. Nous considérons dans ce chapitre que seule la deuxième partie de l'intercepteur (représentée à la figure 3.10) est contrôlée de façon dynamique à l'aide de la stratégie de contrôle proposée. La première partie est contrôlée statiquement et les volumes qui y sont déversés (variant selon les événements pluvieux entre 0 et 7 % des déversements totaux pour l'ensemble de l'intercepteur) sont toujours inclus dans les résultats présentés. Pour chaque événement pluvieux, les volumes déversés en fonction du type de contrôle appliqué sont déterminés par simulation en considérant fiables sur tout l'horizon de contrôle les prédictions de débit entrant dans le réseau. Enfin, puisque la stratégie de contrôle favorise la mise en charge de toutes les conduites de l'intercepteur modélisé, les débits et hauteurs d'eau y sont simulés à l'aide du MIA.

4.4.2 Impact de la hauteur maximale permise

Les premiers tests effectués visent à estimer comment la performance du contrôle peut être améliorée en fonction de la hauteur piézométrique maximale permise en réseau. On s'attend *a priori* à ce que la mise en charge conduise à une réduction des volumes déversés en favorisant des débits plus élevés ainsi qu'un stockage accru dans les conduites de l'intercepteur et dans le puits de pompage situé à l'aval du réseau.

Les optimisations ont été réalisées pour chaque pluie de l'été 1989 en considérant une hauteur maximale de 3 m, 5 m et 10 m en amont de chaque conduite du réseau, cette hauteur étant mesurée à partir de l'élévation du radier des conduites. Afin d'évaluer les gains apportés par la mise en charge, des optimisations ont également été réalisées en conservant un écoulement à

surface libre en tout temps, soit en imposant une hauteur maximale égale au diamètre de chacune des conduites. Enfin, une hauteur maximale correspondant à 85 % du diamètre des conduites a été considérée, ceci pour estimer la performance optimale d'un éventuel contrôle réactif local évitant la mise en charge des conduites.

Les résultats présentés dans cette section ont été obtenus en considérant un horizon de contrôle de 20 minutes et un pas d'optimisation de 5 minutes. Un total de 72 contraintes devaient donc être respectées lors de chaque optimisation, puisque l'intercepteur est constitué de 18 conduites et que l'horizon de contrôle comprend quatre pas d'optimisation. Sept régulateurs ont dans un premier temps été considérés comme contrôlés dynamiquement, soient ceux situés en amont des noeuds 2, 5, 9, 10, 11, 12 et 13 (cf. figure 4.5). Le vecteur des variables contrôlées contenait donc 28 éléments dont les valeurs devaient être déterminées à chaque cycle de contrôle.

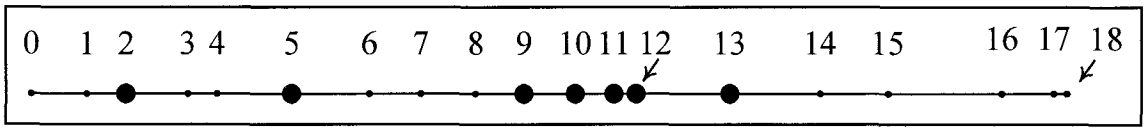

Figure 4.5 : Position des régulateurs contrôlés (●) sur l'intercepteur Marigot lors de la première série d'optimisations

La localisation des régulateurs contrôlés illustrée à la figure 4.5 a été choisie en fonction de la disponibilité des équipements à chaque point de contrôle (vannes mobiles, etc.) et de l'importance des débits introduits dans l'intercepteur à ces noeuds. Également, cette configuration permet de comparer les résultats obtenus avec ceux d'une étude réalisée par les consultants BPR, laquelle visait à déterminer les volumes déversés lors de l'été 1989 suite à l'application d'un contrôle statique ou d'un contrôle réactif local (CRL) ; le CRL appliqué lors de cette étude déterminait les débits interceptés aux noeuds 2, 5, 9, 10, 11, 12 et 13 en fonction de la hauteur d'eau mesurée dans l'intercepteur de façon à éviter les mises en charge du réseau. À cette fin, les déversements étaient initiés dès que la hauteur mesurée dépassait une hauteur seuil prédéfinie, variant de 0,80 à 1,50 m selon les points de contrôle.

4.4.2.1 Évaluation de la performance

Le tableau 4.3 présente la somme des volumes déversés lors de l'été 1989 selon le type de gestion appliqué. Les résultats identifiés "Réactif local" dans ce tableau sont ceux obtenus en appliquant la stratégie de contrôle réactif décrite à la section précédente. La distribution des volumes pour chaque événement pluvieux selon chaque type de gestion apparaît à l'Annexe J. L'ensemble de ces résultats révèle tout d'abord que le contrôle prédictif global (CPG) conduit à une réduction d'au moins 19 % des volumes déversés par rapport au CRL, même lorsque les mises en charge sont évitées par le CPG (h_{max} = diamètre ou 0,85 D). Cette réduction est rendue possible par une meilleure gestion de la capacité de stockage de l'intercepteur. Ce résultat, il faut le noter, est obtenu sans que ne soit nécessaire la construction d'ouvrages de stockage supplémentaires. La possibilité de prédire les intrants futurs et de calculer l'impact des décisions de gestion sur l'état global du système permet en effet au CPG de remplir le réseau jusqu'à ce que les contraintes d'opération soient tout juste respectées. À l'opposé, le CRL doit déterminer les débits à déverser en chaque point de contrôle en fonction d'informations mesurées localement sans que ces décisions ne mettent en péril la sécurité du système. Les seuils de déversement d'un tel contrôle sont donc établis de façon à conduire au respect des contraintes d'opération pour la majorité des événements pluvieux ; par conséquent, le réseau n'est pas utilisé dans la plupart des cas à pleine capacité, ce qui entraîne une augmentation des déversements par rapport au CPG.

Tableau 4.3 : Volume total déversé pour l'été 1989 selon le type de contrôle en considérant un horizon de contrôle de 20 minutes pour le contrôle prédictif

Type de contrôle	Volume total déversé (m^3)	Pourcentage de réduction par rapport au CRL
Prédictif, h_{max} = 10 m	414 200	44,8 %
Prédictif, h_{max} = 5 m	477 016	36,5 %
Prédictif, h_{max} = 3 m	546 242	27,3 %
Prédictif, h_{max} = diamètre	592 314	21,1 %
Prédictif, h_{max} = 0,85 D	611 027	18,6 %
Réactif local (CRL)	750 828	0,0 %
Statique	846 229	-12,7 %

On constate également au tableau 4.3 que la mise en charge de l'intercepteur Marigot entraîne une réduction significative des volumes déversés. Étant données les caractéristiques physiques (tunnel creusé dans le roc aux parois bétonnées) et la situation topographique (profondeur minimale de 19 m sous la surface du sol) de cet intercepteur, une mise en charge de 5 m n'engendrerait aucun risque d'inondation en surface ni de dommages aux équipements. Or une hauteur piézométrique maximale de 5 m permettrait de réduire les volumes totaux déversés de 37 % par rapport au CRL et ce en conservant la configuration actuelle du réseau. En outre, cette hauteur maximale de 5 m n'est jamais dépassée pendant l'été 1989 ni lors de la pluie centennale en appliquant un horizon de contrôle de 20 minutes.

Cette diminution du volume total déversé pendant l'été 1989 affiche une distribution particulière selon chacun des événements pluvieux, tel qu'illustré à la figure 4.6. Cette figure présente la réduction de volume déversé obtenue lors de chaque pluie en appliquant un CPG plutôt qu'un CRL. On constate sur cette figure que, pour les événements engendrant des déversements plus faibles, l'application d'un contrôle prédictif conduit à une diminution d'environ 75 % des volumes déversés peu importe la hauteur piézométrique maximale admise (relation linéaire entre la réduction de volume en fonction du volume déversé en CRL, R^2 = 0,997). Les événements

pour lesquels cette approximation linéaire demeure valide sont ceux qui ne nécessitent aucun contrôle dynamique des régulateurs du réseau. En effet, la hauteur piézométrique maximale permise n'est jamais atteinte en réseau pour ces événements et les régulateurs contrôlés conservent donc leur ouverture maximale pour toute la durée de la pluie. En ayant recours aux modèles de simulation appropriés, il est en fait possible de commencer à intervenir plus tard sur le réseau et donc de réduire les volumes déversés. Ainsi, le seul fait d'appliquer un contrôle prédictif plutôt que réactif, c'est-à-dire de prédire les hauteurs d'eau en réseau en fonction des débits interceptés aux points de contrôle, permet de réduire de 75 % les déversements de l'intercepteur Marigot pour les pluies les plus faibles. Pour les pluies entraînant en CRL des volumes déversés inférieurs à environ 10 000 m³, cette constatation demeure valable même lorsque les mises en charge sont évitées par le CPG.

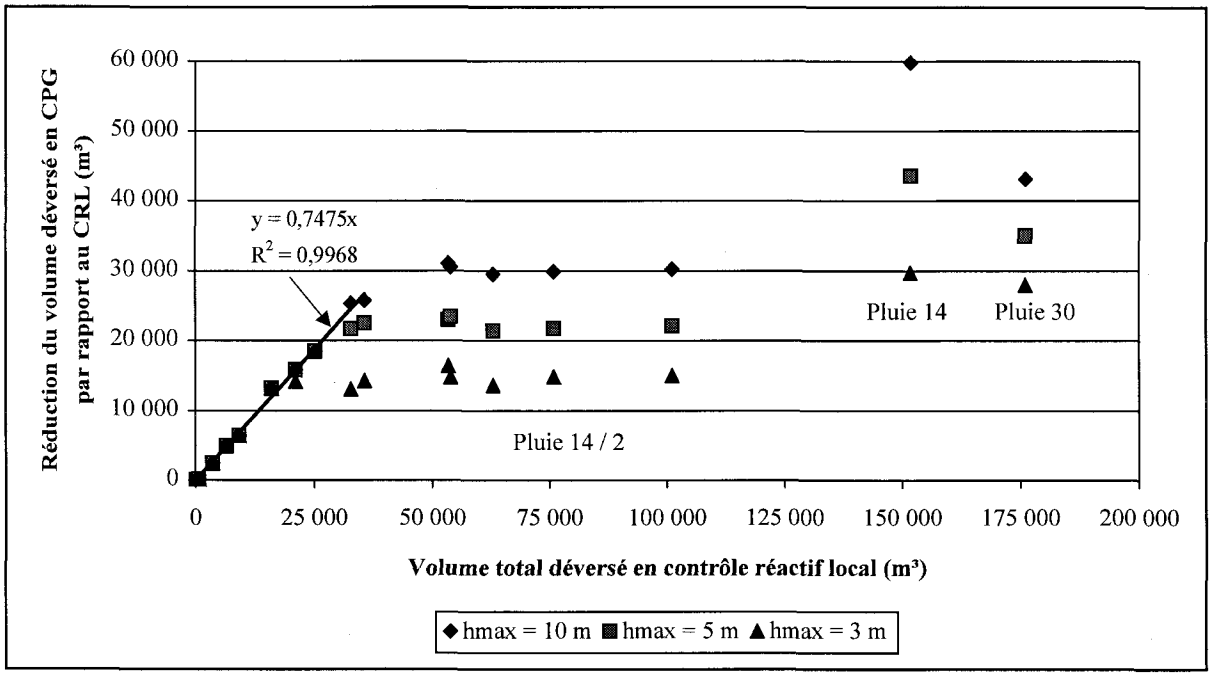

Figure 4.6 : Réduction par rapport au CRL du volume déversé lors des pluies de l'été 1989 pour diverses hauteurs piézométriques maximales (les ■ proviennent de la superposition de plusieurs symboles)

Pour les événements conduisant à des volumes déversés supérieurs, la figure 4.6 révèle que la réduction de volume apportée par le CPG demeure à peu près constante au-delà d'un certain volume. Ainsi, il semble qu'une réduction maximale par rapport au CRL d'environ 15 000 m³ pour h_{max} = 3 m, 21 000 m³ pour h_{max} = 5 m et 30 000 m³ pour h_{max} = 10 m soit possible peu importe l'ampleur des déversements engendrés. Les deux seuls événements échappant à cette observation sont les pluies 14 et 30 qui, d'une durée respective de 19,8 et 17,0 h, sont beaucoup plus longues que les autres. En outre, la pluie 14 est constituée de deux événements pluvieux distincts dont le premier épisode est suivi d'une période suffisamment longue pour permettre le retour du réseau aux conditions de temps sec. Le graphique de la figure 4.6 comprend donc un point dénommé "pluie 14 / 2", pour lequel les résultats obtenus lors de la pluie 14 ont été réduits de moitié. Quant à la pluie 30, elle conduit également à deux épisodes de déversement, lesquels ne peuvent cependant être complètement dissociés. Il est probable que la forme particulière de cette pluie, conduisant à une vidange partielle du réseau en cours d'événement, permette une réduction supplémentaire des volumes déversés.

Pour toutes les pluies constituant le plateau de la figure 4.6, il apparaît que lorsque les mises en charge sont permises, la réduction des volumes déversés est proportionnelle à la racine carrée de la différence entre la hauteur maximale permise et le diamètre moyen des conduites (2 m), tel qu'illustré à la figure 4.7. Ce résultat aurait été prévisible sur un réseau possédant un exutoire à surface libre puisque le débit pouvant circuler dans une conduite en charge demeure toujours proportionnel à $\sqrt{\Delta h}$. Dans cette situation, l'augmentation du débit évacué par l'intercepteur serait directement proportionnelle à la racine de la hauteur supplémentaire admise, ce qui se traduirait en une réduction équivalente des volumes déversés.

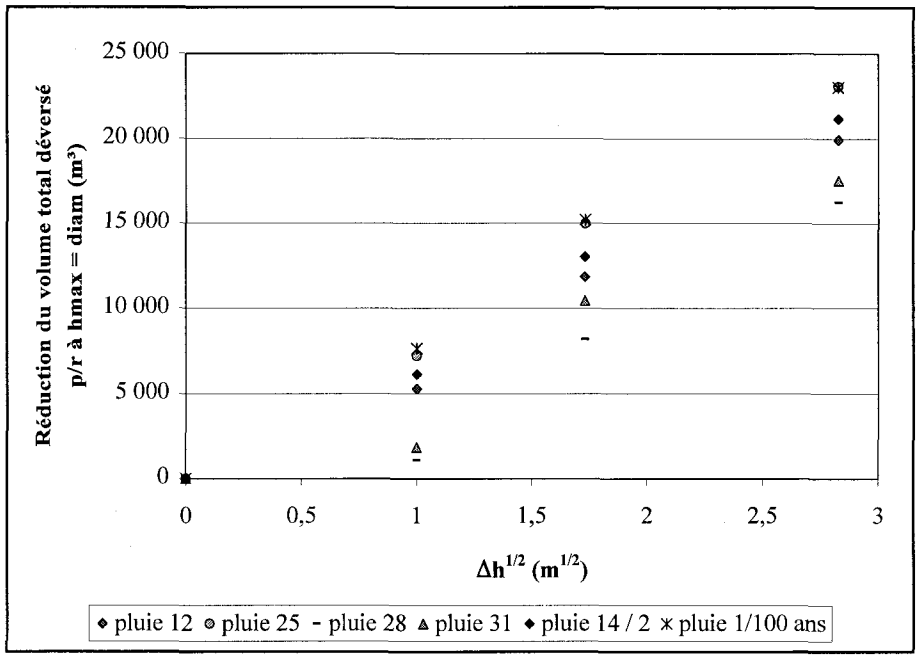

Figure 4.7 : Réduction du volume total déversé par rapport à un contrôle évitant les mises en charge

La remontée de la ligne d'eau dans le puits ainsi que l'imposition d'un taux de pompage maximal de 4,19 m³/s à l'aval de l'intercepteur viennent toutefois modifier les conditions d'écoulement. Il s'avère en fait que, pour toutes les pluies considérées, la hauteur maximale permise est atteinte à l'intérieur du puits de pompage plutôt que dans une conduite de l'intercepteur, sauf en début d'événement lors du remplissage du puits. L'augmentation de la hauteur permise ne se traduit donc pas directement en augmentation du débit à l'aval de l'intercepteur, et ce d'autant plus que le taux de pompage maximal restreint ce débit lorsque aucun volume supplémentaire ne peut être stocké dans le puits sous peine d'un dépassement de contrainte.

Pour illustrer ce propos, la figure 4.8 présente la variation dans le temps des débits et hauteurs d'eau simulés à l'aval du réseau lors de la pluie no 12 en appliquant un CPG selon trois hauteurs maximales différentes. Les courbes obtenues pour les autres pluies de l'été 1989 affichent les même particularités.

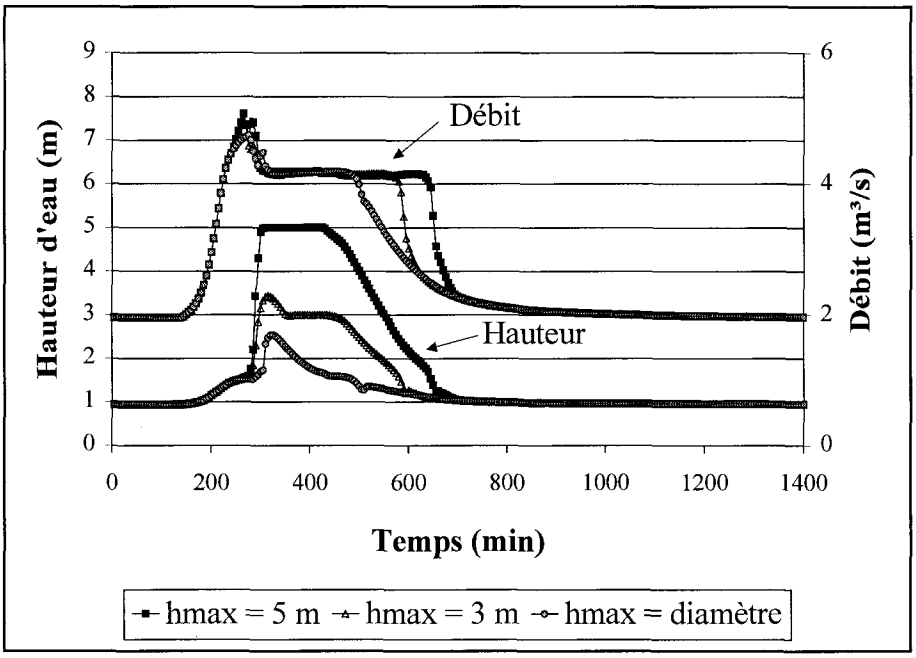

Figure 4.8 : Débits simulés à l'aval du tronçon 18 et hauteurs simulées au noeud 17 lors de la pluie 12

On constate à l'examen de cette figure que dès que la hauteur d'eau maximale est atteinte dans le puits, par exemple au temps t = 300 min pour h_{max} = 5 m, le débit à l'aval de l'intercepteur est toujours limité au taux de pompage maximal dans chaque cas. La réduction des volumes déversés pour une hauteur maximale supérieure ne provient donc pas de débits supplémentaires évacués vers l'aval, mais plutôt de l'augmentation du stockage en réseau, l'élévation de la ligne piézométrique permettant de stocker les eaux sur une plus grande longueur dans l'intercepteur. On peut donc supposer que l'augmentation de la hauteur maximale permise au-delà de celle conduisant au remplissage complet de l'intercepteur ne conduirait pas à une réduction supplémentaire des déversements. En représentant à la figure 4.9 le profil de la hauteur piézométrique dans l'intercepteur tel qu'il apparaît lorsque la hauteur maximale permise est atteinte dans le puits, on s'aperçoit en fait qu'une hauteur maximale de 10 m à l'aval permet tout juste de remplir l'intercepteur Marigot.

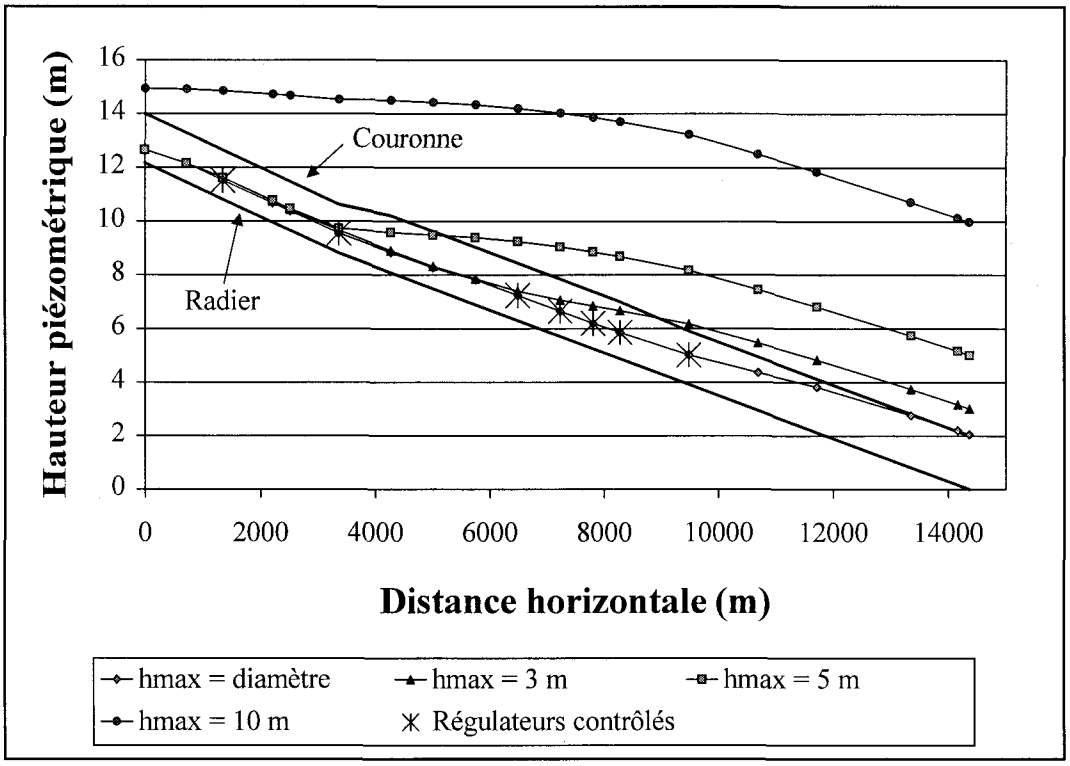

Figure 4.9 : Profil de la hauteur piézométrique maximale selon différentes contraintes d'opération

Ainsi, si la réduction des volumes déversés provient entièrement du stockage en réseau, l'autorisation de niveaux supérieurs à 10 m ne devrait pas améliorer la performance du contrôle. Afin de vérifier cette hypothèse, des optimisations supplémentaires ont été réalisées avec la pluie 12 en imposant une hauteur d'eau maximale de 15 et de 20 m. Les résultats de ces optimisations, reproduits à la figure 4.10, montrent qu'au-delà de 10 m la réduction des volumes ne varie plus linéairement en fonction de la racine de l'accroissement de la hauteur. Si de surcroît on soustrait de la réduction obtenue le volume d'eau stocké dans le puits, on observe un plafonnement des volumes déversés. Ces résultats confirment que l'amélioration de la performance du contrôle en fonction de la hauteur piézométrique admise provient du stockage en réseau et, dans une moindre mesure, de l'eau pouvant être stockée dans le puits de pompage à l'aval du système. Le profil des hauteurs piézométriques obtenu lors de chaque optimisation montre que ces hauteurs varient en fonction du carré de la distance. La longueur sur laquelle

l'intercepteur est rempli à pleine capacité est par conséquent proportionnelle à la racine de la hauteur maximale permise, ce qui explique la proportionnalité entre la réduction des volumes déversés et la racine de l'accroissement de cette hauteur maximale. Nous verrons à la section suivante si cette amélioration de la performance du contrôle, associée à l'augmentation des hauteurs piézométriques, permet d'en préserver la fiabilité.

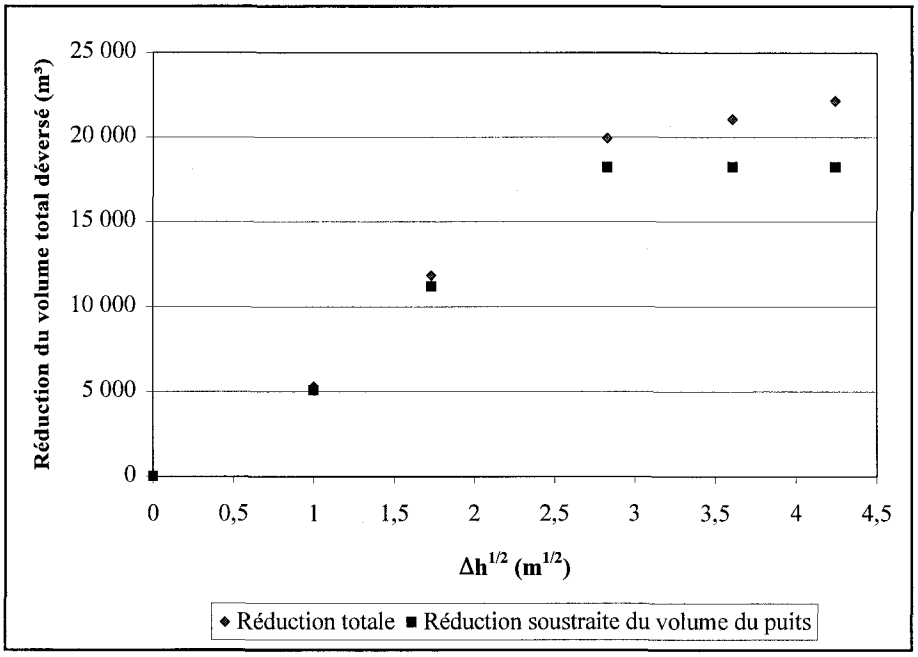

Figure 4.10 : Réduction du volume total déversé pour la pluie 12 par rapport à un contrôle évitant les mises en charge

4.4.2.2 Évaluation de la fiabilité

Les optimisations dont les résultats sont présentés à la section précédente confirment que la mise en charge d'un intercepteur permet de réduire les volumes déversés en temps de pluie. Cependant, pour quelques événements pluvieux, les réductions ont été obtenues sans que les contraintes d'opération puissent être respectées en tout temps. Le non-respect des contraintes provient dans ces cas de la disparité entre le temps de propagation des ondes de crue dans l'intercepteur et la durée de l'horizon de contrôle. En effet, puisque l'intercepteur Marigot s'étend sur près de 15 km, les perturbations induites en amont du réseau peuvent mettre jusqu'à deux

heures avant d'être perçues à l'aval du système lorsque l'écoulement est à surface libre. En ne prévoyant les débits entrant que sur une période de 20 minutes, il est donc parfois impossible de respecter les contraintes de hauteur maximale même en fermant complètement tous les régulateurs contrôlés, puisque les volumes déjà présents dans l'intercepteur ainsi que les débits introduits aux régulateurs non contrôlés sont alors suffisants pour provoquer un dépassement de contraintes dans les 20 minutes suivantes.

Afin d'évaluer l'ampleur de ces dépassements, le tableau 4.4 montre les hauteurs maximales atteintes lors de l'été 1989 et lors de la pluie centennale suite à l'application d'un CPG autorisant diverses hauteurs piézométriques maximales. Les hauteurs maximales simulées pour chacune des pluies de l'été 1989 apparaissent à l'Annexe J.

Tableau 4.4 : Hauteur maximale sur l'intercepteur Marigot selon le type de contrôle appliqué en considérant un horizon de contrôle de 20 minutes

Hauteur piézométrique maximale permise	Hauteur piézométrique maximale atteinte pendant l'été 1989 (m)	Hauteur piézométrique maximale atteinte lors de la pluie centennale (m)
10 m	10,0	10,0
5 m	5,0	5,0
3 m	3,6	3,6
Diamètre	2,7	3,0
0,85 Diamètre	1,9	1,8

Pour toutes les pluies où un dépassement de contraintes est observé, ce dépassement survient en début d'événement lorsque la hauteur maximale n'est pas encore atteinte dans le puits de pompage et que le réseau se remplit (cf. figure 4.8 pour $h_{max} = 3$ m et diamètre). Ce dépassement peut alors se prolonger sur une période maximale d'une heure puis, lorsque le système atteint son état de remplissage maximal selon les contraintes de hauteurs à respecter, c'est-à-dire lorsque

aucun volume supplémentaire ne peut être stocké dans l'intercepteur, toutes les contraintes d'opération sont respectées jusqu'à la fin de l'événement.

Le tableau 4.4 révèle que, pour un intercepteur en charge, l'augmentation de la hauteur maximale permise facilite la gestion du système (respect des contraintes pour h_{max} = 5 et 10 m et dépassement pour h_{max} = 3 m). Ce dernier constat découle de la très grande vitesse de propagation des ondes de crue dans une conduite en charge, ce phénomène étant amplifié par les hypothèses associées au modèle de simulation. Le modèle suppose en effet que les débits introduits dans l'intercepteur aux points de jonction avec les collecteurs sont immédiatement injectés dans le tunnel et que l'équilibre des hauteurs piézométriques en fonction de ces débits est instantanément atteint. Or, en pratique, l'intercepteur est relié aux chambres de régulation par des conduites verticales à l'intérieur desquelles la ligne d'eau peut varier avant d'atteindre l'état d'équilibre. Les conséquences de cette approximation sur les résultats du contrôle seront abordées plus en détails à la section 4.4.3.

Ainsi, puisque l'eau s'écoule sous pression dans l'ensemble de l'intercepteur lorsqu'une hauteur de 10 m est atteinte à l'aval (cf. figure 4.9), un horizon de 20 minutes est dans ce cas amplement suffisant pour anticiper la totalité des impacts provoqués par les décisions de contrôle sur l'état du système. On constate également au tableau 4.4 qu'un horizon de contrôle de 20 minutes permet en tout temps de respecter la contrainte de 5 m. Ceci laisse présager que le temps de propagation des débits entre le régulateur contrôlé le plus en amont du réseau (soit celui situé en amont du noeud 2) et le point de mise en charge (situé environ 3,5 km plus en aval, cf. fig. 4.9) est inférieur à la durée de l'horizon considéré.

Pour un contrôle évitant les mises en charge, il semble plus prudent, conformément à ce qu'indiquent les résultats du tableau 4.4, de permettre une hauteur maximale inférieure au diamètre des conduites. En autorisant des hauteurs équivalentes au diamètre, la hauteur d'eau la plus élevée atteinte en réseau au cours de l'été 1989 est en effet de 2,7 m contre 1,9 m lorsqu'un

remplissage maximal de 85 % des conduites est admis. La fiabilité accrue du contrôle dans cette situation provient de la capacité de stockage résiduelle dans l'intercepteur au voisinage de la conduite la plus sollicitée. Ainsi, en tentant de conserver une hauteur maximale correspondant à 85 % du diamètre des conduites, il est possible d'éviter toute mise en charge du réseau lors de l'été 1989, en contrepartie d'une augmentation de seulement 3 % des volumes déversés face au contrôle imposant une hauteur piézométrique maximale égale au diamètre des conduites.

4.4.3 Impact de la durée de l'horizon de contrôle

Afin d'évaluer l'influence du temps de parcours en réseau sur la performance et la fiabilité du contrôle, les optimisations présentées aux sections précédentes ont été répétées en appliquant des horizons de contrôle de 5 puis de 45 minutes, toujours en conservant un pas d'optimisation de 5 minutes. Encore une fois, les prédictions de débits entrant ont été considérées fiables sur toute la durée de l'horizon et les régulateurs situés en amont des noeuds 2, 5, 9, 10, 11, 12 et 13 de l'intercepteur ont été retenus pour le contrôle dynamique (cf. fig. 4.5). Selon les cas, un total de 18, 72 ou 162 contraintes devaient être respectées (18 conduites fois le nombre de pas d'optimisation) et le vecteur des variables de contrôle contenait 7, 28 ou 63 éléments (7 régulateurs contrôlés fois le nombre de pas d'optimisation). Les résultats détaillés de ces diverses optimisations (volumes déversés et hauteurs maximales atteintes pour chaque pluie) sont présentés à l'Annexe J, tandis que les sections suivantes présentent un résumé et une discussion de ces résultats.

4.4.3.1 Évaluation de la performance

La somme des volumes déversés au cours de l'été 1989 suite à l'application d'un CPG sur l'intercepteur Marigot apparaît au tableau 4.5 pour diverses hauteurs piézométriques maximales permises et divers horizons de contrôle. Suivant les résultats contenus dans ce tableau, la durée de l'horizon n'a pas d'impact significatif sur la performance globale d'un CPG lorsque les mises en charge de l'intercepteur sont permises (h_{max} = 3 m, 5 m et 10 m). Afin d'évaluer si cette

constatation s'applique également à chaque événement pluvieux, les figures 4.11 à 4.14 illustrent les volumes déversés lors de chacune des pluies de l'été 1989.

Tableau 4.5 : Déversements totaux (m³) pour l'été 1989 en fonction de la durée de l'horizon de contrôle et de la hauteur maximale permise

Hauteur maximale	Horizon de 5 min	Horizon de 20 min	Horizon de 45 min
10 m	414 200	414 200	413 760
5 m	475 219	477 016	475 868
3 m	547 381	546 242	545 650
Diamètre	619 220	592 314	574 650

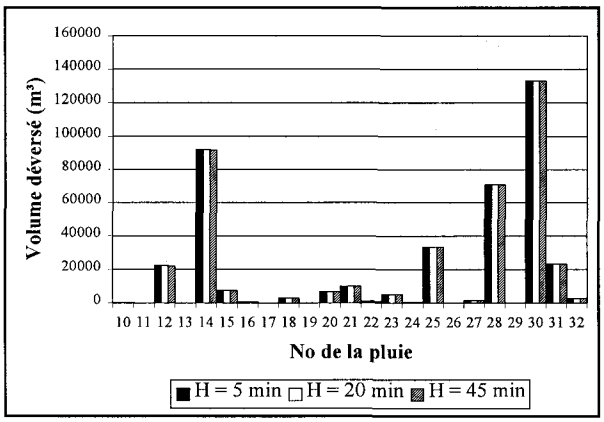

Figure 4.11 : Volume déversé en fonction de la durée de l'horizon de contrôle pour h_{max} = 10 m

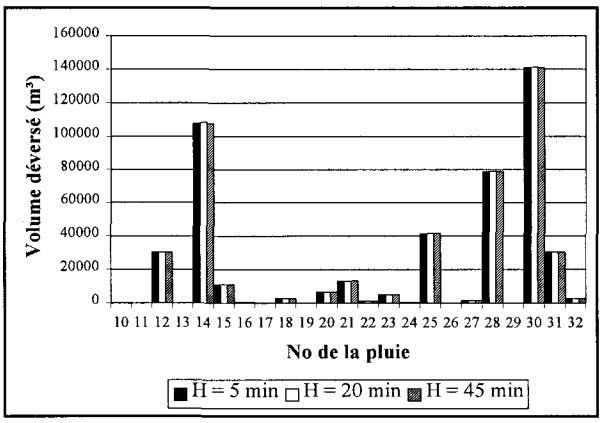

Figure 4.12 : Volume déversé en fonction de la durée de l'horizon de contrôle pour h_{max} = 5 m

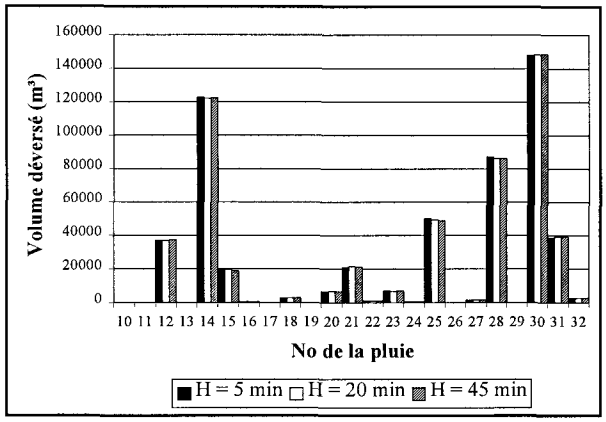

Figure 4.13 : Volume déversé en fonction de la durée de l'horizon de contrôle pour h_{max} = 3 m

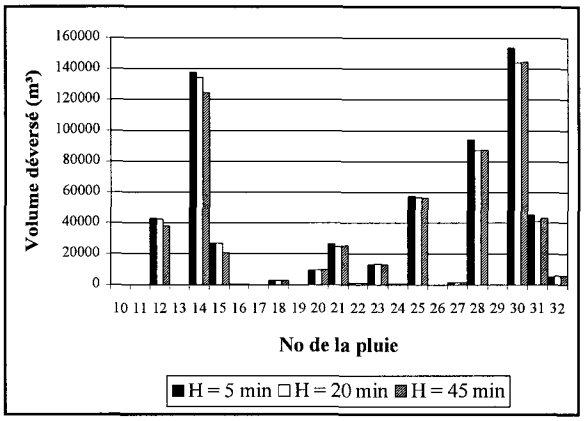

Figure 4.14 : Volume déversé en fonction de la durée de l'horizon de contrôle pour h_{max} = diamètre

Ces dernières figures confirment que lorsque la mise en charge est permise dans l'intercepteur, l'allongement de l'horizon de contrôle n'améliore pas la performance du CPG. Les temps de propagation dans la partie pleine du réseau étant très rapides, le fait de prédire les intrants au système sur 5, 20 ou 45 minutes ne permet pas d'assurer une meilleure distribution des volumes dans l'intercepteur. Ceci s'ajoute au fait que, lorsque la hauteur d'eau maximale est atteinte dans le puits de pompage, les volumes stockés en réseau demeurent constants et les débits introduits dans l'intercepteur sont en équilibre avec le débit retiré du puits par pompage.

Il apparaît donc que le recours à un horizon de contrôle supérieur à 5 minutes ne permet pas d'améliorer la performance du CPG pour un intercepteur en charge. Ceci suggère qu'en terme de performance, un contrôle de type réactif plutôt que prédictif puisse être appliqué pour gérer de tels intercepteurs. En effet, puisque l'horizon de contrôle de 5 minutes ne comporte qu'un pas de temps d'optimisation, les décisions sont alors prises en fonction des débits entrant dans le réseau à un seul et même moment. À la limite, si les calculs d'optimisation pouvaient être complétés en une fraction de seconde, il suffirait de mesurer et non plus de prédire les intrants au système pour pouvoir déterminer les débits entrant minimisant les volumes déversés. On pourrait dans ce cas qualifier le contrôle de réactif, bien qu'il demeure alors de type global plutôt que local, puisque les décisions de gestion seraient prises en regard des débits entrant à chaque

point de contrôle de l'intercepteur. Mais puisque, selon la performance de calcul actuelle des ordinateurs personnels, l'optimisation des débits sur 5 minutes nécessite des temps de calcul de l'ordre d'une minute, l'application d'un court horizon de contrôle doit tout de même faire appel aux prédictions de débits entrant dans le réseau au pas de temps suivant. L'utilisation d'un horizon aussi court que 5 minutes comporte certains avantages. En plus d'accélérer sensiblement les calculs par la diminution du nombre de variables de contrôle et par la réduction de la période sur laquelle les débits et hauteurs d'eau en conduite doivent être simulés à chaque cycle d'optimisation, l'utilisation d'un court horizon évite de faire appel à des prédictions de pluies plus ou moins certaines. En effet, les prédictions de pluie qui alimentent les modèles de simulation d'un CPG sont entachées d'incertitudes qui augmentent en fonction de la durée de ces prédictions. Les résultats présentés dans ce chapitre ont tous été obtenus en négligeant ces incertitudes. Il est probable que leur prise en compte aurait conduit à une diminution de la performance du contrôle pour de plus longs horizons lors de certains événements pluvieux.

On doit toutefois garder à l'esprit que ces résultats ont été obtenus à l'aide du modèle de simulation MIA qui, comme la majorité des modèles résolvant les équations de St-Venant pour simuler l'écoulement en conduite d'égout, suppose un équilibre instantané entre les hauteurs piézométriques et les débits lors d'écoulements en charge. Cette représentation revient à supposer que les débits sont injectés directement dans l'intercepteur et qu'une pression suffisante permet leur écoulement en conduite, alors que ces débits sont en réalité introduits dans l'intercepteur par l'entremise de conduites verticales. L'élévation de la hauteur d'eau dans ces conduites provoquée par les débits provenant des collecteurs fournit la pression nécessaire à la propagation des débits vers l'intercepteur. Ces mêmes débits entraînent subséquemment une réduction des volumes d'eau dans chaque conduite verticale et par conséquent une diminution des hauteurs piézométriques. L'atteinte de la situation d'équilibre qui en résulte, simulée par le modèle, est donc précédée d'une période de transition négligée par le MIA, dont la durée varie selon les conditions d'écoulement et les caractéristiques de l'intercepteur. Des tests simples présentés à l'Annexe K ont montré que pour l'intercepteur Marigot la durée de cette période de transition

serait inférieure à 5 minutes. Ainsi, compte tenu des résultats présentés précédemment et du temps de réaction de l'intercepteur Marigot lorsqu'en charge, il semble qu'en terme de performance un horizon de contrôle de 5 minutes soit adéquat pour gérer cet intercepteur lorsque l'écoulement y est en charge.

La situation est cependant différente pour un écoulement à surface libre, puisque la prolongation de l'horizon de contrôle se traduit pour certaines pluies en une amélioration de la performance du CPG (cf. figure 4.14). Dans ces circonstances, la possibilité de prédire les débits entrant sur une plus longue période permet de mettre à profit le laminage des débits afin de répartir de façon optimale les volumes stockés dans l'intercepteur. Selon la distribution temporelle et spatiale des débits entrant lors de chaque pluie, l'amélioration de la performance qui en résulte tend vers une valeur maximale au-delà de laquelle l'allongement de l'horizon de contrôle ne conduit à aucune réduction supplémentaire des volumes déversés. Ainsi, pour certaines pluies, cette performance optimale est atteinte avec un horizon de 20 minutes (ex. pluie 15) alors que pour d'autres, la performance du contrôle est améliorée par l'utilisation d'un horizon plus long (ex. pluie 14). Ces résultats laissent entendre que pour un intercepteur à l'intérieur duquel des mises en charge prolongées ne pourraient être tolérées, et donc où des transitions successives d'un écoulement à surface libre vers un écoulement en charge seraient observées en temps de pluie, l'allongement de l'horizon conduirait à une amélioration de la performance du contrôle. Dans une telle situation, même si les mises en charge étaient permises en réseau, il serait avantageux d'utiliser un horizon plus long afin de réduire les volumes déversés.

Pour l'ensemble de l'été 1989, le gain de performance associé à un horizon de 45 minutes plutôt que de 5 minutes lorsque h_{max} est fixé au diamètre des conduites est de 8 %. Cette réduction modérée des volumes déversés provient des particularités de l'intercepteur Marigot, dont l'état varie peu en situation de contrôle suite à l'atteinte de la hauteur d'eau maximale à l'aval du système. Des gains significatifs ne peuvent donc être obtenus au niveau de la performance du

contrôle sur ce système que pendant la période précédent l'établissement de cette hauteur maximale dans le puits de pompage.

4.4.3.2 Évaluation de la fiabilité

Nous avons vu à la section précédente qu'un horizon de contrôle de 5 minutes semblait suffisant en terme de performance pour contrôler l'intercepteur Marigot lorsque l'écoulement y est en charge. Nous examinerons dans cette section si un tel horizon permet d'assurer la fiabilité du contrôle. À cette fin, le tableau 4.6 montre les hauteurs maximales atteintes lors de l'été 1989 suite à l'application d'un CPG autorisant diverses hauteurs piézométriques maximales, tandis que les résultats obtenus lors de la pluie centennale apparaissent au tableau 4.7. La durée maximale du dépassement de contraintes survenu au cours d'une pluie est également présentée dans ces tableaux. Notons qu'au cours de l'été 1989, la durée maximale de dépassement et la hauteur piézométrique maximale ne sont pas nécessairement observées lors de la même pluie. Par ailleurs, la hauteur piézométrique maximale ne survient jamais plus longtemps que 5 minutes (un pas d'optimisation) dans chaque cas.

Tableau 4.6 : Hauteurs d'eau maximales atteintes et durées maximales des dépassements de contraintes au cours de l'été 1989 selon la durée de l'horizon de contrôle

h_{max}	Hauteur maximale atteinte (m)			Durée du dépassement (min)		
	H. de 5 min	H. de 20 min	H. de 45 min	H. de 5 min	H. de 20 min	H. de 45 min
10 m	10,0	10,0	10,0	0	0	0
5 m	5,2	5,0	5,0	30	0	0
3 m	4,2	3,6	3,2	95	55	25
Diamètre	3,4	2,7	2,1	85	55	5
0,85 D	2,8	1,9	1,7	90	35	0

Tableau 4.7 : Hauteurs d'eau maximales atteintes et durées des dépassements de contraintes pour la pluie centennale selon la durée de l'horizon de contrôle

h_{max}	Hauteur maximale atteinte (m)		Durée du dépassement (min)	
	H. de 5 min	H. de 20 min	H. de 5 min	H. de 20 min
10 m	10,0	10,0	0	0
5 m	5,1	5,0	20	0
3 m	4,5	3,6	120	60
Diamètre	3,2	3,0	120	90
0,85 D	2,9	1,8	120	5

On constate aux tableaux précédents que les contraintes de hauteurs d'eau maximales ne peuvent être satisfaites pour toutes les pluies et pour tous les horizons de contrôle (par exemple, hauteur maximale atteinte de 4,5 m pour h_{max} = 3 m et un horizon de 5 minutes). Tel que mentionné à la section 4.4.2.2, ces dépassements proviennent de la disparité entre les temps de propagation des débits dans le système et la durée de l'horizon de contrôle ; ils surviennent lorsque les volumes déjà présents dans l'intercepteur ainsi que les débits introduits aux régulateurs non contrôlés sont suffisants pour provoquer un dépassement de contraintes, ceci même si les régulateurs contrôlés sont complètement fermés (variables de contrôle toutes égales à zéro). Pour toutes les pluies et tous les horizons de contrôle considérés, les dépassements de contraintes, s'il y en a, se produisent en début de simulation. Une fois que le système a atteint son état de remplissage maximal selon les contraintes de hauteurs en vigueur, toutes les contraintes d'opération sont ensuite respectées, même en utilisant un horizon de contrôle de 5 minutes.

On constate également aux tableaux 4.6 et 4.7 que, pour un intercepteur en charge, la durée du dépassement de contrainte ainsi que l'ampleur de ce dépassement s'accroissent lorsque la hauteur maximale diminue. Ceci résulte du fait que les plus fortes hauteurs d'eau provoquent un remplissage complet des conduites de l'intercepteur sur une plus grande longueur. Les taux de

transfert sont alors très rapides dans une plus grande proportion du réseau, ce qui en facilite la gestion lors de l'application de courts horizons.

Ainsi, même si la durée de l'horizon de contrôle n'a pas d'impact significatif sur les volumes déversés lors d'un contrôle favorisant les mises en charge, le recours à un horizon plus long permet d'accroître la fiabilité du contrôle. Toutefois, ce résultat est obtenu en négligeant les incertitudes associées aux prédictions de débits entrant. La prise en compte de ces incertitudes, lesquelles s'accroissent en fonction de la durée de la prédiction, pourrait diminuer la portée de ce résultat. Également, puisque le dépassement de contraintes obtenu avec un horizon de contrôle de 5 minutes n'est que de 3,6 % de la hauteur maximale permise pour 5 m et qu'il est nul pour une hauteur de 10 m, un tel horizon devrait être considéré lors du contrôle de l'intercepteur Marigot lorsque les mises en charge sont permises. Tel que mentionné précédemment, l'ensemble de ces résultats est cependant obtenu par simulation mathématique en supposant un équilibre instantané entre les débits et hauteurs piézométriques dans les zones en charge. Les hauteurs d'eau simulées sont donc probablement inférieures aux hauteurs qu'on observerait en pratique lors de la période de transition précédant l'atteinte de l'état d'équilibre simulé par le modèle. Pour assurer la sécurité du système, on devrait par conséquent imposer au contrôle une hauteur maximale inférieure à la hauteur piézométrique à ne pas dépasser en réseau.

On doit enfin noter que les résultats présentés dans cette section ont été obtenus en choisissant comme régulateurs contrôlés dynamiquement ceux situés en amont des noeuds 2, 5, 9, 10, 11, 12 et 13 de l'intercepteur Marigot (cf. fig. 4.5), ces régulateurs ayant été choisis en fonction de la disponibilité des équipements ainsi qu'en fonction des volumes d'eau transitant à chacun de ces noeuds. Il est possible qu'une localisation mieux adaptée des régulateurs contrôlés ait pu conduire au respect des contraintes pour toutes les pluies et tous les horizons sans altérer la performance ni la fiabilité du contrôle. Cette question sera examinée à la section suivante.

4.4.4 Localisation optimale des points de régulation

Cette section vise à déterminer comment la position des régulateurs contrôlés peut être choisie de façon à optimiser la performance et la fiabilité du CPG. Nous vérifierons tout d'abord s'il est possible de réduire le nombre de régulateurs contrôlés sans en modifier la position et sans affecter les volumes déversés ni le risque de dépassement de contrainte. Le détail des résultats résumés dans la présente section est développé pour chaque pluie à l'Annexe J.

4.4.4.1 Impact du nombre de régulateurs contrôlés

L'impact du nombre de régulateurs contrôlés a tout d'abord été étudié en conservant les sept mêmes régulateurs dynamiques que précédemment (en amont des noeuds 2, 5, 9, 10, 11, 12 et 13) puis en retirant un régulateur contrôlé à la fois, le régulateur retranché étant toujours celui recevant le plus faible volume d'eau en temps de pluie. Suivant cette approche, les configurations suivantes, représentées à la figure 4.15, ont été évaluées :

1) 7 régulateurs : contrôle des régulateurs en amont des noeuds 2, 5, 9, 10, 11, 12 et 13
2) 6 régulateurs : contrôle des régulateurs en amont des noeuds 2, 5, 9, 10, 11 et 12
3) 5 régulateurs : contrôle des régulateurs en amont des noeuds 2, 5, 9, 10 et 11
4) 4 régulateurs : contrôle des régulateurs en amont des noeuds 2, 5, 9 et 10
5) 3 régulateurs : contrôle des régulateurs en amont des noeuds 2, 9 et 10

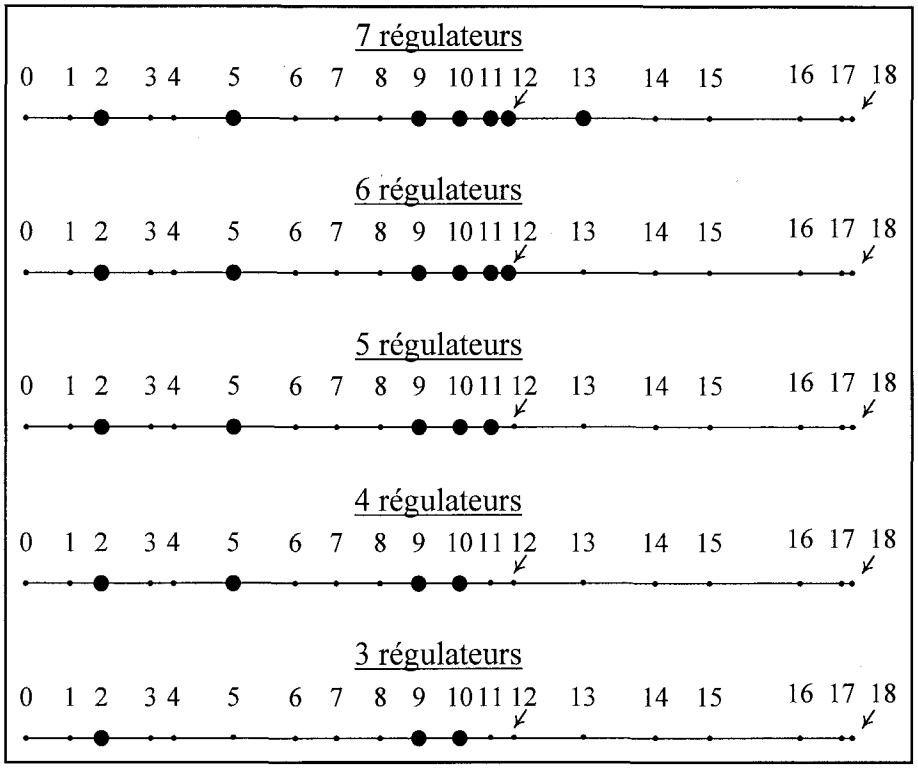

Figure 4.15 : Position des régulateurs contrôlés (●) sur l'intercepteur Marigot lors de l'étude de l'impact du nombre de régulateurs

La somme des volumes déversés au cours de l'été 1989 selon ces configurations est présentée au tableau 4.8, tandis que les hauteurs maximales atteintes apparaissent au tableau 4.9.

Tableau 4.8 : Volume total déversé au cours de l'été 1989 selon le nombre de régulateurs contrôlés avec un horizon de contrôle de 20 minutes

Nombre de régulateurs contrôlés	h_{max} = 10 m		h_{max} = 5 m	
	Volume total déversé (m^3)	Augmentation p/r à 7 régulateurs	Volume total déversé (m^3)	Augmentation p/r à 7 régulateurs
7	414 200	0,0 %	477 016	0,0 %
6	414 892	0,2 %	477 278	0,1 %
5	417 681	0,8 %	479 320	0,5 %
4	418 277	1,0 %	479 706	0,6 %
3	418 087	0,9 %	479 366	0,5 %

Tableau 4.9 : Hauteur d'eau maximale atteinte (m) au cours de l'été 1989 selon le nombre de régulateurs contrôlés

Nombre de régulateurs contrôlés	h_{max} = 5 m		h_{max} = 10 m	
	Horizon de 5 min	Horizon de 20 min	Horizon de 5 min	Horizon de 20 min
7	5,2	5,0	10,0	10,0
6	5,5	5,1	10,0	10,0
5	6,1	5,8	10,0	10,0
4	6,9	6,4	10,0	10,0
3	7,9	7,5	10,0	10,0

On constate que le fait de réduire le nombre de régulateurs contrôlés n'a pas d'impact significatif sur la performance du contrôle pour un intercepteur en charge (augmentation maximale de 1,0 % des volumes déversés avec quatre régulateurs plutôt que sept). Par contre, tel que le montrent les hauteurs maximales atteintes en réseau apparaissant au tableau 4.9, la fiabilité du contrôle décroît rapidement lorsque le nombre de régulateurs contrôlés diminue. On observe en fait que la suppression d'un seul régulateur contrôlé conduit à un dépassement de l'ordre de 10 % de la hauteur maximale pour h_{max} = 5 m et un horizon de contrôle de 5 minutes. Il semble donc que le

maintien d'un horizon de 5 minutes nécessite de conserver l'ensemble des régulateurs si les positions de ceux-ci ne peuvent être modifiées.

4.4.4.2 Impact de la position des régulateurs contrôlés

Afin d'évaluer l'impact de la position des régulateurs contrôlés sur la performance et la fiabilité du CPG, diverses optimisations ont d'abord été conduites en conservant un total de sept régulateurs contrôlés sur l'intercepteur, tout en variant leur position. Ainsi, les régulateurs les plus en amont du système ont en premier lieu été contrôlés de façon dynamique (configuration "amont"), puis ensuite ceux situés les plus en aval (configuration "aval") et finalement les régulateurs contrôlés ont été disposés uniformément le long de l'intercepteur (configuration "dispersée"). Les noeuds 4, 6 et 17 ne recevant que des apports sanitaires, les régulateurs localisés en amont de ceux-ci n'ont en aucun cas été considérés comme pouvant être contrôlés dynamiquement. On obtient donc les configurations illustrées à la figure 4.16, soit :

a) Configuration "actuelle" : contrôle des régulateurs aux noeuds 2, 5, 9, 10 11, 12 et 13

b) Configuration "amont" : contrôle des régulateurs aux noeuds 1, 2, 3, 5, 7, 8 et 9

c) Configuration "aval" : contrôle des régulateurs aux noeuds 10, 11, 12, 13, 14, 15 et 16

d) Configuration "dispersée" : contrôle des régulateurs aux noeuds 1, 5, 7, 9, 11, 13 et 15

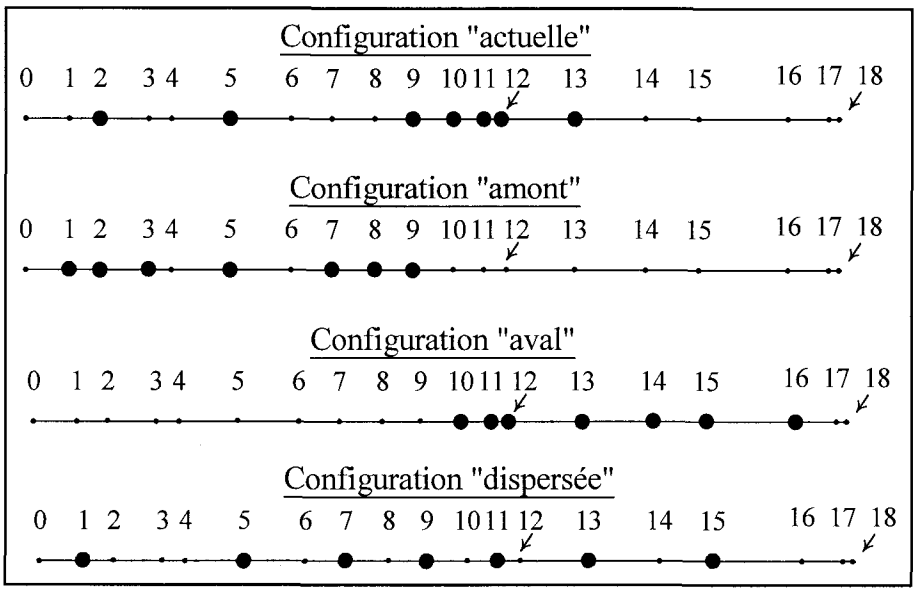

Figure 4.16 : Position des régulateurs contrôlés (●) sur l'intercepteur Marigot lors de l'étude de l'impact de la position des régulateurs

Pour chacune des ces configurations, le volume total déversé au cours de l'été 1989 selon la hauteur piézométrique maximale permise est présenté au tableau 4.10, tandis que le tableau 4.11 montre les hauteurs maximales atteintes au cours de cette même saison.

Tableau 4.10 : Volume total déversé au cours de l'été 1989 selon la localisation des régulateurs contrôlés en utilisant un horizon de contrôle de 20 minutes

Configuration	h_{max} = 5 m		h_{max} = 10 m	
	Volume total déversé (m³)	Augmentation p/r à "actuelle"	Volume total déversé (m³)	Augmentation p/r à "actuelle"
Actuelle	477 016	0,0 %	414 200	0,0 %
Amont	520 848	9,2 %	462 950	11,8 %
Aval	456 881	- 4,0 %	405 234	-2,2 %
Dispersée	523 306	9,7 %	480 983	16,1 %

Tableau 4.11 : Hauteur d'eau maximale atteinte (m) au cours de l'été 1989 selon la localisation des régulateurs contrôlés

Configuration	h_{max} = 5 m		h_{max} = 10 m	
	Horizon de 5 min	Horizon de 20 min	Horizon de 5 min	Horizon de 20 min
Actuelle	5,2	5,0	10,0	10,0
Amont	7,3	5,9	10,0	10,0
Aval	5,0	5,0	10,0	10,0
Dispersée	6,0	5,6	10,0	10,0

Les résultats des deux tableaux précédents nous conduisent au rejet des configurations "amont" et "dispersée" pour le contrôle de l'intercepteur Marigot. En plus de provoquer un dépassement non négligeable de la contrainte de 5 m, ces configurations entraînent une augmentation du volume des déversements (par exemple. augmentation de 16 % des déversements en appliquant la configuration "dispersée" avec h_{max} = 10 m). À l'opposé, on constate au tableau 4.10 que la configuration "aval" présente une performance similaire à celle de la configuration "actuelle", même si les régulateurs composant la première de ces configurations reçoivent en temps de pluie en moyenne 40 % moins d'eau que les régulateurs initialement considérés comme contrôlés dynamiquement. Les légers écarts de volumes déversés pour chaque pluie entre ces deux configurations peuvent être liés aux différentes capacités d'interception statique des régulateurs non contrôlés. On observe également au tableau 4.11 que la configuration "aval" permet de respecter en tout temps les contraintes de 5 et de 10 m, peu importe la durée de l'horizon de contrôle. Il s'avère en fait que l'intercepteur Marigot est plus facilement géré à l'aide de cette dernière configuration puisque les régulateurs contrôlés sont tous situés dans la portion en charge de l'intercepteur (cf. figure 4.9). Cette interprétation est confirmée par les résultats obtenus avec les autres configurations. En effet, on constate que la contrainte de 10 m est toujours respectée pour chacune des configurations, peu importe la durée de l'horizon de contrôle. Or pour une telle contrainte de hauteur piézométrique, l'intercepteur est entièrement rempli (cf. figure 4.9) et par conséquent tous les régulateurs du réseau sont inclus dans la portion en charge. Les vitesses de

propagation étant très élevées dans cette partie, il est possible de satisfaire la contrainte de 10 m avec chaque configuration, même en ayant recours à un horizon de contrôle de 5 minutes. Quant à la contrainte de 5 m, son dépassement est moins important lors de l'utilisation de la configuration "dispersée" plutôt qu'"amont". Cette situation provient du fait que 5 des 7 régulateurs de la configuration "amont" se situent dans la portion à surface libre de l'intercepteur alors que seulement 3 régulateurs de la configuration "dispersée" se trouvent dans cette portion. On peut conclure de ces dernières observations que, pour assurer la fiabilité d'un CPG avec un court horizon de contrôle, les régulateurs contrôlés doivent être préférablement situés dans la portion en charge de l'intercepteur puisque les temps de propagation y sont plus courts.

En plaçant les régulateurs contrôlés dans la partie en charge de l'intercepteur, il serait également possible d'en réduire le nombre sans entraver la performance ni la fiabilité du contrôle. Ceci permettrait de diminuer le coût des ouvrages à mettre en place (vannes mobiles, systèmes de télécommunications, etc.) en plus de diminuer le nombre de variables du problème d'optimisation et, par conséquent, son temps de résolution. Afin de déterminer le nombre minimal de régulateurs contrôlés assurant le maintien de la fiabilité du contrôle sur l'intercepteur Marigot, nous avons tout d'abord conservé comme régulateurs contrôlés dynamiquement les six régulateurs les plus près de l'exutoire (soit ceux situés en amont des noeuds 11, 12, 13, 14, 15 et 16) pour ensuite ne conserver que 5 des ces régulateurs (en retirant de l'ensemble précédent le régulateur situé en amont du noeud 11). Il s'est avéré que le contrôle dynamique des 6 derniers régulateurs avec un horizon de 5 minutes permet de satisfaire la contrainte de hauteur piézométrique de 5 m lors de la pluie centennale, tandis que le contrôle des 5 derniers régulateurs conduit à une hauteur d'eau maximale de 6,0 m dans cette même situation. Le non-respect des contraintes s'explique par le fait que, même si tous les régulateurs contrôlés sont situés dans la portion en charge de l'intercepteur, les débits introduits aux autres points d'entrée du réseau sont à eux seuls suffisants pour engendrer des hauteurs d'eau supérieures à la valeur maximale souhaitée lorsque les régulateurs contrôlés sont entièrement fermés. Cette dernière constatation implique que le choix

des régulateurs contrôlés devrait se faire non seulement sur la base de leur localisation (portion en charge de l'intercepteur), mais également en fonction de l'importance des volumes que ces régulateurs reçoivent en temps de pluie.

Pour vérifier cette dernière hypothèse, nous avons retenu comme régulateurs contrôlés les 5 régulateurs marqués d'un "X" à la dernière ligne du tableau 4.12, soit ceux recevant les plus grands volumes d'eau en temps de pluie parmi les régulateurs les plus en aval du réseau (rappelons que le régulateur situé en amont du noeud 17 n'est jamais considéré comme pouvant être contrôlé dynamiquement puisqu'il ne reçoit que des apports sanitaires). Selon cette configuration, il s'est avéré que la contrainte de hauteur piézométrique de 5 m pouvait être respectée avec un horizon de contrôle de 5 minutes lors de toutes les pluies de l'été 1989 ainsi que lors de la pluie centennale. Également, la somme des volumes déversés lors de l'été 1989 en conservant ces paramètres est de 468 533 m³, ce qui représente une réduction des volumes déversés de 1,4 % par rapport à la configuration "actuelle" (7 régulateurs contrôlés) mais une augmentation de 2,6 % par rapport à la configuration "aval" (7 régulateurs contrôlés).

Tableau 4.12 : Volume d'eau reçu en temps de pluie aux huit derniers noeuds de l'intercepteur Marigot lors de l'été 1989 et position des régulateurs contrôlés

No du noeud	10	11	12	13	14	15	16	17
Volume total reçu en temps de pluie (m³)	690 537	236 755	214 077	105 012	163 060	182 060	216 163	325 225
5 derniers			X	X	X	X	X	
5 sélectionnés	X	X	X			X	X	

Cependant, aucune configuration ne comportant que 4 régulateurs contrôlés sur l'intercepteur ne permet de garantir la fiabilité du contrôle lors de la pluie centennale en utilisant un horizon de 5 minutes. Ainsi, pour le système constitué de l'intercepteur Marigot et du puits de pompage

situé à l'aval de celui-ci, le nombre minimal de régulateurs contrôlés est de 5 si on souhaite appliquer un horizon de contrôle de 5 minutes et respecter une hauteur maximale de 5 m. La réduction du nombre de régulateurs est toutefois associée à une augmentation de 2,6 % du volume des déversements lors de l'été 1989 par rapport au CPG retenant 7 régulateurs contrôlés. Contrôler ces 5 régulateurs en admettant une hauteur piézométrique maximale de 5 m en réseau permet de réduire les volumes déversés de 24 % face à un contrôle prédictif évitant les mises en charge.

4.5 Stratégies de contrôle simplifiées

Les résultats obtenus à la section 4.4 suggèrent qu'il serait possible d'adopter des modes de gestion plus simples que la stratégie de CPG précédemment élaborée lors du contrôle d'un intercepteur en charge, et particulièrement de l'intercepteur Marigot. Dans cette optique, nous évaluerons dans cette section trois stratégies de gestion simplifiées, soit : 1) une stratégie basée sur l'estimation des débits aux points de contrôle afin de respecter une hauteur d'eau maximale dans le puits de pompage ; 2) un CPG visant la maximisation du débit à l'aval de l'intercepteur et 3) un CRL permettant la mise en charge des conduites.

4.5.1 Contrôle de la hauteur d'eau dans le puits

Les résultats présentés à la section 4.4.2 révèlent que la hauteur piézométrique maximale permise est atteinte pour toutes les pluies considérées à l'intérieur du puits de pompage plutôt que dans une conduite de l'intercepteur Marigot, sauf en début d'événement lors du remplissage du puits. Afin de simplifier la gestion de l'intercepteur en tenant compte de cette particularité, nous avons élaboré une stratégie de gestion du système qui, à la manière de celle proposée par Spielvogel et Edenhofer [1992], impose une hauteur d'eau maximale dans le puits et remonte vers l'amont pour déterminer, à l'aide du modèle de simulation (MIA), les débits devant entrer aux points de contrôle afin d'atteindre cette hauteur d'eau à l'aval. Les débits déversés sont alors calculés directement à l'aide du modèle de simulation, sans recourir à aucun algorithme d'optimisation,

en favorisant les déversements à l'aval de l'intercepteur. Ce type de stratégie ne conduit pas nécessairement à une minimisation des volumes déversés, mais possède l'avantage de simplifier et donc d'accélérer les calculs.

Ce mode de gestion s'avère en fait désastreux au niveau de la fiabilité du contrôle lors de son application à l'intercepteur Marigot. En effet, tant que la hauteur d'eau dans le puits n'a pas atteint la valeur maximale autorisée, la stratégie de contrôle permet de forts débits dans l'intercepteur. Ces débits élevés occasionnent dans les conduites du réseau de très hauts niveaux piézométriques qui, par exemple, peuvent atteindre 27 m lors de la pluie 28. Puisque le régime d'écoulement dans l'intercepteur varie selon que le puits de pompage est rempli ou non à pleine capacité, il est impossible d'appliquer un mode de gestion ne contraignant que les hauteurs d'eau à l'aval du système pour la gestion de l'intercepteur Marigot.

4.5.2 Maximisation du débit à l'aval de l'intercepteur

La minimisation des volumes déversés en temps de pluie suppose la maximisation du stockage en réseau d'égout. Dans le cas particulier d'un intercepteur en charge, ceci se traduit par la maximisation du débit s'écoulant à l'aval du réseau. La seconde simplification apportée au problème d'optimisation consiste donc à transformer le problème original (cf. section 4.2) en un problème visant la maximisation du débit à l'aval (soit au point d'entrée dans le puits de pompage) plutôt que la minimisation directe de la somme des volumes déversés. Cette formulation réduit le nombre de termes de la fonction objectif, ce qui pourrait conduire à une réduction du temps nécessaire à son évaluation. Le problème à résoudre s'exprime alors de la façon suivante :

$$maximiser\left(\sum_{t=1}^{n_c} Q_{aval}\left(\left\{Q_{int}{}^{j}(t)\right\}\right)\right) \tag{4.4}$$

soumis aux mêmes contraintes que précédemment, soit :

$$\begin{aligned} & 0 \le Q_{int}{}^{j}(t) \le Q_{am}{}^{j}(t) && j = 1, \ldots, n_r \\ & h_{am_i}\left(\left\{Q_{int}{}^{j}(t)\right\}\right) \le h_{am\,max_i} && t = 1, \ldots, n_c \\ & Q_k\left(\left\{Q_{int}{}^{j}(t)\right\}\right) \le Q_{max\,k} && i = 1, \ldots, n_{mia}\ n_c \\ & && k = 1, \ldots, n_{mus}\ n_c \end{aligned} \tag{4.5}$$

avec Q_{aval} = débit à l'aval de la dernière conduite de l'intercepteur.

Afin d'évaluer la performance et la fiabilité de ce type de contrôle, des optimisations ont été réalisées pour toutes les pluies de l'été 1989 ainsi que pour la pluie centennale en positionnant les régulateurs contrôlés en amont des noeuds 2, 5, 9, 10 11, 12 et 13 de l'intercepteur Marigot (configuration "actuelle", cf. fig. 4.16). Avec cette configuration, pour h_{max} = 5 m et un horizon de contrôle de 5 minutes, la somme des volumes déversés obtenue lors des pluies de l'été 1989 en maximisant le débit à l'aval est de 481 105 m³, ce qui correspond à une augmentation de seulement 1,2 % des volumes déversés par rapport au contrôle minimisant directement ces volumes. Tel qu'illustré à la figure 4.17, cet écart se répartit à peu près uniformément sur chaque pluie. La légère augmentation de volume obtenue en maximisant le débit à l'aval plutôt qu'en minimisant les déversements provient du fait que, pour garantir des débits plus élevés à l'aval, la première de ces stratégies favorise le maintien pendant une plus longue période d'un niveau d'eau dans le puits inférieur ou égal à la couronne de l'intercepteur, ce qui défavorise le stockage. Lorsque la hauteur d'eau dans le puits atteint la valeur maximale permise, les déversements redeviennent identiques à ceux obtenus lors d'un contrôle visant directement la minimisation des volumes déversés.

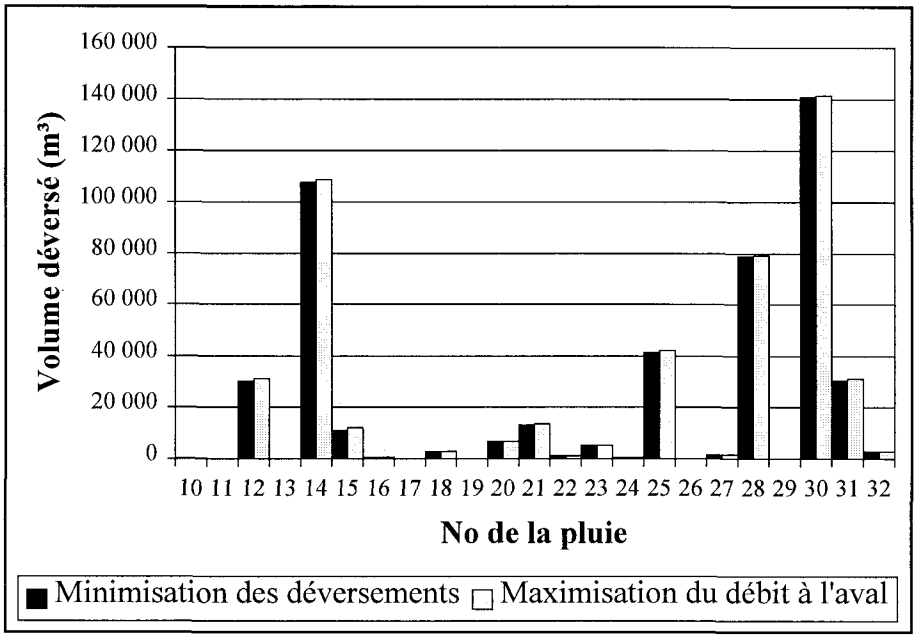

Figure 4.17 : Volumes déversés lors des pluies de l'été 1989 selon deux objectifs différents avec h_{max} = 5 m et un horizon de contrôle de 5 minutes

Cependant, le fait de ralentir le remplissage du puits permet dans tous les cas, même lors de la pluie centennale, de respecter la contrainte de 5 m avec un horizon de 5 minutes. La fiabilité du contrôle se trouve donc accrue par la modification de la fonction objectif. Ce dernier constat s'applique toutefois seulement lorsqu'une portion importante de l'intercepteur est en charge. En effet, tout comme pour le problème d'optimisation original, l'application d'un horizon de contrôle de 5 minutes ne permet pas d'assurer la sécurité du système lorsque des hauteurs piézométriques maximales de 3 m ou égales au diamètre des conduites sont considérées.

On doit également noter que les temps de calcul requis par un contrôle visant la maximisation du débit à l'aval peuvent être jusqu'à cinq fois inférieurs à ceux nécessaires à la minimisation des déversements. L'accélération de la résolution provient vraisemblablement de la réduction du nombre de termes de la fonction objectif. Selon la formulation originale du problème, une boucle doit en effet être complétée sur l'ensemble des régulateurs du réseau lors de l'évaluation de la fonction objectif afin d'ajouter à la valeur de cette fonction les volumes déversés à chaque

régulateur. La fonction objectif du second problème se trouve quant à elle directement estimée suite à la simulation des débits s'écoulant dans l'intercepteur. La réduction du temps de calcul qui en découle permet de diminuer de façon significative la durée de chaque pas d'optimisation.

4.5.3 Contrôle réactif local favorisant les mises en charge

Nous avons vu à la section 4.4 que le recours à un horizon de contrôle de 5 minutes était suffisant pour assurer la fiabilité et la performance du CPG pour un intercepteur en charge, à condition que les régulateurs contrôlés soient adéquatement positionnés. La célérité de propagation des débits dans la zone en charge est en effet telle qu'il n'est pas nécessaire de prédire les débits entrant sur une longue période pour optimiser le contrôle. Ce dernier constat laisse entrevoir la possibilité d'appliquer un contrôle réactif local (CRL) sur un intercepteur en charge sans augmentation appréciable des volumes déversés.

Afin de vérifier cette hypothèse, une stratégie de CRL simplifiée a été élaborée ; celle-ci détermine, en fonction de la hauteur d'eau mesurée dans l'intercepteur, si chacun des régulateurs contrôlés doit être ouvert ou fermé. Une seule hauteur seuil de déversement est définie pour tout l'intercepteur puis dès qu'une hauteur supérieure à ce seuil est mesurée en aval d'un régulateur contrôlé, celui-ci est complètement fermé. Il s'agit en fait d'une stratégie extrêmement simplifiée qui, en pratique, ne pourrait être appliquée puisqu'elle peut mener à des variations rapides et répétées d'ouverture des régulateurs. Les résultats obtenus avec cette stratégie peuvent toutefois nous éclairer sur la performance potentielle d'un CRL. Cette stratégie diffère du CRL décrit à la section 4.4.2 par la possibilité d'admettre les mises en charge du réseau.

Pour ne pas excéder les contraintes d'opération, la hauteur seuil déterminant en chaque point de contrôle s'il y a déversement ou non doit être inférieure à la hauteur piézométrique maximale permise. Afin de respecter la contrainte de 5 m lors de la pluie centennale et de toutes les pluies de l'été 1989, cette hauteur seuil doit être de 3,5 m pour l'intercepteur Marigot si la configuration

"actuelle" des régulateurs contrôlés est appliquée. Ceci signifie que dès qu'une hauteur d'eau supérieure à 3,5 m est mesurée en aval d'un point de contrôle, le régulateur qui s'y trouve est complètement fermé. Si on souhaite plutôt respecter la contrainte de 3 m en appliquant le même type de contrôle lors de la pluie centennale et des pluies de l'été 1989, on doit éviter que la hauteur d'eau dans le puits de pompage s'élève au-dessus de la couronne de l'intercepteur. Ainsi, en appliquant une hauteur seuil de déversement de 1,4 m, il est possible d'éviter toute mise en charge du réseau (et par conséquent de respecter la contrainte de 3 m) tandis qu'une hauteur seuil légèrement supérieure (1,45 m) conduit au dépassement de la contrainte de 3 m lors de certaines pluies. En appliquant des hauteurs seuils de déversement de 1,4 et de 3,5 m lors du contrôle local des pluies de l'été 1989, on obtient les résultats résumés au tableau 4.13 et détaillés à l'Annexe J. Notons que les hauteurs piézométriques maximales atteintes en réseau lors de l'été 1989 sont alors respectivement de 1,60 et 4,84 m.

Tableau 4.13 : Comparaison de la performance du CRL et du CPG (en considérant un horizon de contrôle de 20 minutes pour le CPG)

h_{max}	Seuil de déversement (CRL)	Volume total déversé au cours de l'été 1989 (m^3)		Réduction des volumes déversés apportée par le CPG
		CRL	CPG	
5 m	3,5 m	493 722	477 016	3,5 %
3 m	1,4 m	635 739	546 242	16,4 %
Diamètre	1,4 m	635 739	592 314	7,3 %

On constate au tableau précédent que lorsque des mises en charge importantes sont permises dans l'intercepteur (h_{max} = 5 m), l'augmentation de la somme des volumes déversés en appliquant un CRL plutôt qu'un CPG demeure faible (3,5 %). On peut supposer qu'une définition plus fine de la hauteur seuil de déversement, dont une valeur différente pourrait être établie à chaque point de contrôle, conduirait même à une amélioration de la performance globale du CRL. Toutefois, l'estimation de ces hauteurs seuils à partir d'une chronologie d'événements pluvieux ne peut

garantir le respect de la hauteur maximale permise dans l'éventualité d'une pluie affichant une distribution spatiale et temporelle significativement différente de celles des pluies de référence. Grâce à sa capacité à prédire les débits et hauteurs d'eau en réseau en fonction des débits entrant, la fiabilité du CPG dans une telle situation serait supérieure à celle du CRL. En fait, l'application d'un CRL requiert la définition de règles de contrôle sévères assurant en tout temps la sécurité des usagers et des ouvrages. Des marges de sécurité considérables doivent donc être associées aux seuils de déversement d'un CRL, d'autant plus que les niveaux d'eau dans un système en charge varient rapidement et de façon importante en fonction des fluctuations de débit. Les résultats présentés ci-haut ont été obtenus en imposant des seuils de déversement définis pour garantir la fiabilité du contrôle lors des seuls événements de l'été 1989. La nécessité d'imposer des règles de contrôle plus contraignantes afin de maintenir cette fiabilité lors de la majorité des événements pluvieux pouvant survenir sur le territoire de Laval conduirait à une augmentation supplémentaire des volumes déversés suite au CRL de l'intercepteur Marigot.

Également, bien que la somme des déversements lors de l'été 1989 semble peu réduite suite à l'application d'un CPG plutôt que d'un CRL pour h_{max} = 5 m, on constate à la figure 4.18 qu'il n'en est pas ainsi lorsque la comparaison se fait pluie par pluie. Lors des pluies associées à des hauteurs d'eau cumulées plus importantes, lesquelles représentent une proportion importante des volumes déversés au cours de l'été, l'amélioration de la performance associée au CPG reste en effet mitigée, puisque le système demeure utilisé à pleine capacité sur une plus longue période. Pour les événements de plus courte durée et lors desquels des volumes importants sont introduits dans l'intercepteur en début de pluie, on remarque que le gain de performance rendu possible par l'application du CPG peut atteindre jusqu'à 27 %.

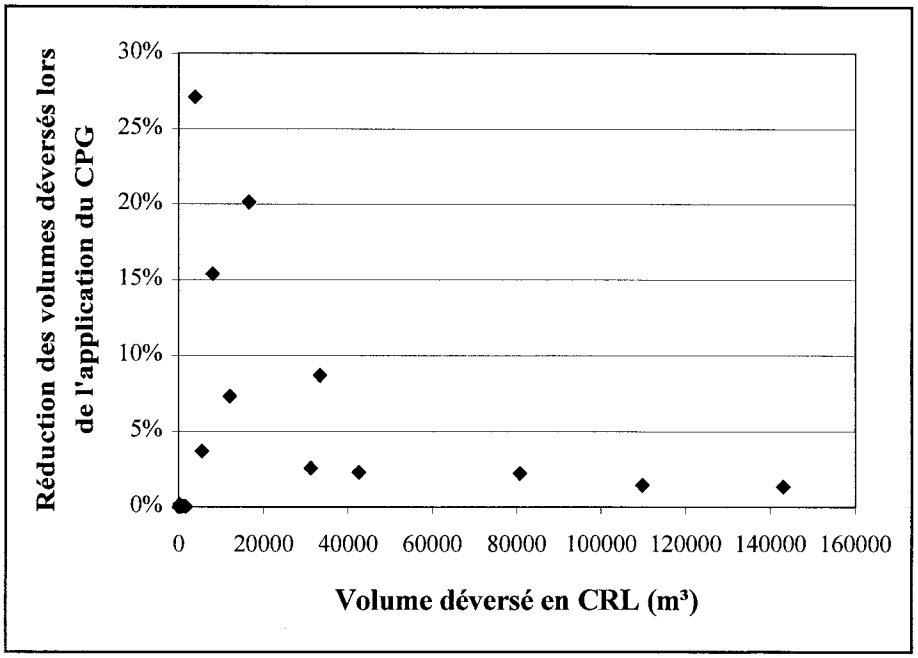

Figure 4.18 : Réduction du volume déversé pour h_{max} = 5 m lors de chaque pluie de l'été 1989 en considérant un horizon de contrôle de 20 minutes pour le CPG

Si toutefois on souhaite conserver un écoulement à surface libre dans l'intercepteur ou si on ne peut y tolérer que de faibles mises en charge (h_{max} = 3 m), les gains de performance globaux associés au CPG deviennent plus importants. Le temps de réaction du système étant alors plus lent et le réseau étant rempli à pleine capacité sur une plus faible portion de sa longueur, le fait de prédire les entrées sur une certaine période et d'évaluer la répartition spatiale des volumes permet une meilleure utilisation de la capacité de stockage du réseau. Les particularités de l'intercepteur Marigot viennent cependant limiter le gain de performance ainsi apporté par le CPG. En effet, tel que mentionné précédemment, l'état de ce système varie peu en situation de contrôle suite à l'atteinte de la hauteur d'eau maximale à l'aval du système. Des gains significatifs ne peuvent donc être obtenus au niveau des volumes déversés que pendant la période précédant l'établissement de cette hauteur maximale dans le puits de pompage. On peut imaginer que pour un réseau différent, où par exemple le taux de pompage à l'aval serait supérieur à la capacité maximale à surface libre des conduites, les gains apportés par le CPG pourraient être plus importants. Dans le cas de l'intercepteur Marigot, le taux de pompage maximal à l'aval est

de 4,19 m^3/s alors que la capacité maximale à surface libre des dernières conduites du réseau est de 4,31 m^3/s. Il en résulte que la pente de la ligne piézométrique dans ces conduites est inférieure à la pente de leur radier. Par conséquent, la hauteur maximale permise est toujours atteinte dans le puits de pompage à l'aval du système. Si, à l'opposé, on avait un taux de pompage (et donc un débit à l'aval) supérieur à la capacité à surface libre des conduites, la pente de la ligne piézométrique serait supérieure à celle du radier et la hauteur d'eau maximale permise pourrait être atteinte dans une des conduites de l'intercepteur plutôt que dans le puits de pompage. Le point où cette hauteur maximale serait atteinte pourrait varier en fonction des débits entrant à chaque point de contrôle et il en résulterait un système plus dynamique que celui de l'intercepteur Marigot.

4.6 Conclusion

Nous avons proposé dans ce chapitre une stratégie de contrôle en temps réel globale et prédictive des réseaux d'égout en temps de pluie. Cette stratégie vise à déterminer les débits devant être interceptés aux ouvrages de contrôle de façon à minimiser les déversements au milieu récepteur sur un horizon de contrôle fini tout en respectant les contraintes d'opération du système. La stratégie proposée favorise la mise en charge de certaines conduites afin de maximiser le stockage en réseau. Les débits acheminés aux ouvrages de contrôle sont tout d'abord déterminés à partir de prédictions de pluie, considérées fiables pour la durée de l'horizon de contrôle, et de modèles de simulation simplifiés. À partir de ces débits, l'algorithme d'optimisation GRG de Lasdon et al. [1978], qui s'est révélé particulièrement bien adapté au problème à résoudre, détermine les débits devant être interceptés aux ouvrages contrôlés afin d'atteindre les objectifs de contrôle. L'impact des décisions sur les débits et hauteurs d'eau en réseau d'égout est alors évalué à l'aide du modèle de simulation présenté au chapitre précédent.

La performance et la fiabilité de la stratégie de contrôle proposée ont été évaluées à partir des résultats obtenus lors de son application sur l'intercepteur Marigot de la ville de Laval pour les

pluies survenues sur ce territoire au cours de l'été 1989. Les diverses optimisations réalisées ont permis de montrer que la mise en charge des conduites entraîne une diminution appréciable des déversements (par exemple, réduction de 30 % des volumes déversés en autorisant une hauteur piézométrique maximale de 10 m plutôt qu'en évitant les mises en charge). Cette réduction est principalement causée par l'augmentation du stockage en conduite. Ainsi, pour le système composé de l'intercepteur Marigot et de son puits de pompage, l'autorisation de hauteurs piézométriques supérieures à celle conduisant au remplissage complet de l'intercepteur n'améliore la performance du contrôle que marginalement (cette amélioration provenant entièrement du volume supplémentaire stocké dans le puits de pompage). Il en sera de même pour tout intercepteur dont le débit à l'aval demeure limité par diverses contraintes d'opération.

Nous avons également constaté que l'allongement de l'horizon de contrôle n'a pas d'impact significatif sur la performance d'un contrôle favorisant les mises en charge lorsque des surcharges prolongées peuvent être tolérées en réseau. Lorsque les mises en charge doivent être évitées, ou lorsque que les contraintes d'opération du système conduisent à des mises en charge successives, l'allongement de l'horizon de contrôle conduit en revanche à une réduction des volumes déversés. Toutefois, même lorsque le réseau est en charge, un horizon plus long permet de mieux respecter les contraintes de hauteurs piézométriques pour une localisation quelconque des régulateurs contrôlés. Si, par contre, les régulateurs contrôlés sont tous situés dans la partie en charge de l'intercepteur, le recours à un horizon de contrôle de 5 minutes permet de satisfaire l'ensemble des contraintes pour toutes les pluies considérées. Le fait de positionner les régulateurs dans cette zone permet également de réduire leur nombre sans mettre en jeu la performance du contrôle. Ainsi, non seulement doit-on optimiser l'opération des ouvrages de contrôle lors du contrôle en temps réel des réseaux d'égout, mais encore faut-il déterminer adéquatement la position de ces ouvrages pour une fiabilité et une performance optimales. On comprend l'importance de ces questions dans un contexte de mise en opération d'un tel contrôle.

L'applicabilité d'un court horizon de contrôle dans le cas d'un intercepteur en charge s'explique par la célérité élevée des ondes de crue dans une conduite sous pression. Les résultats présentés ont toutefois été obtenus avec le modèle de simulation MIA, qui suppose un équilibre instantané entre les hauteurs piézométriques et les débits en conduite lors d'écoulements en charge. Bien que nous ayons vérifié que cet équilibre serait atteint en quelques minutes sur l'intercepteur Marigot, ceci suppose que les hauteurs d'eau simulées par le modèle peuvent être inférieures à celles observées en pratique. La fiabilité du contrôle serait par conséquent accrue par l'imposition d'une hauteur maximale inférieure à la hauteur piézométrique souhaitée.

Nous avons également confirmé dans ce chapitre que le contrôle prédictif global (CPG) des réseaux d'égout permet de réduire les volumes déversés en temps de pluie face à un contrôle réactif local (CRL). Cette amélioration de la performance du contrôle demeure toutefois marginale pour les événements associés aux plus forts déversements lorsque des mises en charge importantes sont permises en réseau. La vitesse de réaction du système et surtout la configuration particulière de l'intercepteur Marigot, dont l'état varie peu suite à l'atteinte de la hauteur maximale permise à l'aval, viennent alors limiter l'amélioration de la performance liée à l'application d'un CPG.

Enfin, nous avons constaté que le temps de calcul nécessaire à l'optimisation des variables de contrôle sur chaque horizon pouvait être significativement réduit en modifiant la formulation de la fonction objectif. Ainsi, en maximisant le débit à l'aval de l'intercepteur plutôt qu'en minimisant directement le volume total déversé, il est possible de réduire jusqu'à cinq fois les temps de calcul, en contrepartie d'une augmentation de 1 % des déversements lors de l'été 1989 et d'une amélioration de la fiabilité du contrôle. Cependant, la maximisation du débit à l'aval ne peut être appliquée que si le seul objectif du contrôle est de minimiser la somme des volumes déversés. Cette formulation rend impossible la prise en compte de pondérations différentes aux divers points de déversement ainsi que l'intégration d'objectifs liés à la qualité des eaux déversées.

5 CONCLUSION

Nous avons développé dans le cadre de cette thèse une stratégie de contrôle globale et prédictive des réseaux d'égout qui vise à déterminer les débits devant être interceptés aux ouvrages de contrôle d'un réseau de façon à minimiser les volumes déversés sans traitement au milieu récepteur en temps de pluie. Afin d'utiliser au maximum la capacité de stockage et de transport des réseaux, cette stratégie favorise la mise en charge de certaines conduites. La nature prédictive de la stratégie de contrôle développée nécessite d'y intégrer un modèle de simulation afin d'estimer l'état du système en fonction des débits interceptés aux ouvrages de contrôle.

À cette fin, un modèle de simulation des écoulements en conduite d'égout reproduisant les écoulements en charge et dont la rapidité de résolution permet son utilisation dans un contexte de contrôle prédictif global (CPG) a été développé. Ce modèle résout les équations de St-Venant par un schéma de discrétisation implicite, les simplifications apportées à l'équation de conservation de l'énergie étant liées aux types d'influence aval rencontrés. Le modèle a été validé sur l'intercepteur Marigot de la ville de Laval puis sur plusieurs réseaux hypothétiques en comparant ses résultats à ceux de modèles dynamiques complets. Les résultats du modèle développé se sont révélés similaires à ceux des modèles de référence, tant en termes de débits que de hauteurs d'eau, en plus de demeurer numériquement stables pour tous les pas de temps de calcul utilisés.

La performance et la fiabilité de la stratégie de contrôle proposée, utilisant les prédictions fournies par ce dernier modèle, ont ensuite été évaluées à partir des résultats obtenus suite à son application à l'intercepteur Marigot de la ville de Laval pour les pluies survenues sur ce territoire au cours de l'été 1989. Cette application a permis de montrer que la mise en charge des conduites entraîne une diminution appréciable des déversements en temps de pluie (par exemple, réduction de 30 % des volumes déversés en autorisant une hauteur piézométrique maximale de 10 m plutôt qu'en évitant les mises en charge), cette réduction étant principalement causée par l'augmentation du stockage en conduite. Les diverses optimisations réalisées ont également démontré que

l'allongement de l'horizon de contrôle au-delà de 5 minutes n'a pas d'impact significatif sur la performance ni la fiabilité du contrôle lorsque de fortes mises en charge (ex. 5 m) sont autorisées dans l'intercepteur et que la position des régulateurs contrôlés est adéquatement choisie. Pour une localisation quelconque des régulateurs contrôlés ou lorsque les mises en charge doivent être évitées dans l'intercepteur, l'allongement de l'horizon de contrôle conduit cependant à une amélioration de la fiabilité du contrôle (meilleur respect des contraintes d'opération) ainsi que, dans certains cas, à une diminution des volumes déversés.

Les particularités d'un intercepteur en charge et particulièrement la vitesse de réaction du système associée au remplissage complet de certaines conduites nous ont par la suite conduits vers l'élaboration d'une stratégie de contrôle simplifiée. Ainsi, il s'est avéré que la maximisation du débit à l'aval de l'intercepteur plutôt que la minimisation directe des volumes déversés entraînait une réduction appréciable des temps de calcul sans augmentation significative des volumes déversés et sans entraver la fiabilité du contrôle. Cette transformation du problème d'optimisation permet également d'accroître la robustesse du contrôle en facilitant la minimisation de la fonction objectif et en permettant de valider les décisions de gestion par la seule mesure du débit à l'aval de l'intercepteur. Une telle gestion visant la maximisation du débit quittant l'intercepteur ne permet toutefois pas d'affecter des pondérations différentes aux divers points de déversement en fonction de la qualité des eaux déversées ou de la sensibilité du milieu récepteur.

La performance de la stratégie de contrôle proposée a également été comparée à celle d'un contrôle réactif local (CRL) favorisant les mises en charge sur l'intercepteur Marigot. Cette comparaison a confirmé que le CPG des réseaux d'égout permet une réduction des volumes déversés en temps de pluie face au CRL. Lorsque des mises en charge importantes sont permises en réseau, l'amélioration de la performance liée au CPG demeure plus appréciable pour les événements conduisant à des volumes déversés inférieurs à environ 20 000 m^3. Lors

d'événements plus importants, cette amélioration demeure limitée puisque l'état du système varie peu suite à l'atteinte du remplissage maximal permis par les contraintes d'opération.

À la lumière de ces résultats, nous proposons d'adopter, pour le contrôle d'un intercepteur où des mises en charge importantes peuvent être admises, un contrôle prédictif global visant la maximisation du débit à l'aval de l'intercepteur sur un horizon de 5 minutes. Nous proposons également de localiser les régulateurs contrôlés aux points d'entrée recevant en temps de pluie les plus forts volumes d'eau parmi ceux situés dans la portion en charge de l'intercepteur. L'applicabilité d'un court horizon de contrôle lorsque ces conditions sont rencontrées s'explique par la vitesse élevée de propagation des ondes de crue dans une conduite sous pression. Les résultats présentés dans cette thèse ont toutefois été obtenus par simulation, en supposant un équilibre instantané entre les hauteurs piézométriques et les débits en conduite lors d'écoulements en charge. Ces résultats peuvent en outre laisser croire qu'un intercepteur en charge serait plus facile à gérer qu'un intercepteur où l'écoulement demeure à surface libre en tout temps. Toutefois, les hypothèses associées au modèle de simulation impliquent que les hauteurs d'eau simulées par le modèle peuvent être inférieures à celles observées en pratique. Il serait intéressant d'étudier, lors de travaux futurs, l'impact de cette simplification sur la fiabilité du contrôle. Dans l'éventualité où ces travaux confirmeraient la pertinence d'appliquer un horizon de 5 minutes lors du contrôle d'un intercepteur en charge, ceci éviterait le recours à des prédictions de pluie à long terme. Les problèmes associés à la disponibilité et à l'incertitude de ces prédictions pourraient ainsi être éliminés. Il serait également approprié d'estimer l'impact de l'hétérogénéité des pluies sur les résultats du contrôle et d'évaluer comment des mesures de hauteurs d'eau et de débits prises en réseau pourraient être intégrées à la stratégie de contrôle pour en accroître la fiabilité.

Les diverses conclusions émanant des résultats obtenus suite à l'application de la stratégie de contrôle développée sur l'intercepteur Marigot devraient également être corroborées sur d'autres intercepteurs ainsi qu'en variant les conditions limites particulières à l'aval du système. Il serait

en effet intéressant de vérifier si un exutoire à surface libre ou encore un taux de pompage à l'aval supérieur à la capacité à surface libre des conduites entraîneraient les mêmes conclusions.

Puisque des incertitudes importantes sont associées aux divers outils et données nécessaires à la prise de décision en temps réel (prédictions radar, transformation pluie-débit, modélisation de l'écoulement en conduite, fonctionnement des ouvrages, etc.), l'impact des ces incertitudes sur la performance et la fiabilité de la stratégie de contrôle proposée dans cette thèse devrait aussi être évalué. Étant donné ces incertitudes, il serait également intéressant d'envisager l'utilisation d'une approche probabiliste pour contrôler les réseaux d'égout en temps réel. Les règles de gestion pourraient alors être définies de façon à assurer la sécurité du système selon un certain intervalle de confiance. Toutefois, puisque le temps de calcul demeure un facteur limitant dans un contexte de contrôle en temps réel et puisque le seul fait d'optimiser l'opération des ouvrages nécessite déjà de nombreuses simulations de l'état du système, des méthodes simplifiées de propagation des incertitudes (ex. méthodes d'analyse du premier ordre) devraient alors être retenues. La définition de distributions réalistes pour chacun des paramètres incertains demeure cependant essentielle afin d'assurer la qualité d'un tel travail.

Des travaux futurs devraient également estimer dans quelle mesure l'intégration à la stratégie de contrôle proposée des aspects liés à la qualité de l'eau permettrait d'atténuer l'impact du ruissellement urbain sur la qualité des milieux récepteurs en temps de pluie. La prise en compte de ces aspects pourrait s'effectuer de façon simple et robuste par l'ajout de coefficients pondérant chacun des termes de la fonction objectif à minimiser. La variation de ces coefficients selon les points de contrôle pourrait alors refléter les écarts de charges polluantes reçues à chacun des régulateurs du réseau ou encore la sensibilité du milieu récepteur en aval de chacun des points de déversement. Ce dernier type de gestion nécessite un classement des endroits à protéger en priorité en fonction des usages de l'eau et de la capacité d'auto-épuration des divers tronçons du cours d'eau récepteur. Les coefficients de pondération de la fonction objectif pourraient également varier à chaque pas d'optimisation de l'horizon de contrôle, afin de prendre en compte

la variation temporelle de la qualité des eaux déversées au cours d'une pluie. Ceci nécessiterait toutefois une bonne connaissance de l'évolution des eaux interceptées sur chaque sous-bassin en fonction des caractéristiques de chaque événement pluvieux ou encore la mesure en temps réel d'un paramètre (ex. turbidité) fortement corrélé à la qualité des eaux déversées. Il serait intéressant d'examiner, dans ce contexte, comment les conclusions obtenues dans cette thèse concernant l'impact de la durée de l'horizon de contrôle et la localisation optimale des régulateurs dynamiques seraient modifiées.

De plus, dans l'éventualité où une modélisation robuste de l'évolution de la qualité de l'eau en réseau d'égout s'avérait disponible, la stratégie proposée et l'outil développé dans le cadre de cette thèse pourraient être appliqués en vue de minimiser les charges de polluants plutôt que les volumes déversés au milieu récepteur en temps de pluie. Une étude antérieure [Rainville 1996] a cependant démontré que la minimisation directe de la masse de polluants n'offre un avantage significatif face à la minimisation des volumes que lorsque les concentrations varient d'un facteur 100 entre les divers points de contrôle.

Enfin, il serait pertinent d'évaluer lors de travaux futurs la performance d'un contrôle en temps réel minimisant directement l'impact global du système de drainage urbain (réseau d'égout et station de traitement) sur la qualité de l'eau du milieu récepteur. L'intégration de modèles simulant la qualité de l'eau sur les bassins urbains, en réseau d'égout, dans la station de traitement et dans le cours d'eau récepteur ainsi que la définition d'une fonction objectif visant, par exemple, la maximisation de l'oxygène dissous ou la minimisation de la concentration en ammonium en rivière permettraient d'atteindre cet objectif. Ceci exigerait toutefois l'intégration de modèles robustes et de résolution rapide pour simuler l'évolution de la qualité de l'eau à travers tout le système de drainage urbain ainsi que la disponibilité de mesures *in situ* nécessaires au calage de ces modèles. Il deviendrait primordial dans ce contexte d'évaluer, tel que discuté précédemment, l'impact des incertitudes associées aux prédictions des divers modèles.

ANNEXE A : Impact des eaux de ruissellement urbaines sur le milieu récepteur

La contamination des eaux de pluie acheminées en réseau d'égout unitaire provient d'origines diverses. Tout au long de son cheminement dans le système urbain jusqu'à son déversement dans le milieu naturel, l'eau de pluie voit en effet ses propriétés chimiques et physiques modifiées par plusieurs processus [Tsihrintzis et Hamid 1997]. Tout d'abord, les particules contenues dans l'atmosphère telles les poussières, la suie, les aérosols et les gaz sont lessivées par les gouttes de pluie qui tombent ; cette accumulation de polluants peut avoir une influence importante sur la qualité du ruissellement. Ensuite, l'impact de la goutte d'eau qui rejoint le sol est parfois suffisant pour détacher des fragments de sol qui sont emportés par le ruissellement. Cette forme d'érosion permet également aux polluants qui résident dans le sol (pesticides, engrais ou autres) d'être entraînés puis mélangés aux eaux pluviales. Lors de son ruissellement sur les surfaces imperméables ou sur les surfaces perméables saturées, l'eau de pluie récolte aussi une quantité importante de contaminants déposés sur les surfaces entre les épisodes pluvieux. Parmi ces contaminants, on retrouve notamment les dépôts atmosphériques, qui peuvent contribuer dans une proportion de 40 à 50 % à l'apport en nutriments et en métaux lourds [Ellis 1989a], les huiles et les graisses de même que les sels déglaçants [Tsihrintzis et al. 1994]. Enfin, les débits en conduite engendrés par certaines pluies sont suffisants pour remettre en suspension les sédiments qui auraient pu se déposer dans les conduites d'égout unitaire en période de faible débit. Tous les contaminants ainsi accumulés dans l'eau de pluie puis dans le mélange des eaux pluviales et sanitaires peuvent subir diverses transformations physiques, chimiques ou biologiques avant d'être finalement déversés dans le milieu récepteur naturel. La combinaison de nombreux facteurs détermine la charge totale de polluants alors déversée. Parmi ceux-ci, notons la distribution temporelle et spatiale de la pluie, son volume et son intensité, le nombre de jours sans pluie précédent l'événement, le trafic, l'utilisation du sol, les caractéristiques géologiques et géographiques de la région, les pratiques d'entretien ainsi que la configuration du système de drainage [Kaltenbrunner 1984].

Le tableau A.1 présente quelques concentrations typiques rencontrées dans les eaux pluviales et les eaux d'égout unitaire. Les concentrations observées à l'effluent de la station de traitement de Montréal sont également présentées à titre de comparaison. Puisque la qualité des eaux de ruissellement urbain varie considérablement selon les événements pluvieux et les bassins de drainage [Ellis 1989a], ce tableau n'offre qu'un aperçu des ordres de grandeur pouvant être rencontrés en pratique.

Tableau A.1 : Concentrations en polluants des eaux urbaines

	Eau pluviale [a]	Eau unitaire [b] (pluviale + sanitaire)	Effluent de station de traitement [c]
Matières totales en suspension (mg/L)	21 - 2582	59 - 647	20
Demande biochimique en oxygène (mg/L)	20 - 365 (DBO_5)	25 - 225 (DBO_5)	38
Demande chimique en oxygène (mg/L)	0,4 - 20	60 - 530	105
Azote total (mg/L)	0,02	4 - 83	n.d.
Phosphore total (mg/L)	4,3	1,4 - 14	0,5
Plomb (mg/L)	0,01 - 3,1	0,05 - 0,45	0,007
Zinc (mg/L)	0,01 - 3,68	0,081 - 1,07	0,058
Cadmium (µg/L)	0,5 - 6,8	1 - 4,3	1,8
Cuivre (µg/L)	5 - 47,2	30 - 77	26

[a] Tiré de Allison et Chiew [1995], Chambers et al. [1997], Ellis [1989a] et Ellis et Hvitved-Jacobsen [1996].
[b] Tiré de Carleton [1990], Chambers et al. [1997], Ellis [1989a], Ellis et Hvitved-Jacobsen [1996], Geiger [1984], Hogland et al. [1984] et House et al. [1993].
[c] Tiré de Chambers et al. [1997] pour l'effluent de la station de Montréal.

La piètre qualité des déversements de réseaux d'égout unitaires se reflète sur les propriétés des cours d'eau urbains au point de compromettre certaines activités sociales, économiques et récréationnelles ainsi que la diversité biologique de ces écosystèmes. La dilution des déversements

dans de très larges cours d'eau ne permet habituellement pas d'atténuer cet impact. En effet, la propagation longitudinale et latérale d'un déversement, fait en bordure de rive, est généralement faible [Lavallée et Lessard 1984]. Les eaux usées se diffusent donc dans le milieu récepteur sur une très faible largeur et par conséquent, la très grande majorité de la masse évacuée reste concentrée dans une zone où les capacités de transport sont généralement limitées.

En réalité, la réponse des divers cours d'eau à ces rejets ponctuels varie considérablement selon l'importance des processus physiques (transport, mélange, dilution, érosion, sédimentation, effets thermiques, réaération, etc.), biochimiques (dégradation de la matière organique, adsorption et désorption des métaux et des micro-polluants, etc.) et microbiologiques (exode d'organismes, mort des bactéries et virus, etc.) qui y prennent place [House et al. 1993]. Ces impacts de nature et d'intensité variables sont généralement regroupés en cinq catégories principales [Beck et al. 1989 ; Chocat et al. 1994 ; Ellis 1986 ; Ellis et Hvitved-Jacobsen 1996 ; Harremoës et Rauch 1996 ; Lijklema et al. 1993].

Tout d'abord, l'oxydation de la matière organique et de l'ammonium déversés contribue à la diminution de la concentration en oxygène dissous du cours d'eau, ce qui peut causer la mort de certaines espèces aquatiques. L'oxydation de la matière organique dissoute ou finement particulaire provoque une diminution instantanée de la concentration en oxygène dissous, tandis que les matières solides décantables s'accumulent sur le lit de la rivière pour causer une diminution à plus long terme de la concentration en oxygène dissous. À cause de la combinaison de ces phénomènes et du transport des matières oxydables par convection et diffusion, le minimum global en oxygène dissous n'apparaît pas au même endroit ni en même temps que la charge maximale de pollution déversée.

Ensuite, selon les conditions de pH et de température, des effets toxiques peuvent survenir sur l'écosystème aquatique suite au déversement d'ammonium, de métaux lourds et de certains micropolluants organiques. La majorité de ces éléments toxiques est adsorbée sur les solides en

suspension et s'accumule dans les sédiments. Il en résulte des conditions de piètre qualité pour l'habitat des espèces végétales et animales. Des conditions anaérobiques peuvent également survenir à ce niveau, prolongeant la durée de l'impact causé par d'autres types de polluants. Certains composés d'hydrocarbone contenus dans les huiles et les graisses rejetés par les automobiles ainsi que les chlorures contenus dans les sels de déglaçage peuvent également s'avérer toxiques pour les organismes aquatiques [Tsihrintzis et al. 1994].

Les rejets du réseau d'égout modifient également diverses propriétés physiques du milieu récepteur. Par exemple, l'augmentation de la température de l'eau influence les processus chimiques et biologiques, tandis que le déversement d'une quantité notable de solides en suspension peut causer des dommages aux communautés biotiques. Le transport, la déposition et la remise en suspension de matières solides en suspension sont d'ailleurs considérés par plusieurs (notamment Tsihrintzis et al. [1994] et Angelidis [1995]) comme une des principales sources de pollution des cours d'eau urbains. L'accumulation de métaux et de matière organique dans ces sédiments peut en outre provoquer une pollution à long terme suite à leur remise en suspension lors de crues subséquentes.

Les nutriments, azote et phosphore, sont une quatrième catégorie de polluants provenant du système de drainage urbain dont les impacts sur le milieu récepteur ne peuvent être négligés. L'apport de ces substances nutritives dans les cours d'eau entraîne la croissance excessive d'algues et de macrophytes, ce qui modifie les propriétés de l'écosystème naturel en plus de causer une diminution supplémentaire de la concentration en oxygène dissous.

L'apport de bactéries pathogènes et de virus entraîne une autre série d'impacts sur la qualité de l'eau du milieu récepteur. La pollution de l'eau par les microorganismes fécaux peut conduire à des dépassements des standards de santé publique pour les activités de contact en milieu urbain [Tsihrintzis et al. 1994] et peut provoquer des maladies infectieuses chez les êtres humains en plus d'affecter la biomasse des cours d'eau.

L'impact des débordements des réseaux unitaires est d'autant plus sévère que les valeurs critiques de plusieurs des paramètres mentionnés précédemment (oxygène dissous, matières solides en suspension, pollution toxique, nutriments et bactéries) peuvent survenir en même temps [Borchardt et Sperling 1997]. Il est toutefois possible de réduire quelque peu cet impact par la conservation des propriétés naturelles du cours d'eau récepteur, puisque les divers organismes, microorganismes et plantes aquatiques qui y sont présents contribuent à son auto-épuration [Marsalek et Sztruhar 1994].

dans de très larges cours d'eau ne permet habituellement pas d'atténuer cet impact. En effet, la propagation longitudinale et latérale d'un déversement, fait en bordure de rive, est généralement faible [Lavallée et Lessard 1984]. Les eaux usées se diffusent donc dans le milieu récepteur sur une très faible largeur et par conséquent, la très grande majorité de la masse évacuée reste concentrée dans une zone où les capacités de transport sont généralement limitées.

En réalité, la réponse des divers cours d'eau à ces rejets ponctuels varie considérablement selon l'importance des processus physiques (transport, mélange, dilution, érosion, sédimentation, effets thermiques, réaération, etc.), biochimiques (dégradation de la matière organique, adsorption et désorption des métaux et des micro-polluants, etc.) et microbiologiques (exode d'organismes, mort des bactéries et virus, etc.) qui y prennent place [House et al. 1993]. Ces impacts de nature et d'intensité variables sont généralement regroupés en cinq catégories principales [Beck et al. 1989 ; Chocat et al. 1994 ; Ellis 1986 ; Ellis et Hvitved-Jacobsen 1996 ; Harremoës et Rauch 1996 ; Lijklema et al. 1993].

Tout d'abord, l'oxydation de la matière organique et de l'ammonium déversés contribue à la diminution de la concentration en oxygène dissous du cours d'eau, ce qui peut causer la mort de certaines espèces aquatiques. L'oxydation de la matière organique dissoute ou finement particulaire provoque une diminution instantanée de la concentration en oxygène dissous, tandis que les matières solides décantables s'accumulent sur le lit de la rivière pour causer une diminution à plus long terme de la concentration en oxygène dissous. À cause de la combinaison de ces phénomènes et du transport des matières oxydables par convection et diffusion, le minimum global en oxygène dissous n'apparaît pas au même endroit ni en même temps que la charge maximale de pollution déversée.

Ensuite, selon les conditions de pH et de température, des effets toxiques peuvent survenir sur l'écosystème aquatique suite au déversement d'ammonium, de métaux lourds et de certains micropolluants organiques. La majorité de ces éléments toxiques est adsorbée sur les solides en

suspension et s'accumule dans les sédiments. Il en résulte des conditions de piètre qualité pour l'habitat des espèces végétales et animales. Des conditions anaérobiques peuvent également survenir à ce niveau, prolongeant la durée de l'impact causé par d'autres types de polluants. Certains composés d'hydrocarbone contenus dans les huiles et les graisses rejetés par les automobiles ainsi que les chlorures contenus dans les sels de déglaçage peuvent également s'avérer toxiques pour les organismes aquatiques [Tsihrintzis et al. 1994].

Les rejets du réseau d'égout modifient également diverses propriétés physiques du milieu récepteur. Par exemple, l'augmentation de la température de l'eau influence les processus chimiques et biologiques, tandis que le déversement d'une quantité notable de solides en suspension peut causer des dommages aux communautés biotiques. Le transport, la déposition et la remise en suspension de matières solides en suspension sont d'ailleurs considérés par plusieurs (notamment Tsihrintzis et al. [1994] et Angelidis [1995]) comme une des principales sources de pollution des cours d'eau urbains. L'accumulation de métaux et de matière organique dans ces sédiments peut en outre provoquer une pollution à long terme suite à leur remise en suspension lors de crues subséquentes.

Les nutriments, azote et phosphore, sont une quatrième catégorie de polluants provenant du système de drainage urbain dont les impacts sur le milieu récepteur ne peuvent être négligés. L'apport de ces substances nutritives dans les cours d'eau entraîne la croissance excessive d'algues et de macrophytes, ce qui modifie les propriétés de l'écosystème naturel en plus de causer une diminution supplémentaire de la concentration en oxygène dissous.

L'apport de bactéries pathogènes et de virus entraîne une autre série d'impacts sur la qualité de l'eau du milieu récepteur. La pollution de l'eau par les microorganismes fécaux peut conduire à des dépassements des standards de santé publique pour les activités de contact en milieu urbain [Tsihrintzis et al. 1994] et peut provoquer des maladies infectieuses chez les êtres humains en plus d'affecter la biomasse des cours d'eau.

L'impact des débordements des réseaux unitaires est d'autant plus sévère que les valeurs critiques de plusieurs des paramètres mentionnés précédemment (oxygène dissous, matières solides en suspension, pollution toxique, nutriments et bactéries) peuvent survenir en même temps [Borchardt et Sperling 1997]. Il est toutefois possible de réduire quelque peu cet impact par la conservation des propriétés naturelles du cours d'eau récepteur, puisque les divers organismes, microorganismes et plantes aquatiques qui y sont présents contribuent à son auto-épuration [Marsalek et Sztruhar 1994].

ANNEXE B : Méthodes de réduction des volumes et des charges de polluants déversés

Cette annexe présente d'abord une revue des diverses techniques permettant de réduire les volumes d'eau déversés en temps de pluie ou d'améliorer la qualité de ces déversements. Les cas d'application du contrôle en temps réel des égouts unitaires relevés dans la littérature sont par la suite exposés à la section B.3.

B.1 Réduction des volumes déversés

B.1.1 Contrôle à la source

Le contrôle à la source des débits de ruissellement vise la diminution des pointes de débit et volumes de ruissellement avant leur entrée dans le réseau d'égout. Ceux-ci peuvent tout d'abord être réduits par l'application de mesures dites non structurales, lesquelles ne nécessitent l'ajout d'aucune nouvelle infrastructure. L'application de certains règlements, visant par exemple le maintien de surfaces perméables minimales et la limitation des densités d'habitation, ou un meilleur contrôle de l'infiltration dans les réseaux (réparation des conduites, détection des branchements illégaux et des obstructions) figurent parmi ce type de méthodes [Ranchet et Ruperd 1983 ; Lawrence et al. 1996].

Certaines méthodes dites structurales requièrent quant à elles de très légers investissements et peuvent s'avérer efficaces pour réduire les volumes et débits de ruissellement. Parmi celles-ci, on note la minimisation des surfaces imperméables directement branchées au réseau (comme par exemple les toitures dont le débranchement occasionnerait une réduction de 10 à 30 % des pointes de débit et de 50 % des volumes de ruissellement selon Ellis [1989b]) ou le stockage accru sur les surfaces imperméables (toits, stationnements, etc.) [Ranchet et Ruperd 1983 ; Braune et Wood 1999 ; Welker et al. 1999].

La construction de bassins de rétention ou d'ouvrages d'infiltration en amont des réseaux permet également de réduire les débits acheminés aux réseaux de collecte en temps de pluie. Les bassins de rétention sont généralement érigés pour contenir temporairement les eaux de ruissellement qui sont ensuite évacuées vers le réseau d'égout suite à la réduction des débits à l'aval de ces bassins. Cependant, les larges bassins contribuent également à l'amélioration de la qualité des eaux interceptées par la décantation des solides en suspension et autres polluants, lorsque le temps de rétention y est de plusieurs heures [Lawrence et al. 1996]. Quant aux ouvrages d'infiltration, ils ont comme objectif premier de favoriser l'infiltration des eaux de pluie dans le sol et la nappe. Ces ouvrages sont de natures très diverses. Parmi celles-ci, on retrouve les bassins d'infiltration, les pavages poreux utilisés pour les routes, les trottoirs ou les stationnements, les surfaces perméables naturelles, les fossés ouverts, les tranchées d'infiltration et les réservoirs perforés. Toutefois, la majorité de ces constructions ne peuvent être utilisées sur les terrains à forte pente ni à proximité de nappes perchées. L'eau de pluie infiltrée pouvant être de qualité variable, on doit également s'abstenir de construire ces ouvrages près d'une nappe utilisée à des fins d'alimentation en eau potable. Ce type d'ouvrages requiert un programme d'entretien rigoureux afin d'éviter le blocage des pores par les plus grosses particules infiltrées. Pour une description plus détaillée de ces diverses techniques ainsi qu'une évaluation de leur performance, le lecteur est invité à consulter les références suivantes : Ellis [1989b], Ranchet et Ruperd [1983], Roesner et Hobel [1992], Lawrence et al. [1996], Kaltenbrunner [1984], Hogland et al. [1989], Field [1985], Fujita [1994], Braune et Wood [1999], Kollatsch [1993], Marsalek et Sztruhar [1994].

B.1.2 Stockage des volumes

Afin de réduire les volumes déversés en temps de pluie, la capacité de stockage du réseau d'égout peut être augmentée par l'accroissement du diamètre de certaines conduites ou par la construction de bassins de rétention [Kaltenbrunner 1984]. Ces derniers peuvent également être utilisés à d'autres fins telles que la sédimentation des matières en suspension, la protection contre les crues, le transfert des débits et la régulation des débits de temps sec [Field 1985].

B.1.3 Contrôle du réseau d'égout

En temps de pluie, l'utilisation judicieuse de la capacité de stockage d'un réseau d'égout par le contrôle en temps réel permet pour certains réseaux de réduire les volumes déversés sans recourir à la construction de nouveaux ouvrages. Cette forme de contrôle consiste à opérer de façon dynamique les pompes, vannes ou autres ouvrages de régulation d'un réseau afin d'utiliser de façon optimale ses capacités de stockage et de transport. La section 2.2 de cette thèse présente une revue détaillée des types de contrôle en temps réel. Quelques cas d'application sont également présentés à la section B.3.

B.2 Amélioration de la qualité des déversements

Certaines techniques de contrôle des débits et volumes précédemment présentées peuvent également entraîner des répercussions favorables sur la qualité des eaux ruisselées, par exemple en atténuant l'érosion des surfaces de même que l'entraînement de polluants ou en provoquant la décantation des matières en suspension [Ranchet et Ruperd 1983]. D'autres méthodes de gestion sont développées spécifiquement pour améliorer la qualité des eaux déversées. La présente section s'intéresse plus particulièrement à ces dernières.

B.2.1 Contrôle à la source

La diminution des charges polluantes entraînées par les eaux de ruissellement urbaines débute par la réduction des apports directs sur les bassins suite à l'application de diverses mesures visant, par exemple, à restreindre l'utilisation des sels déglaçants, à limiter l'utilisation de certains produits chimiques (fertilisants, etc.), à interdire certaines activités (lavage des autos, etc.) ou à réduire les déversements d'huiles ou autres déchets dans les réseaux d'égout [Field 1985]. Ensuite, le nettoyage fréquent des rues peut contribuer à la réduction des charges de solides totaux et de métaux lourds emportées par les eaux de ruissellement. Toutefois, selon Field [1985], cette mesure doit être appliquée quotidiennement afin d'être efficace. Le nettoyage périodique des

fossés et des conduites d'égout de même qu'une meilleure gestion des déchets solides peuvent également contribuer à la réduction des charges polluantes.

Divers ouvrages ont aussi été conçus pour intercepter une partie de la charge polluante des eaux de ruissellement avant leur introduction dans le réseau d'égout. Ainsi, certains bassins de rétention sont conçus pour intercepter les matières en suspension. Toutefois, ces bassins ont peu d'effet sur la quantité d'éléments toxiques contenus dans les eaux pluviales, puisque les fractions toxiques de certains éléments, tels les métaux, se trouvent principalement sous formes dissoutes ou associées aux particules les plus fines [Lee et Jones-Lee 1995]. On ajoute donc à certains étangs de rétention, ou milieux humides, des plantes aquatiques pouvant intercepter une partie des éléments toxiques et des bactéries contenus dans les eaux ruisselées. Selon Marsalek et Sztruhar [1994], les étangs de rétention s'avèrent très efficaces pour capter les polluants particulaires, mais présentent une efficacité moindre au niveau de la réduction des concentrations en nutriments, lesquels requièrent un temps de séjour plus long afin d'être dégradés biologiquement. En fait, l'efficacité d'enlèvement d'un étang de rétention est étroitement liée au temps de résidence [Hvitved-Jacobsen et Jensen 1990]. La restauration de la végétation naturelle des canaux de drainage peut aussi améliorer l'interception des solides en suspension et des nutriments, en plus de retarder l'arrivée des pointes de débit en d'en réduire l'amplitude [Lawrence et al. 1996].

Enfin, l'interception des gros débris et des particules de sable aux points d'entrée du réseau d'égout à l'aide de grilles, paniers et petits bassins de sédimentation assure une dernière protection contre l'introduction des plus grosses particules dans les conduites du réseau.

B.2.2 Traitement des déversements

Un traitement mécanique sommaire de type dégrillage peut être appliqué aux points de déversement du réseau vers le milieu récepteur afin d'en retirer les plus gros débris. Certains déversoirs assurent également un enlèvement des particules par filtration ou sédimentation, avec ou sans l'ajout d'agents de floculation. Aux points où de larges volumes sont déversés, des traitements chimiques, tels l'adsorption au carbone et la désinfection, ou biologiques, tels ceux par boues activées et par lits filtrants, sont également possibles [Hogland et al. 1989].

B.2.3 Contrôle du réseau d'égout

Tel que mentionné précédemment, le contrôle en temps réel des réseaux d'égout permet de réduire les volumes déversés en temps de pluie. Certains systèmes de contrôle privilégient le déversement des eaux les moins polluées pour améliorer la qualité des eaux déversées. À titre d'exemple, Petruck et al. [1998] proposent un système qui vise à minimiser la quantité de polluants déversés en temps de pluie. Pour atteindre cet objectif, des mesures de débit et de qualité sont prises dans le réseau d'égout puis les eaux les plus polluées sont dirigées vers la station de traitement. Cette stratégie de contrôle a été testée sur un réseau simplifié comportant deux réservoirs de rétention et une station de traitement.

B.3 Cas d'application du contrôle en temps réel

B.3.1 Contrôle réactif

Le contrôle réactif des réseaux d'égout en temps de pluie repose sur la mesure de l'état du réseau (hauteurs d'eau, débits, etc.) et sur la mise en application de diverses stratégies selon l'état décrit par ces mesures. Les stratégies à mettre en oeuvre peuvent être définies hors-ligne, avant l'avènement de la pluie, ou résulter de calculs effectués en temps réel. Dans la majorité des cas d'application, les actions à entreprendre sont toutefois directement basées sur des mesures prises localement auxquelles on doit réagir pour maintenir le système dans un état souhaité (hauteur d'eau, volume stocké, débit, etc.) au voisinage de l'ouvrage de contrôle. C'est ainsi que s'effectue,

par exemple, le contrôle en temps réel du réseau de Boulogne-Billancourt, près de Paris [Entem et al. 1998].

Le contrôle réactif global repose quant à lui sur des règles de contrôle plus complexes et nécessite l'utilisation de bases de règles ou de modèles de simulation. Parmi ce type de stratégies, on retrouve celle développée par Fuchs et al. [1997] qui consiste à simuler, hors-ligne, divers événements pluvieux afin d'établir des relations entre les caractéristiques de ces événements (intensités, volumes, etc.) et les débits et hauteurs d'eau en réseau. Une base de règles est construite à partir de ces résultats puis appliquée en temps de pluie. Les auteurs ont montré, par simulations sur 10 événements pluvieux, que l'application de cette stratégie de contrôle permettait de réduire de 91 % les volumes déversés par rapport à une situation de contrôle statique.

La gestion en temps réel du réseau de Seine-St-Denis, en banlieue de Paris, repose sur des concepts similaires [Cunge et al. 1994]. Les stratégies de gestion à adopter en temps de pluie y sont déterminées hors-ligne pour plusieurs situations de référence, en fonction d'une analyse détaillée d'événements pluvieux se produisant de deux à trois fois par an. Cette analyse conduit à l'élaboration de scénarios caractérisés par l'intensité de la pluie en question, la topologie du réseau et les stratégies de contrôle (ouverture/fermeture de vannes, gestion des réservoirs de rétention, etc.) à mettre en oeuvre.

Certaines stratégies de contrôle réactif global utilisent en temps réel des modèles de simulation permettant d'évaluer la répartition spatiale des débits. C'est le cas de Cardle [1991] qui applique le modèle hydraulique de Cardle et Song [1988] (cf. section C.2.1) pour déterminer en temps réel l'ouverture de six vannes de contrôle des débits entrant dans un tunnel de stockage du réseau d'égout unitaire de Rochester, N-Y. Les algorithmes appliqués sont simples et visent à fermer graduellement les vannes, de la plus en aval à la plus en amont, pour obtenir un débit spécifique à l'aval du système. Ermolin [1999] propose quant à lui, pour minimiser la consommation totale d'énergie électrique des stations de pompage du réseau d'égout de Moscou, de mesurer les débits

à l'entrée du système puis de déterminer la stratégie optimale de pompage à l'aide d'une simulation des écoulements en réseau. Cette modélisation suppose la permanence de l'écoulement sur chaque pas de temps et ne tient pas compte des volumes stockés en conduite. Ainsi, le débit entrant dans une conduite correspond au débit en sortant et la simplicité de cette modélisation permet de recourir à la programmation linéaire pour identifier les taux de pompage minimisant la consommation d'énergie.

Certains auteurs vont plus loin et tentent de contrôler conjointement le réseau d'égout et la station de traitement. Parmi ceux-ci, Schilling et al. [1996] ont développé et mis en place un système de contrôle en temps réel du réseau d'égout et de la station de traitement de Malmö-Klagshamn, en Suède. La stratégie consiste d'abord à atteindre la capacité de stockage du réseau, ensuite à agir sur la séquence de traitement à la station pour finalement contourner le traitement biologique, afin d'éviter le déversement de boues dans l'effluent de la station. Les actions à entreprendre lors de ce contrôle sont déterminées en fonction de l'état mesuré du système. Schütze et al [1996 ; 1999] intègrent quant à eux des informations concernant non seulement l'état de la station de traitement mais aussi du cours d'eau récepteur pour définir les actions de contrôle réactif à entreprendre en réseau d'égout. À l'aide d'un modèle simulant les débits et les concentrations en oxygène dissous et ammonium dans chaque élément du système de drainage (égout, station de traitement et rivière), un algorithme d'optimisation détermine les paramètres de contrôle du système (débit seuil provoquant la vidange d'un réservoir, etc.) qui maximisent la concentration minimale en oxygène dissous sur tout le tronçon de rivière inclus dans le modèle pour une série d'événements pluvieux. Cette optimisation est effectuée *a priori* et les paramètres ainsi déterminés définissent les règles de contrôle réactif appliquées en temps de pluie.

B.3.2 Contrôle prédictif

Cette section présente un complément d'information au sujet des cas d'application du contrôle prédictif présentés à la section 2.2.2. Il est nécessaire de référer à cette dernière section afin de situer dans leur contexte les commentaires présentés ici.

Nous avons mentionné au Chapitre 2 que Spielvogel et Edenhofer [1992] utilisent une technique d'optimisation directe pour déterminer l'ouverture des vannes de contrôle d'un réseau d'égout. La simplicité de l'algorithme de résolution provient dans ce cas du fait qu'aucune contrainte spécifique ne doit être respectée dans le système, sauf les lois de propagation des débits en réseau. Ainsi, la forme du schéma de discrétisation employé pour représenter les équations de St-Venant (cf. section 2.3.1.1) et la définition du débit maximal à l'aval permettent de remonter vers l'amont du réseau pour identifier le débit admissible aux vannes de régulation.

Afin de minimiser les volumes déversés en temps de pluie, certains auteurs ont recours à la programmation linéaire. Ainsi, Patry [1983] exprime la fonction objectif à minimiser comme une somme pondérée des déversements à chaque point de régulation du réseau ; le problème d'optimisation devient alors entièrement linéaire. Les contraintes à respecter dans ce cas sont la capacité maximale à surface libre des conduites et l'ouverture maximale des ouvrages de régulation. Schilling et Petersen [1987] représentent également de façon linéaire l'objectif du contrôle, lequel consiste dans ce cas à minimiser la somme pondérée des volumes déversés et pompés dans les étangs tout en respectant la capacité des divers ouvrages. Les auteurs ont montré par simulations que ce modèle simplifié permet d'obtenir, pour deux événements pluvieux, une performance de contrôle équivalente à celle obtenue en utilisant un modèle résolvant les équations complètes de St-Venant. Dans le cas de Weinrich et al. [1997], la fonction objectif est exprimée comme une somme pondérée des déversements et le poids de chacun des déversements est déterminé en fonction de la concentration en phosphore total et en ammonium aux points de

régulation. De cette façon, on souhaite réduire les charges de phosphore total et d'ammonium déversées en temps de pluie.

Nelen [1992a] utilise également la programmation linéaire pour l'élaboration d'un modèle de contrôle en temps réel des réseaux d'égout contenant des ouvrages de rétention. Ce modèle vise la réduction des volumes déversés en temps de pluie par la minimisation de la fonction objectif suivante :

$$F = \sum_{i=1}^{n} \sum_{t=1}^{T} \left[cv_i^t V_i(t) + cq_i^t Q_i(t) + co_i^t O_i(t) \right] \tag{B.1}$$

avec n = nombre d'ouvrages de rétention dont le débit à la sortie doit être déterminé, T = nombre de pas d'optimisation formant l'horizon de contrôle, V_i = volume d'eau stocké dans l'élément i, Q_i = débit sortant de l'élément i (variable de contrôle), O_i = déversement vers le milieu récepteur à partir de l'élément i et finalement cv_i^t, cq_i^t et co_i^t = poids associés à chacun des termes de la fonction objectif. Puisque les déversements doivent être évités autant que possible, leur poids unitaire (co_i) doit nécessairement être plus élevé que celui du stockage (cv_i) et que celui du transport en réseau (cq_i). Pour assurer une gestion optimale dans toutes les situations, chacun de ces poids doit varier dans le temps en fonction de l'état du système. Par exemple, afin de contrôler l'utilisation du stockage en réseau, on doit augmenter le poids associé au stockage à mesure que le système se remplit.

Les variables de contrôle minimisant cette fonction objectif doivent respecter la contrainte suivante exprimant la conservation des volumes à chaque noeud du réseau :

$$\left[V_i(t+1) - V_i(t) + Q_i(t)\Delta t + O_i(t+1)\Delta t \right] - Q_{i,up}(t)\Delta t - I_i(t)\Delta t = 0 \tag{B.2}$$

avec $Q_{i,up}$ = débit entrant dans l'élément i en provenance de l'élément amont et I_i = débit de ruissellement entrant dans l'élément i. En supposant constants les poids cv_i, cq_i et co_i à chaque pas de temps d'optimisation, le problème à résoudre devient entièrement linéaire.

Wilson et al. [1989] proposent de recourir à la programmation non linéaire pour contrôler en temps réel les réseaux d'égout. Ces auteurs ont montré qu'il était dans ce cas possible de réduire la durée des horizons de contrôle et par conséquent, la taille des problèmes à résoudre. En effet, pour tenir compte de l'interaction entre les divers régulateurs d'un réseau, un contrôle linéaire doit optimiser sur une période au moins égale au temps de propagation entre les régulateurs les plus éloignés. Or l'atténuation des débits qui se produit en réalité et qu'un modèle non linéaire permet de reproduire rend impossible les transferts directs entre régulateurs éloignés. Il en résulte que le temps de calcul nécessaire au contrôle du réseau par la programmation non linéaire peut parfois s'avérer plus court que celui requis pour un contrôle entièrement linéaire.

Mailhot et al. [1999] simulent les débits en réseau par un modèle de type Muskingum (cf. section 2.3.2.1) en vue de minimiser la fonction objectif suivante :

$$\begin{aligned} F = & \sum_{j=1}^{nb_{reg}} \sum_{t=1}^{nb_{dt}} w_j \max\left[\left(Q_a^{(j)}(t) - Q_r^{(j)}\right), 0\right] \\ & + w_s \sum_{j=1}^{nb_{con}} \sum_{t=1}^{nb_{dt}} \max\left[\left(Q^{(j)}(t) - Q_{\max}^{(j)}\right), 0\right] \\ & + w_v \sum_{j=1}^{nb_{reg}} \sum_{t=2}^{nb_{dt}} \max\left[\left(Q_r^{(j)}(t) - Q_r^{(j)}(t - \Delta t)\right), 0\right] \end{aligned} \tag{B.3}$$

avec nb_{reg} = nombre de régulateurs contrôlés sur le réseau, nb_{dt} = nombre de pas de temps d'optimisation formant l'horizon de contrôle, nb_{con} = nombre de conduites dans le réseau, $Q_a^{(j)}$ = débit en amont du régulateur j, $Q_r^{(j)}$ = débit que laisse passer le régulateur j, $Q^{(j)}$ = débit à l'aval de la conduite j, $Q_{max}^{(j)}$ = débit maximal à surface libre de la conduite j et w_j, w_s et w_v = poids associés aux différents termes de la fonction objectif. La fonction objectif précédente vise à minimiser les volumes déversés ainsi que la variation d'ouverture des vannes d'un pas de temps à l'autre ; elle contient également les contraintes à respecter (débit maximal à surface libre dans chaque conduite) sous forme de pénalités. Cette fonction est minimisée par la méthode directe de Powell, laquelle minimise les fonctions de plusieurs variables par une séquence de minimisations unidimensionnelles.

La fonction objectif proposée par Pleau et al. [1996] regroupe quant à elle une somme pondérée de termes linéaires et quadratiques. La nature de l'algorithme d'optimisation utilisé (méthode de gradient réduit) nécessite toutefois d'exprimer les contraintes sous forme linéaire. La propagation des débits en conduite est donc évaluée par un modèle linéaire qui ne peut tenir compte des phénomènes d'influence aval. Ce modèle calcule les débits et volumes en réseau en pondérant les débits d'entrée de façon à reproduire le décalage et l'atténuation des hydrogrammes. Afin d'accroître la robustesse du modèle, ses coefficients sont adaptés aux nouvelles informations disponibles (mesures) à l'aide d'un filtre de Kalman. Les contraintes exprimant la relation entre la hauteur d'eau d'un élément de rétention et le débit en sortant sont également linéarisées. Enfin, des contraintes d'inégalité sont introduites afin de représenter les débits maximaux à ne pas dépasser dans certaines conduites et à la station de traitement de même que les valeurs inférieures et supérieures des variables de contrôle.

Gelormino et Ricker [1994] expriment également la fonction objectif à minimiser comme une somme pondérée de termes linéaires et quadratiques. Les variables contrôlées sont les taux de pompage et ouvertures de vannes en 47 points du système. Les hauteurs d'eau mesurées dans le système sont transformées en volume stocké par l'utilisation de polynômes développés *a priori*

à partir des résultats d'un modèle dynamique [Speer et al. 1992]. Un modèle linéaire reproduit la propagation de ces volumes. Des simulations effectuées à l'aide d'un modèle résolvant les équations complètes de St-Venant (cf. section 2.3.1.1) ont montré que l'utilisation de cette stratégie de contrôle sur une année permettrait une réduction supplémentaire totale de 26 % des volumes déversés par rapport à un contrôle réactif à base de règles.

Afin d'utiliser un algorithme d'optimisation récursif pour contrôler une partie du réseau d'égout de San Francisco, Labadie et al. [1980] représentent ce système comme une succession de trois réservoirs dont les niveaux d'eau doivent être déterminés de façon à réduire les déversements vers le milieu récepteur et l'inondation des rues causée par les surcharges. La fonction objectif prend dans ce cas l'allure suivante :

$$\sum_{i=1}^{N}\sum_{t=0}^{L}\left[w_{it}O_i(t)+P\overline{O}_i(t)\right] \tag{B.4}$$

avec N = nombre de hauteurs d'eau à déterminer, L = nombre de pas temps de l'horizon de contrôle, w_{it} = poids associé à chacun des déversements, O_i = volume déversé de l'élément i vers le milieu récepteur, $\overline{O}_i$ = volume d'inondation causé par la surcharge de l'élément i et P = pénalité extrêmement élevée. Les contraintes à respecter lors de la minimisation de cette fonction sont les conditions hydrauliques aux limites, la capacité de transport de l'égout et les lois de propagation des écoulements en réseau. Le problème à résoudre peut être exprimé comme une succession de problèmes unidimensionnels sous la forme :

$$F_i(Q_i)=minimiser\left[\sum_{t=0}^{L}\left[w_{it}O_i(t)+P\overline{O}_i(t)+F_{i+1}(Q_{i+1})\right]\right] \tag{B.5}$$

où i varie de façon décroissante de N à 1 et où Q_i, le débit entrant dans le réseau en amont de l'élément i, doit être déterminé de façon à minimiser $F_i(Q_i)$. La résolution de ces sous-problèmes est possible par programmation dynamique, ce qui nécessiterait cependant un nombre excessif de calculs. Les auteurs proposent donc d'exprimer ce problème de programmation dynamique

comme une série de problèmes unidimensionnels, l'optimisation étant effectuée successivement dans chacune des directions. La méthode développée ne permet pas nécessairement de converger vers un minimum local, mais conduit tout de même rapidement à une solution permettant une réduction des volumes déversés.

ANNEXE C : Méthodes de résolution des équations de St-Venant

Cette annexe présente de façon plus détaillée les diverses méthodes de résolution des équations de St-Venant abordées au Chapitre 2 ainsi que les modèles de simulation adoptant ces méthodes.

C.1 Modèles simplifiés

Nous présentons dans cette section les modèles de simulation des écoulements en conduite qui utilisent un algorithme simplifié pour la simulation des écoulements en charge et utilisent le modèle de l'onde cinématique dans les zones à surface libre.

Parmi ce type de modèle, citons tout d'abord celui de Toyokuni [1982] qui, pour les conduites à surface libre, résout l'approximation de l'onde cinématique par la méthode des caractéristiques (cf. section C.2.1). Pour les conduites en charge, cet auteur détermine les débits et hauteurs d'eau en utilisant une équation classique de débit permanent dans une conduite pleine et une équation de continuité aux noeuds, ce qui s'exprime ainsi :

$$Q = \frac{AR^{2/3}}{n\sqrt{L}}\left(H_u - H_d\right)^{1/2} \tag{C.1}$$

$$F\frac{dH}{dt} = \sum Q_{in} - Q_{out} \tag{C.2}$$

avec A = aire transversale de la conduite, R = rayon hydraulique de la conduite pleine, n = coefficient de friction de Manning, L = longueur de la conduite, H_u = hauteur d'eau en amont de la conduite, H_d = hauteur d'eau en aval de la conduite, F = aire du regard situé au noeud, H = hauteur d'eau dans le regard, $\sum Q_{in}$ = somme de tous les débits entrant dans le noeud et Q_{out} = débit sortant du noeud. En appliquant ces équations à tous les noeuds en charge du réseau,

on obtient un système d'équations différentielles ordinaires de premier ordre pouvant être résolu par la méthode de Runge-Kutta.

Afin d'assurer la transition de l'écoulement à surface libre vers l'écoulement en charge, le modèle suppose qu'une conduite devient en charge aussitôt que la hauteur d'eau en amont de celle-ci atteint la couronne de la conduite et que le retour à surface libre survient lorsque le niveau d'eau dans le regard amont redescend sous ce niveau. Des écarts importants ayant été observés entre les débits simulés par ce modèle et ceux simulés par un modèle dynamique basé sur les équations complètes de St-Venant, l'auteur conclut qu'un tel modèle simplifié des écoulements en charge ne devrait être utilisé que pour fournir un ordre de grandeur des débits pouvant survenir dans une conduite sous pression.

Le modèle SURKNET de Yen et Pansic [1980] considère également l'équation de l'onde cinématique pour les zones à surface libre. L'équation utilisée pour calculer les débits en charge est la suivante :

$$K^2 Q_{t+\Delta t}^2 + \frac{\Delta t}{2A_{t+\Delta t}} Q_{t+\Delta t} - \left[\frac{\Delta t}{2A_{t+\Delta t}} \left(\sum I_t + \sum I_{t+\Delta t} - Q_t \right) + \frac{A_t}{A_{t+\Delta t}} H_{u,t} - H_{d,t+\Delta t} \right] \quad \text{(C.3)}$$

$$K^2 = \frac{4^{10/3} n^2 L}{\pi^2 D^{16/3}}$$

avec $\sum I$ = somme des débits entrant dans une conduite, Q = débit sortant de la conduite, A_t = aire transversale du regard en amont de la conduite et D = diamètre de la conduite. Cette équation provient du couplage d'une équation de conservation de la masse discrétisée et de la formule de Manning pour une conduite pleine (éq. C.1), en supposant que $H_{d,t+\Delta t} = H_{d,t}$. Ainsi, la hauteur d'eau à l'aval d'un tronçon est considérée comme étant celle calculée au pas de temps précédent. Selon les auteurs, cette approximation peut avoir des conséquences importantes sous

certaines conditions. Toutefois, elle permet de calculer les débits en cascade, d'amont en aval du réseau, et ce même dans les zones en charge.

Afin d'assurer la transition d'un type d'écoulement à l'autre, le modèle suppose que les conduites en charge transportent tout juste leur débit maximal à surface libre tant que la transition de l'écoulement à surface libre vers l'écoulement en charge n'est pas terminée. Ce type de transition peut d'ailleurs s'effectuer selon deux schémas différents : 1) si le débit à la sortie d'une conduite approche la capacité maximale à surface libre, la transition se produit seulement dans la conduite concernée ; 2) si la surcharge apparaît plutôt à l'amont d'une conduite, la conduite immédiatement en amont est aussi supposée être en charge pour un pas de temps. Quant au retour vers un écoulement à surface libre, on considère qu'il survient lorsque la hauteur d'eau en aval d'une conduite descend en dessous du niveau de la couronne. Malheureusement, les résultats de simulation obtenus avec ce modèle ne sont comparés à aucune observation sur le terrain ni à aucun résultat provenant de l'application d'un autre modèle.

Les travaux menés par El Abboudi [2000] nous renseignent toutefois sur la performance de SURKNET. En effet, cet auteur a greffé au modèle de Pansic et Yen une procédure de refoulement et de vidange des conduites influencées par la mise en charge afin de reproduire des débits et hauteurs d'eau s'approchant de ceux calculés par un modèle dynamique complet. Ainsi, le modèle d'El Abboudi utilise un modèle de type Muskingum (cf. section 2.3.2.1) pour les conduites où l'écoulement se fait entièrement à surface libre et retient pour les conduites en charge la formulation développée par Pansic et Yen. Les débits et hauteurs d'eau dans les conduites influencées par cette mise en charge sont quant à eux déterminés à l'aide d'une procédure originale reliant les volumes stockés dans ces conduites aux volumes pouvant transiter par les conduites en charge selon les conditions de hauteurs d'eau. L'application de ce modèle sur divers réseaux simples et la comparaison des résultats obtenus avec ceux d'un modèle dynamique complet confirment sa validité pour simuler les écoulements en charge et de transition sur des réseaux où les seules influences aval importantes proviennent de la mise en charge de conduites.

Le modèle PIBS (Pressurized ILLUDAS Backwater Simulator) est une adaptation du modèle ILLUDAS [Terstriep et Stall 1974] permettant de simuler les écoulements en charge et les conditions de hauteur d'eau variables à l'exutoire par l'ajout d'un calcul itératif des hauteurs d'eau [Chiang et Bedient 1984 ; 1986]. Les débits sont tout d'abord calculés par ILLUDAS, d'amont en aval du réseau, comme si l'écoulement se faisait entièrement à surface libre et sans aucune influence aval. Par la suite, des hauteurs d'eau initiales pour le calcul itératif sont déterminées à partir des débits ainsi calculés et des conditions de hauteur à l'exutoire par la formule de Manning ou de Hazen-Williams :

$$\Delta h = 4,727\left(\frac{Q}{C}\right)^{1,852}\frac{L}{D^{4,8704}} \tag{C.4}$$

avec C = coefficient de friction de Hazen-Williams. En se servant des hauteurs initiales calculées avec l'équation C.4, des conditions limites et des débits déterminés par ILLUDAS, le modèle recalcule les hauteurs d'eau à chaque noeud du réseau en résolvant par la méthode itérative de Gauss-Siedel l'équation suivante, obtenue par linéarisation de l'équation de Hazen-Williams :

$$\begin{aligned} H_j^{\,n+1} &= \frac{\sum_{i=1}^{np} K_{ij}^n H_i^{n+1} + Q_j^e}{\sum_{i=1}^{np} K_{ij}^n} \\ K_{ij} &= \frac{1}{4,727}\left(\frac{D_{ij}^{\;4,8704}}{L_{ij}}\right)\frac{C_{ij}^{\;1,852}}{Q_{ij}^{\;0,852}} \end{aligned} \tag{C.5}$$

avec i et j = indices des jonctions amont et aval d'une conduite, n = numéro de l'itération, np = nombre de jonctions et Q_j^e = débit de ruissellement entrant à la jonction j. Lorsque la précision sur les hauteurs d'eau atteint la valeur désirée, le modèle calcule finalement les débits à partir des hauteurs déterminées et de la formule de Hazen-Williams ou de Manning. Une

comparaison des débits simulés sur un réseau d'égout de Houston à l'aide de PIBS et d'EXTRAN est présentée par Chiang et Bedient [1986].

Le système S.E.R.A.I..L (Simulation des écoulements dans le réseau d'assainissement interurbain de Lyon) de Chocat et al. [1983] contient également deux modèles permettant de simuler les écoulements en conduite. Le premier de ces modèles, le modèle général de propagation en conduite, est basé sur le concept de stock où la conservation de la masse est exprimée ainsi :

$$Q_s(t+\Delta t) = Q_e(t) + \frac{Vs(t) - Vs(t+\Delta t)}{\Delta t} \tag{C.6}$$

avec Q_s = débit sortant de la conduite, Q_e = débit entrant dans la conduite et Vs = volume d'eau stocké dans la conduite, ce volume étant calculé en multipliant la longueur de la conduite par la section mouillée à l'entrée de la conduite, en utilisant la hauteur normale comme relation hauteur-débit en amont.

Ce modèle général de propagation en conduite ne peut simuler les mises en charge puisque les calculs y sont effectués en cascade, d'amont en aval du réseau. Un modèle particulier pour les mises en charge a donc été greffé au système S.E.R.A.I.L. Ce dernier repose sur l'équation de Bernouilli généralisée à l'intérieur de laquelle les termes de variation d'énergie cinétique sont négligés, en supposant une variation de vitesse négligeable entre deux tronçons successifs. Ainsi, on obtient la relation suivante :

$$Hr_1 = Hr_2 + (D_2 - D_1) + (z_2 - z_1) + \Delta H_{1-2} \tag{C.7}$$

avec Hr_1 et Hr_2 = hauteurs de charge en amont et en aval du tronçon calculées à partir de la couronne de la conduite, D_1 et D_2 = diamètres de la conduite en amont et en aval du tronçon, z_1

et z_2 = cotes du radier en amont et en aval du tronçon et $\Delta H_{1\text{-}2}$ = pertes de charge entre l'amont et l'aval du tronçon.

Les pertes de charge sont calculées à partir de l'équation suivante :

$$\Delta H_{1-2} = \lambda \frac{V^2}{2g} \frac{L}{D_h} \tag{C.8}$$

avec λ = coefficient de friction calculé par la formule de Colebrook, V = vitesse d'écoulement dans la conduite et D_h = diamètre hydraulique de la conduite.

La compatibilité entre le modèle général de propagation en conduite et le modèle d'étude des mises en charge est assurée à l'aide d'un algorithme itératif comportant trois phases :

1) Les débits et hauteurs d'eau sont tout d'abord calculés d'amont en aval par le premier modèle et, dans l'éventualité où le programme détecte une conduite en charge, il recherche quel serait l'ensemble maximum des conduites situées à l'amont pouvant être influencées par cette mise en charge.
2) Pour les conduites appartenant à cet ensemble, le programme détermine les nouvelles hauteurs piézométriques en fonction des valeurs de débit calculées à la première étape. Ce calcul s'effectue de l'aval vers l'amont à l'aide du modèle de simulation des mises en charge présenté au paragraphe précédent.
3) En fonction de ces nouvelles conditions d'écoulement, le modèle de stock (modèle général de propagation en conduite) calcule de l'amont vers l'aval les nouvelles valeurs de débits pour l'ensemble des conduites influencées.

Les phases 2 et 3 sont répétées jusqu'à l'atteinte d'une solution d'équilibre, ce qui requiert généralement de deux à trois itérations selon les auteurs. Cette procédure de simulation a été

validée avec succès en comparant les débits simulés (et non les hauteurs d'eau) avec des débits mesurés sur une partie du réseau d'égout de Lyon.

Motiee [1996] a généralisé cette procédure afin de tenir compte des influences aval autres que celles provoquées par la mise en charge des conduites. Il a également formulé différemment le modèle d'étude des mises en charge afin de mettre en évidence les similitudes qu'il présente avec le modèle d'onde diffusante. L'équation de conservation de l'énergie est donc exprimée ainsi :

$$\frac{\Delta H}{\Delta x} = J(Q) - I \tag{C.9}$$

avec H = hauteur piézométrique calculée à partir du radier de la conduite, I = pente de la conduite et J = pente de friction. La valeur de Q satisfaisant l'équation précédente et l'équation de conservation de la masse est déterminée par un calcul itératif simple balayant le réseau d'aval en amont puis d'amont en aval. Ce modèle a été validé en comparant les débits simulés avec ceux provenant de la résolution du modèle dynamique complet. Cette validation a permis d'observer de bons accords au niveau des débits simulés pour les réseaux aux pentes les plus fortes. Toutefois, les pointes de débits simulées sur les réseaux de pente faible étaient toujours moins atténuées et moins retardées que celles simulées avec le modèle dynamique complet. Cet écart provient probablement de l'utilisation du modèle de l'onde cinématique dans les conduites non influencées par une mise en charge, lequel, rappelons-le, demeure généralement valable pour les conduites à pente forte et les hydrogrammes graduellement variés. La présentation par l'auteur des hauteurs piézométriques simulées auraient permis de vérifier cette hypothèse, mais ces résultats ne sont malheureusement pas disponibles.

C.2 Modèle dynamique complet

C.2.1 Méthode des caractéristiques

Étant donnée leur nature hyperbolique, les équations de St-Venant peuvent être exprimées sous forme caractéristique. Les chemins de propagation de l'onde de crue dans le plan *x-t*, ou courbes caractéristiques, s'expriment ainsi :

$$\frac{dx}{dt} = \frac{Q}{A} \pm \sqrt{gh} \tag{C.10}$$

Ces courbes caractéristiques représentent la vitesse de propagation des ondes de crue dans une conduite ou un canal. Une de ces courbes se propage toujours dans le sens de l'écoulement alors que la seconde se dirige vers l'amont ou l'aval, selon la vitesse de l'écoulement [Lai 1986].

La variation du débit et de la hauteur d'eau le long des courbes caractéristiques est donnée par l'équation suivante :

$$\frac{dQ}{dt} - \sqrt{gh}\left(\frac{Q}{A\sqrt{gh}} \pm 1\right)\frac{dA}{dt} = gA\left(S_0 - S_f\right) \tag{C.11}$$

Deux principaux types de schéma peuvent être utilisés pour résoudre ces équations [Yevjevich et Barnes 1970]. Le premier type de schéma utilise comme maillage les points d'intersection des courbes caractéristiques dans le plan *x-t*. La solution est alors donnée aux points d'intersection, à un espacement non uniforme dans le temps et dans l'espace, et il devient nécessaire d'interpoler pour formuler des relations entre la distance et le temps.

Le deuxième type de schéma utilise plutôt un maillage fixe rectangulaire et adopte une division régulière du temps et de l'espace, les deux courbes caractéristiques étant supposées rectilignes à l'échelle du maillage. Suivant cette approche, les variables dépendantes Q et A sont des fonctions connues des variables indépendantes x et t. Cette méthode est la plus utilisée, puisqu'elle fournit

directement les résultats de simulation dans une forme utile et que sa résolution requiert moins d'espace mémoire.

Certains modèles ont recours à la méthode des caractéristiques pour représenter de façon détaillée l'interface entre les écoulements en charge et à surface libre de même que tout autre type de transition brusque (ressauts, chutes, etc.). La plupart de ces modèles considèrent l'interface entre les deux types d'écoulement comme une frontière mobile dont la vitesse de propagation est calculée par le modèle.

Ainsi, Song et al. [1983] ont mis en place un modèle de pressurisation-dépressurisation à l'échelle de la conduite, lequel résout les équations complètes de St-Venant par la méthode des caractéristiques sur la portion de conduite demeurant à surface libre, tandis que la partie en charge est simulée par un modèle de type "plug flow". Les zones où ces modèles sont appliqués sont séparées par une frontière mobile représentant la discontinuité. Le modèle tient compte de la présence ou non d'une ventilation suffisante pour permettre le retour vers un écoulement à surface libre et détermine la position de l'interface entre les deux types d'écoulement en tout temps. Cardle et Song [1988] comparent les résultats de ce modèle avec des mesures de hauteurs d'eau prises en laboratoire suite à diverses actions menant à la mise en charge et au retour à surface libre d'une conduite ; ils concluent en la validité du modèle pour déterminer l'évolution de la hauteur piézométrique moyenne. Les résultats obtenus conduisent également les auteurs à affirmer que la pressurisation d'une conduite est un phénomène de choc devant être traité de façon entièrement dynamique, même si les intrants et les conditions limites varient très lentement. Guo et Song [1990] ont utilisé le modèle de Song et al. pour étudier la pressurisation d'un tunnel du réseau d'égout unitaire de Chicago et évaluer divers scénarios de gestion.

Sundquist et Papadakis [1983] présentent également un modèle simulant les écoulements à surface libre par la méthode des caractéristiques et appliquant une équation de colonne rigide dans la portion pressurisée d'une conduite. Cette dernière équation admet l'incompressibilité de l'eau et

applique les principes de conservation de l'énergie. La comparaison des résultats du modèle avec des données observées en laboratoire révèle son efficacité à calculer la fréquence et l'amplitude de l'onde de pressurisation.

Dolz et al. [1986] ainsi que Gomez et al. [1987] utilisent ce type de modélisation à interface mobile pour simuler les ressauts hydrauliques plutôt que les phénomènes de mise en charge. La formulation adoptée permet, en plus de simuler les ressauts, de représenter finement les variations de débits et de hauteurs d'eau aux jonctions. Le modèle, dont le calage devait être effectué sur une portion du réseau d'égout de Barcelone, nécessiterait le recours à des pas d'espace de 10 à 20 m et à des pas de temps de 1 à 5 s. De la même façon, Capart et al. [1999] simulent les transitions complexes aux limites (ressauts, chutes, etc.) en utilisant la méthode des caractéristiques.

C.2.2 Schémas de différences finies explicites

Les équations de St-Venant peuvent être résolues par une discrétisation en différences finies de leurs dérivées. Selon cette méthode, les dérivées partielles sont représentées par une analogie en différences finies provenant d'un développement en série de Taylor tronqué. Il en résulte un système d'équations algébriques, souvent non linéaires, devant être résolu pour fournir les débits et hauteurs d'eau en tout point du réseau. Les divers schémas obtenus découlent du choix des termes retenus pour exprimer les dérivées. Une schématisation sera dite explicite lorsque les conditions à un pas de temps futur peuvent directement être calculées à partir des conditions déterminées au pas de temps précédent. Quant au schéma implicite, il apparaît lorsque les points de solution à un pas de temps donné dépendent de valeurs devant être déterminées au même pas de temps.

Les schémas de discrétisation explicites permettent de calculer les débits et hauteurs d'eau sans recourir au calcul itératif. Toutefois, ces schémas sont instables sous certaines conditions et leur utilisation requiert l'application de pas de temps plus courts. En effet, selon Cunge et

Wegner [1964], des instabilités apparaissent dans les résultats si la condition suivante (aussi appelée critère de Courant) n'est pas respectée :

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{\sqrt{gh} + |v|} \tag{C.12}$$

avec v = vitesse de l'écoulement.

Le modèle EXTRAN de SWMM (cf. Annexe D) utilise un schéma explicite pour résoudre les équations complètes de St-Venant [Roesner et al. 1983]. L'élément de calcul considéré est constitué d'un noeud et des demi-conduites (ou demi-liens) qui s'y rattachent. La résolution des équations de conservation de l'énergie et de la masse discrétisées y est réalisée à l'aide d'une méthode d'Euler modifiée comportant deux étapes. En situation de mise en charge, un processus itératif est utilisé pour résoudre les deux équations du modèle. La nature explicite du schéma de discrétisation d'EXTRAN le rend sujet à des instabilités numériques ; le pas de temps utilisé doit donc être soigneusement choisi pour éviter ces instabilités [Roesner et Burgess 1992]. À cet effet, il arrive que certaines conduites du réseau doivent également être regroupées afin d'augmenter la longueur des conduites modélisées.

Schmitt [1986] propose un modèle similaire à EXTRAN qui, afin de respecter le critère de Courant, utilise un pas de temps variable. En effet, celui-ci a observé que la simulation des débits de pointe nécessitait l'utilisation de pas de temps inférieurs à la seconde. Pour accélérer les calculs, le pas de temps utilisé par le modèle est donc plus grand lorsque l'écoulement est plus lent. Selon le cas d'application présenté par l'auteur, le temps de calcul nécessaire en utilisant un pas de temps variable est environ égal à celui requis pour une résolution avec un pas constant de 3 s.

C.2.3 Schémas de différences finies implicites

Le schéma de discrétisation implicite le plus employé pour résoudre les équations complètes de St-Venant est le schéma pondéré à quatre points de Preissmann (ou schéma d'Amein). Selon Joliffe [1984a], il s'agirait d'un des schémas les plus robustes et les plus précis pour résoudre ces équations. Le schéma d'Amein représente les dérivées sous la forme suivante :

$$\begin{aligned}\frac{\partial \alpha}{\partial t} &= \frac{1}{2\Delta t}\left[\left(\alpha_j^{\,n+1} + \alpha_{j+1}^{\,n+1}\right) - \left(\alpha_j^{\,n} + \alpha_{j+1}^{\,n}\right)\right] \\ \frac{\partial \alpha}{\partial x} &= \frac{1}{\Delta x}\left[(1-\phi)\left(\alpha_{j+1}^{\,n} - \alpha_j^{\,n}\right) + \phi\left(\alpha_{j+1}^{\,n+1} - \alpha_j^{\,n+1}\right)\right]\end{aligned} \tag{C.13}$$

avec j = indice de position et t = indice de temps. Cunge et Mazaudou [1984] affirment que ce schéma est inconditionnellement stable pour $\phi = 0{,}5$. La discrétisation des équations de St-Venant suivant le schéma d'Amein conduit à un système de $2N$ - 2 équations non linéaires à résoudre, avec N = nombre de noeuds dans le réseau. Les deux équations complétant ce système sont fournies par les conditions aux limites, habituellement exprimées sous forme de débit entrant à l'amont et d'une relation hauteur-débit à l'aval. Pour un réseau rectiligne, ces équations forment une matrice pentadiagonale pouvant aisément être inversée [Ball 1985]. Cependant, les réseaux ramifiés conduisent à une matrice creuse, dont la résolution peut s'avérer laborieuse. L'addition de conditions limites supplémentaires aux jonctions (continuité des hauteurs et des débits) ajoute en effet plusieurs termes dispersés à la matrice de résolution.

De nombreux auteurs ont développé des techniques de réorganisation de cette matrice, afin d'accélérer la résolution et de réduire les besoins en mémoire. Parmi ces auteurs, citons d'abord Joliffe [1984b], qui propose de sectionner la matrice en trois tableaux distincts, puis James et Kim [1990], qui utilisent une technique d'élimination pour transformer la matrice creuse en une matrice tridiagonale. Un algorithme à double balayage est ensuite utilisé pour résoudre, c'est-à-dire pour déterminer les débits et hauteurs d'eau en tout point du réseau. Quant à Kao [1980], il

propose un algorithme de numérotation des noeuds conduisant à une matrice à l'intérieur de laquelle les termes non nuls sont regroupés autour de la diagonale. En plus d'utiliser cette procédure de numérotation des noeuds, Ball [1985] suggère d'ajouter au réseau des noeuds de stockage exprimant les conditions aux limites en amont et en aval de chaque branchement, puis de placer les lignes supplémentaires à la toute fin de la matrice pour faciliter la résolution.

De la même façon, Cunge et Mazaudou [1984] proposent de regrouper les tronçons se situant entre deux jonctions et de déterminer une relation entre l'augmentation du débit dans chacun des tronçons en fonction des variations de hauteurs d'eau aux jonctions principales. Les équations de continuité aux noeuds sont réécrites en fonction de ces nouvelles équations, ce qui mène à un système d'équations algébriques simples en terme de variations de hauteurs d'eau aux noeuds. Une fois ces variations de hauteurs déterminées, les débits sont calculés dans chacun des tronçons.

Berezowsky et Luna [1984] ont développé une procédure similaire. Ces auteurs ont établi des équations de récurrence reliant les débits dans une conduite à ceux de toutes les conduites comprises entre les mêmes embranchements. Ces fonctions de récurrence créent un système linéaire pour chaque ensemble de conduites. Ces systèmes sont ensuite combinés aux équations de continuité aux jonctions. On obtient alors un système linéaire avec les hauteurs aux noeuds comme inconnues. Ce système est résolu par une méthode d'élimination de Gauss. Lorsque la solution est obtenue, les hauteurs d'eau et débits dans chaque tronçon sont calculés avec les équations de récurrence.

Le modèle SUPERLINK [Ji 1998] utilise les mêmes principes de calcul des débits dans les conduites intermédiaires, c'est-à-dire qu'il a recours à des fonctions de récurrence pour estimer ces débits. Toutefois, l'élément de discrétisation utilisé par ce modèle pour calculer les hauteurs d'eau demeure les jonctions tandis que les éléments de calcul des débits sont les conduites. Le modèle résultant est très stable numériquement et sa résolution, très rapide. Les résultats du

modèle ont été comparés avec succès à ceux du modèle EXTRAN [Roesner et al.1983] sur le réseau d'égout de la ville de Winnipeg, au Canada.

Le modèle MOUSE, d'application répandue en Europe, utilise plutôt un schéma de discrétisation implicite en six points des équations de St-Venant [Lindberg et Jorgensen 1986]. Le système d'équations résultant est réorganisé afin de réduire la largeur de la bande centrale de la matrice, laquelle est résolue par l'application d'un algorithme à double balayage. Pour assurer la stabilité numérique du modèle, chaque conduite du réseau est divisée automatiquement en un certain nombre de sections (minimum de trois) de façon à respecter le critère suivant : $V\,\Delta t < \Delta x$, avec V = vitesse de l'écoulement. Les extrémités de chaque section ainsi créée représentent les points du maillage de discrétisation. Les hauteurs d'eau et débits sont calculés en alternance à chacun des points du maillage.

ANNEXE D : Présentation du modèle EXTRAN de SWMM

Le modèle EXTRAN de SWMM utilise un schéma explicite pour résoudre les équations complètes de St-Venant. L'élément de calcul considéré est constitué d'un noeud et des demi-conduites (ou demi-liens) qui s'y rattachent. L'équation de conservation de l'énergie est discrétisée par le schéma de différences finies suivant :

$$Q_{t+\Delta t} = \left[\frac{1}{1+\left(k \cdot \Delta t / R^{4/3}\right)|V|}\right]\left[Q_t + 2V\Delta A + V^2 \frac{A_2 - A_1}{L}\Delta t - gA\frac{H_2 - H_1}{L}\Delta t\right] \quad \text{(D.1)}$$

avec $k = g\,n^2$, R = moyenne des rayons hydrauliques au temps t, V = moyenne des vitesses au temps t, A = moyenne de la section d'écoulement au temps t, A_2 = section d'écoulement dans l'élément aval au temps t, A_1 = section d'écoulement dans l'élément amont au temps t, H_2 = hauteur piézométrique dans l'élément aval au temps t et H_1 = hauteur piézométrique dans l'élément amont au temps t. Les inconnues de cette équation sont $Q_{t+\Delta t}$, H_2 et H_1, les autres variables (V, R et A) pouvant toutes être estimées à partir de celles-ci. La seconde équation reliant Q et H est l'équation de continuité qui s'exprime sous la forme suivante à chaque noeud :

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \frac{\sum Q_t}{A_{s_t}}\Delta t \quad \text{(D.2)}$$

avec A_{st} = aire totale de la surface de l'eau dans chaque demi-conduite ainsi qu'au noeud, cette surface étant présumée constante pour toute la durée d'un pas de temps. La résolution de ces deux équations est réalisée à l'aide d'une méthode en deux étapes d'Euler modifiée. La nature explicite du schéma de discrétisation d'EXTRAN le rend sujet à des instabilités numériques ; le pas de temps utilisé doit donc être soigneusement choisi pour éviter ces instabilités [Roesner et Burgess 1992]. À cet effet, il arrive qu'il soit nécessaire de regrouper plusieurs conduites afin d'augmenter la longueur des conduites modélisées et d'ainsi éviter les instabilités.

En situation de mise en charge, l'équation de continuité se réduit à l'expression :

$$\sum Q(t) = 0 \tag{D.3}$$

étant donné que le volume d'eau à l'intérieur des conduites ne peut plus être modifié (les conduites étant pleines). Puisque EXTRAN résout les équations de l'énergie (éq. D.1) et de continuité successivement, les débits calculés par la première ne satisferont pas nécessairement l'équation D.3. Lorsque le modèle détecte une surcharge, les hauteurs d'eau sont donc plutôt calculées ainsi:

$$\Delta H_j(t) = -\frac{\sum Q_t}{\sum \frac{\partial Q_t}{\partial H_j}} \tag{D.4}$$

avec $\sum Q_t$ = la somme des débits entrant au noeud j au temps t, les dérivées étant calculées à l'aide de la formule de Manning. Une fonction de transition assure le passage entre les régimes à surface libre et en charge ; un calcul itératif doit être réalisé pour résoudre les deux équations du modèle dans les zones en charge.

Afin d'éviter les problèmes de continuité pouvant survenir lors des transitions d'un type d'écoulement à l'autre, Belvin [1989] propose de modifier le modèle et de toujours y utiliser la forme suivante de l'équation de conservation de la masse :

$$S_{t+\Delta t} = S_t + \sum Q_t \Delta t \tag{D.5}$$

avec S = volume d'eau stocké dans l'élément de calcul (noeud et deux demi-conduites). Pour calculer les hauteurs d'eau à partir des volumes ainsi déterminés, l'auteur utilise une largeur effective, constante pour chaque conduite, et constituant une approximation de A/H. Le système d'équations volume-hauteur qui en résulte pour chaque élément est non linéaire. Une méthode de résolution itérative (méthode de relaxation) est utilisée par l'auteur pour résoudre ce système.

L'auteur a montré sur un réseau simple, constitué de cinq conduites en ligne, que lors d'écoulements en charge ces modifications permettent de préserver la continuité dans des situations où la formulation originale d'EXTRAN ne le permet pas. Également, les hauteurs d'eau calculées à l'aide du nouveau modèle sont plus près des valeurs déterminées analytiquement que celles calculées par EXTRAN. La version d'EXTRAN utilisée dans le cadre de cette thèse ne contient pas ces dernières modifications.

ANNEXE E : Équations de régression utilisées par le modèle de simulation

Le modèle de simulation présenté au Chapitre 3 nécessite le calcul explicite de la hauteur normale et de la hauteur critique en fonction du débit. Nous exposons dans cette annexe les équations développées à cette fin.

E.1 Calcul de la hauteur normale

Le calcul de la hauteur normale en fonction du débit ne peut se faire de façon entièrement explicite. En effet, en adoptant la notation représentée à la figure E.1, on a :

$$A = \frac{D^2}{8}(\theta - \sin\theta) \quad \text{et} \quad R_h = \frac{D^2}{8}(\theta - \sin\theta)\frac{2}{D\theta} \tag{E.1}$$

avec D = diamètre de la conduite et θ donné par :

$$\theta = 2\arccos\left(1 - \frac{2h}{D}\right) \tag{E.2}$$

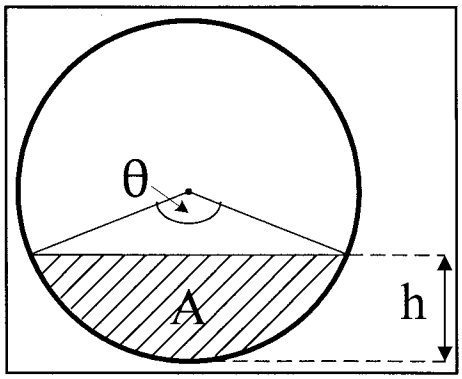

Figure E.1 : Coupe transversale d'une conduite

L'équation 3.4 qui s'exprimait ainsi (cf. section 3.2.1.1) :

$$S_0 = \frac{n^2 \left|Q_s(t)\right| Q_s(t)}{A^2 R_h^{4/3}} \tag{E.3}$$

devient donc :

$$\frac{2^{13/3} nQ}{D^{8/3} S_0^{1/2}} = \left(2\arccos\left(1-\frac{2h}{D}\right) - \sin\left(2\arccos\left(1-\frac{2h}{D}\right)\right)\right)^{5/3} \tag{E.4}$$

Pour permettre le calcul direct de la hauteur d'eau en fonction du débit, une équation de régression a été développée. En plus de simplifier les calculs, cette équation présente l'avantage de n'associer qu'une seule hauteur d'eau à chaque valeur de débit (contrairement à l'équation originale), ce qui évite les problèmes d'oscillations lors de la recherche d'une solution pour laquelle la hauteur d'eau est supérieure à environ 80 % du diamètre. Ainsi, l'équation de régression utilisée par le modèle pour calculer la hauteur d'eau en fonction du débit est :

1) pour $\frac{nQ}{D^{8/3} S_0^{1/2}} < 0,3000$, c'est-à-dire pour $\frac{h}{D} < 0,7851$:

$$\frac{h}{D} = 1,2749\left(\frac{nQ}{D^{8/3} S_0^{1/2}}\right)^{1/2} + 2,2400\left(\frac{nQ}{D^{8/3} S_0^{1/2}}\right)^{2} - 0,3827\left(\frac{nQ}{D^{8/3} S_0^{1/2}}\right) \tag{E.5}$$

2) pour $0,3000 < \frac{nQ}{D^{8/3} S_0^{1/2}} < 0,3117$, c'est-à-dire pour $0,7851 < \frac{h}{D} < 1,0000$:

$$\frac{h}{D} = 18,3715\left(\frac{nQ}{D^{8/3} S_0^{1/2}}\right) - 4,7264 \tag{E.6}$$

3) pour $\frac{nQ}{D^{8/3}S_0^{1/2}} > 0,3117$:

$$\frac{h}{D} = 1,0000 \tag{E.7}$$

La figure E.2 présente la régression proposée en compagnie de l'équation originale (éq. E.3).

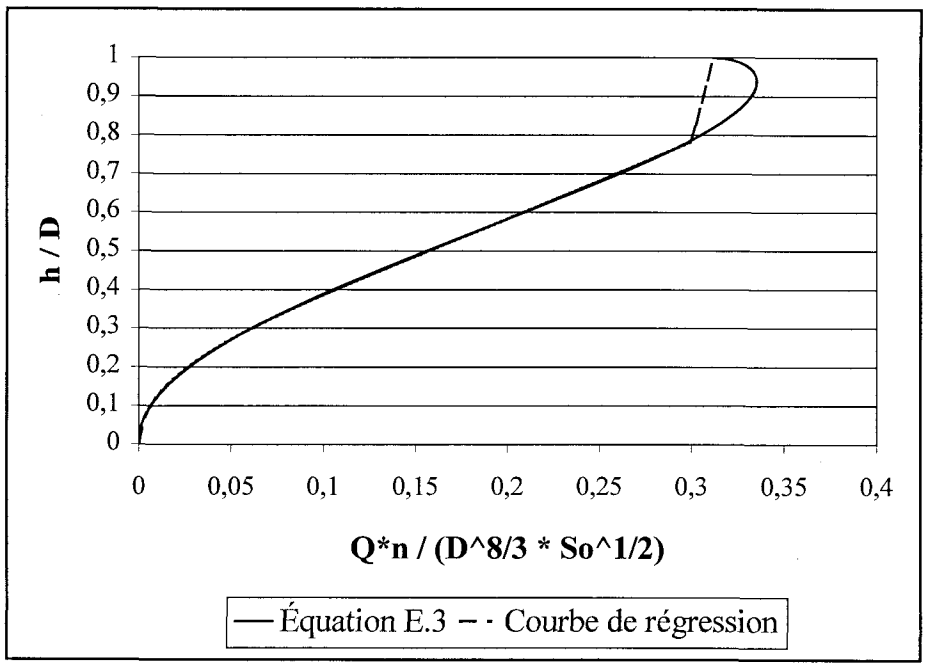

Figure E.2 : Calcul de la hauteur d'eau en fonction du débit

E.2 Calcul de la hauteur critique

La hauteur critique est celle satisfaisant l'équation 3.6, soit :

$$F_r = \frac{v^2}{gh} = 1 \tag{E.8}$$

La hauteur d'eau critique ne peut s'exprimer explicitement en fonction du débit puisque, si l'on reprend la dernière équation, on a :

$$v = \frac{Q}{A} = \sqrt{gh} \tag{E.9}$$

Si on exprime A et h en fonction de θ (cf. figure E.1), on obtient :

$$\frac{8Q}{D^2}\left(\theta - sin(\theta)\right)^{-1} = g^{1/2}\left(\frac{D}{2}\left(1 - cos\left(\frac{\theta}{2}\right)\right)\right)^{1/2} \tag{E.10}$$

Ce qui peut finalement s'exprimer ainsi :

$$\frac{8Q}{D^{5/2}g^{1/2}} = \frac{1}{\sqrt{2}}\left\{1 - cos\left[\frac{2\,arccos\left(1 - \frac{2h}{D}\right)}{2}\right]\right\}^{1/2} \left\{2\,arccos\left(1 - \frac{2h}{D}\right) - sin\left[2\,arccos\left(1 - \frac{2h}{D}\right)\right]\right\} \tag{E.11}$$

L'équation de la courbe de régression développée pour approximer l'équation E.11 est la suivante :

$$\frac{h}{D} = 0,0968\left(\frac{8Q}{g^{1/2}D^{5/2}}\right) + 0,2133\left(\frac{8Q}{g^{1/2}D^{5/2}}\right)^{0,3304} \tag{E.12}$$

La représentation graphique de cette équation apparaît à la figure E.3.

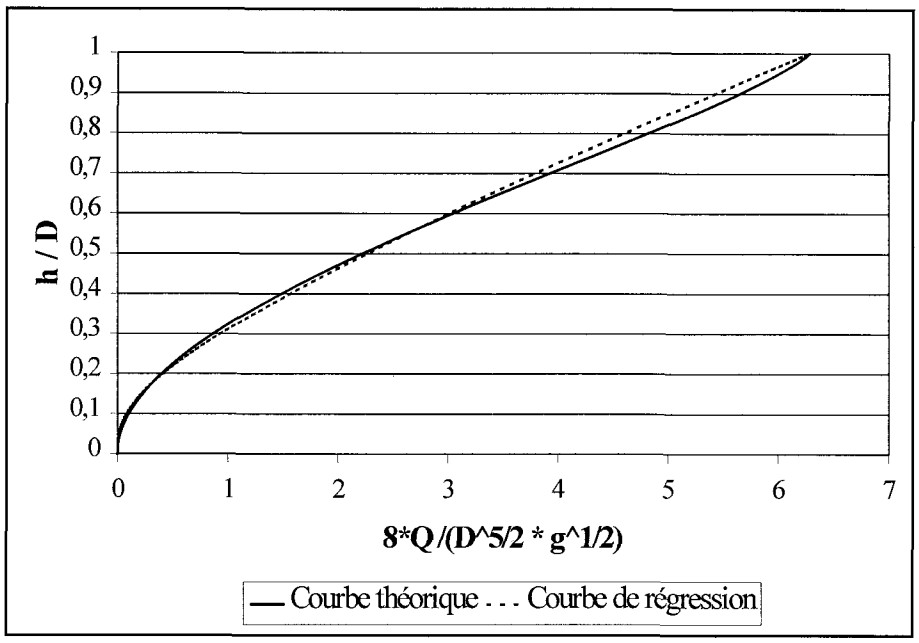

Figure E.3 : Calcul de la hauteur critique en fonction du débit

ANNEXE F : Hydrogrammes des pluies utilisées pour la validation du modèle de simulation

Cette annexe contient la représentation graphique de la somme des débits entrant à chaque noeud du réseau lors des pluies utilisées pour la validation du modèle de simulation. Les caractéristiques de ces pluies apparaissent au tableau 3.2 (cf. Chapitre 3).

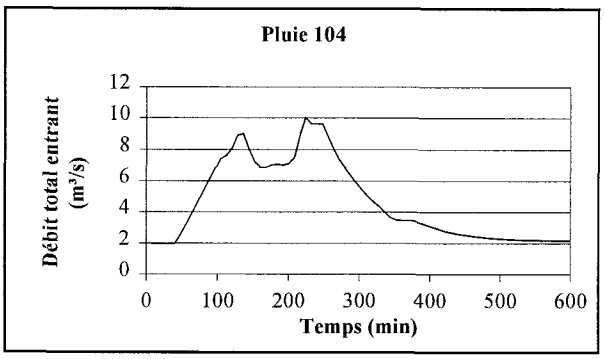

Figure F.1 : Hydrogramme de la pluie 104

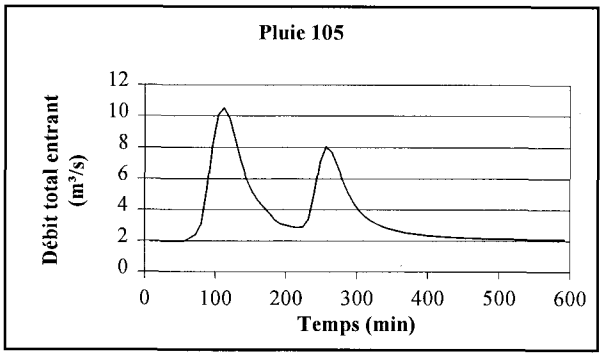

Figure F.2 : Hydrogramme de la pluie 105

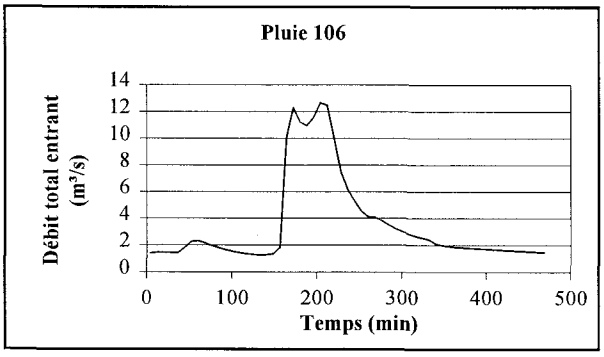

Figure F.3 : Hydrogramme de la pluie 106

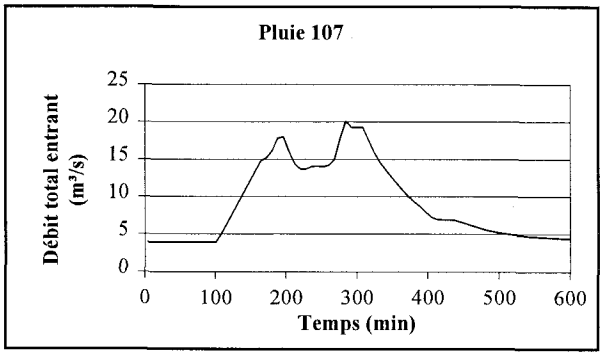

Figure F.4 : Hydrogramme de la pluie 107

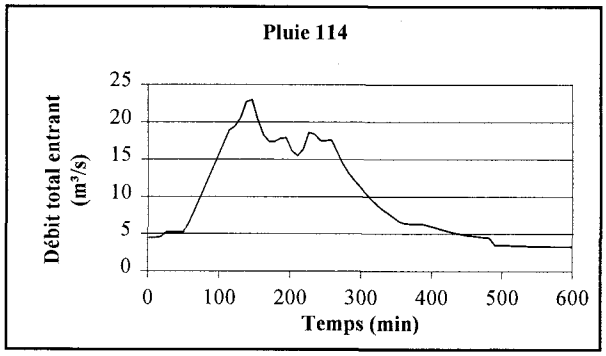

Figure F.5 : Hydrogramme de la pluie 114

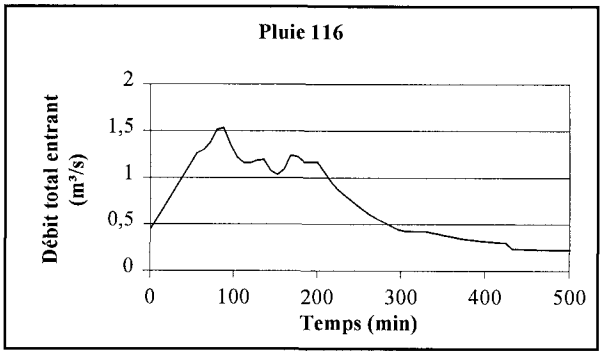

Figure F.6 : Hydrogramme de la pluie 116

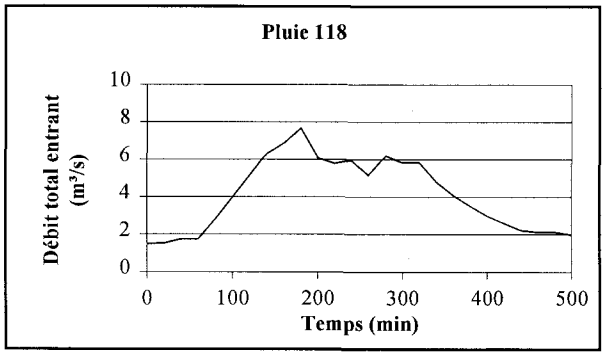

Figure F.7 : Hydrogramme de la pluie 118

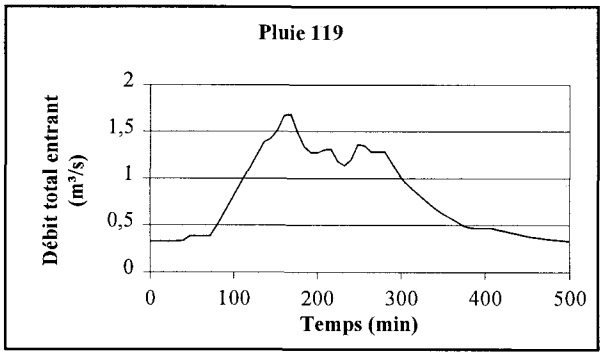

Figure F.8 : Hydrogramme de la pluie 119

ANNEXE G : Résultats de simulation

Cette annexe présente les résultats de simulation obtenus avec le MIA et EXTRAN lors de leur application sur diverses combinaisons réseau-pluie, dont les caractéristiques apparaissent au Chapitre 3 (cf. tableaux 3.1 à 3.3). Pour chacune des simulations, le pas de temps utilisé avec EXTRAN est de 2 secondes, alors que celui employé avec le MIA correspond au pas de temps de l'hydrogramme d'entrée. Une courte explication des écarts entre les résultats des deux modèles est présentée en fin d'annexe.

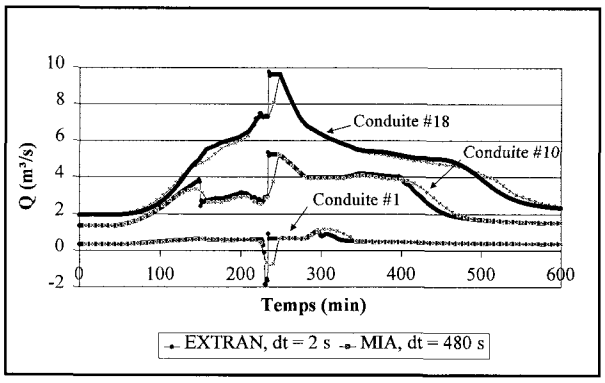

Figure G.1 : Débits simulés sur le réseau Marigot, pluie 104

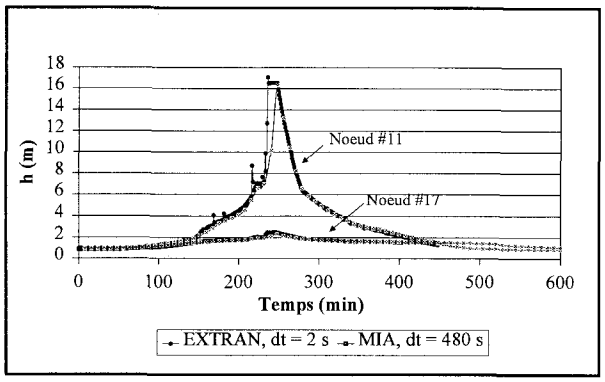

Figure G.2 : Hauteurs simulées sur le réseau Marigot, pluie 104

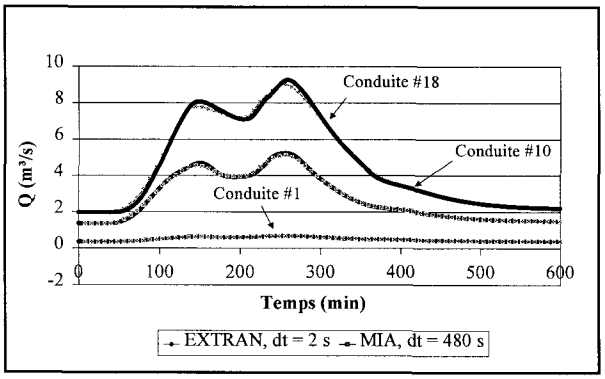

Figure G.3 : Débits simulés sur le réseau 001, pluie 104

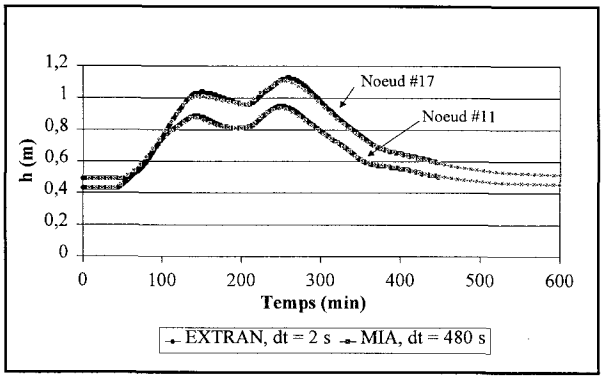

Figure G.4 : Hauteurs simulées sur le réseau 001, pluie 104

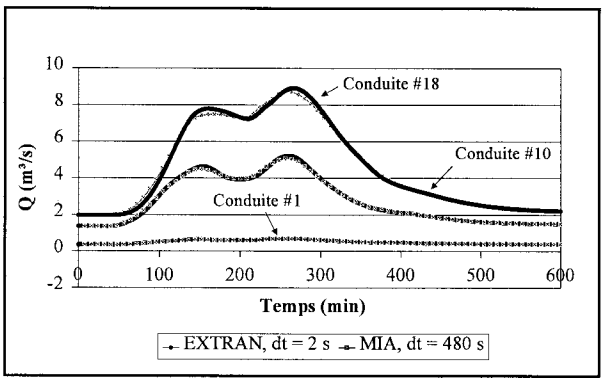

Figure G.5 : Débits simulés sur le réseau 002, pluie 104

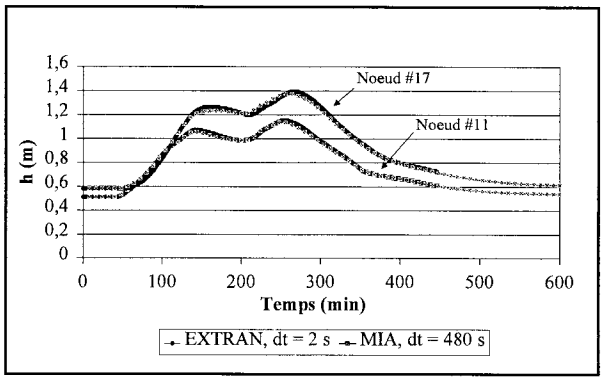

Figure G.6 : Hauteurs simulées sur le réseau 002, pluie 104

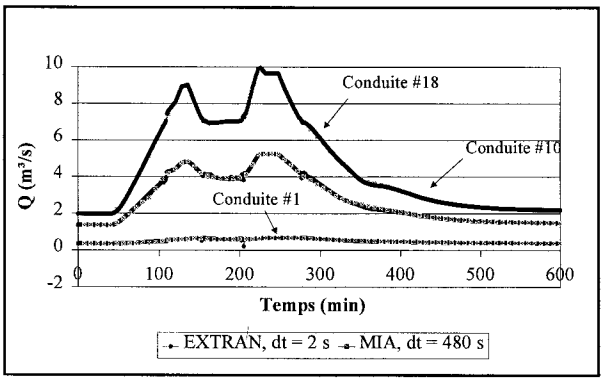

Figure G.7 : Débits simulés sur le réseau 010, pluie 104

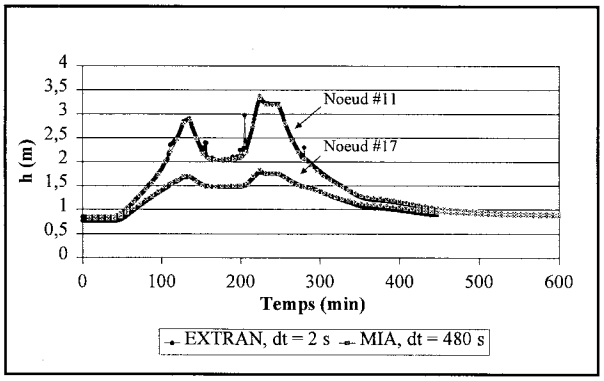

Figure G.8 : Hauteurs simulées sur le réseau 010, pluie104

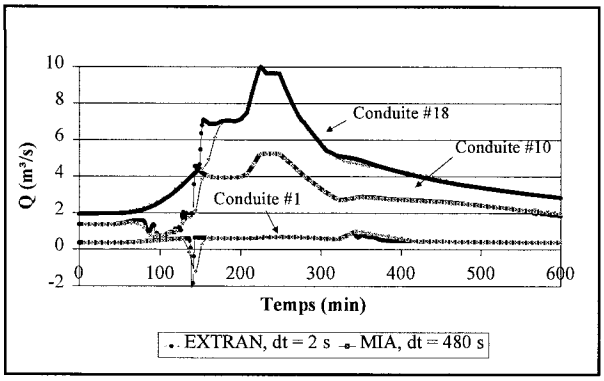

Figure G.9 : Débits simulés sur le réseau 022, pluie 104

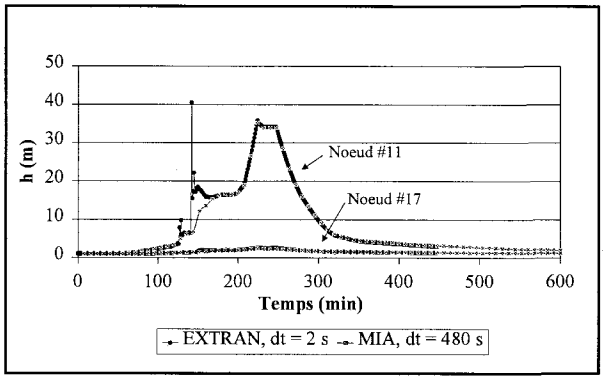

Figure G.10 : Hauteurs simulées sur le réseau 022, pluie 104

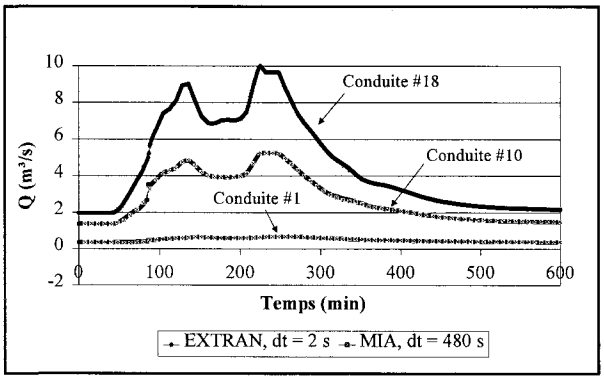

Figure G.11 : Débits simulés sur le réseau 023, pluie 104

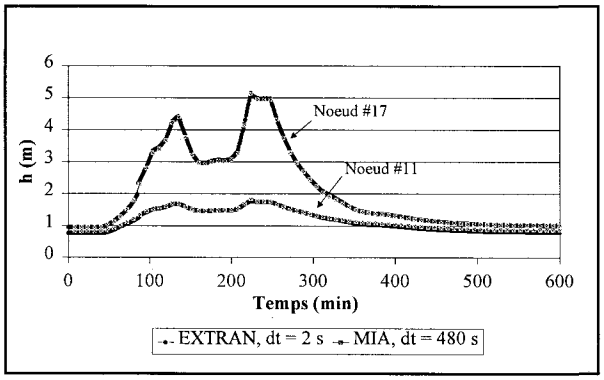

Figure G.12 : Hauteurs simulées sur le réseau 023, pluie 104

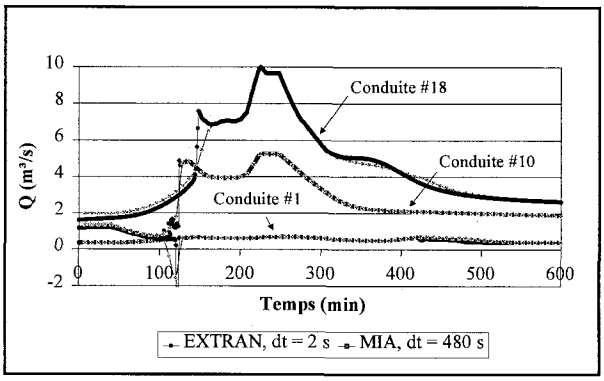

Figure G.13 : Débits simulés sur le réseau 025, pluie 104

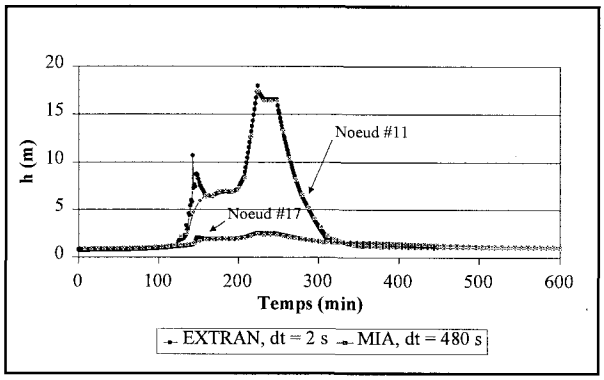

Figure G.14 : Hauteurs simulées sur le réseau 025, pluie 104

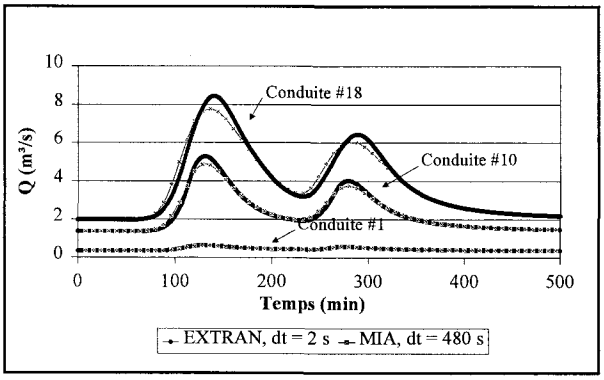

Figure G.15 : Débits simulés sur le réseau 001, pluie 105

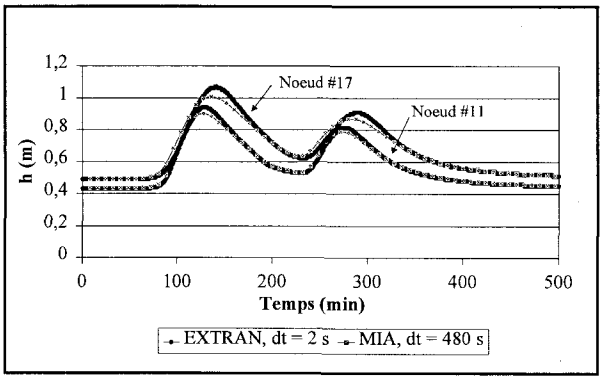

Figure G.16 : Hauteurs simulées sur le réseau 001, pluie 105

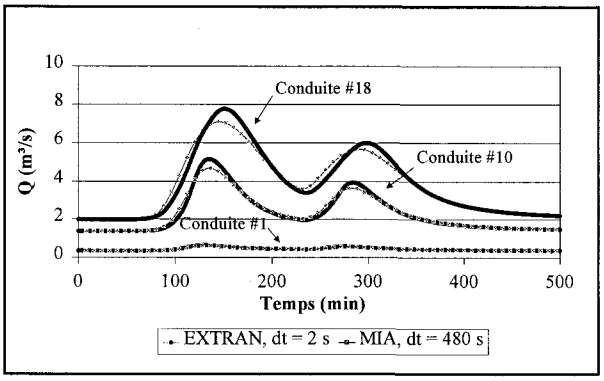

Figure G.17 : Débits simulés sur le réseau 002, pluie 105

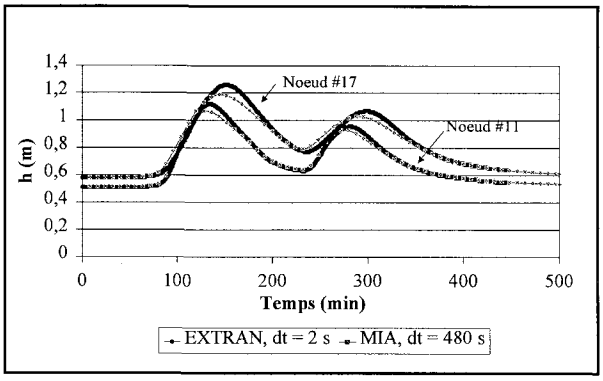

Figure G.18 : Hauteurs simulées sur le réseau 002, pluie 105

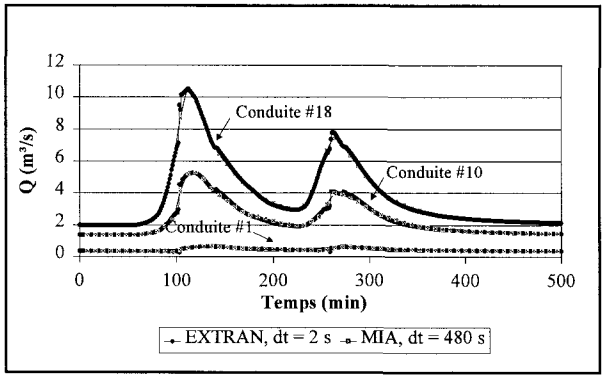

Figure G.19 : Débits simulés sur le réseau 010, pluie 105

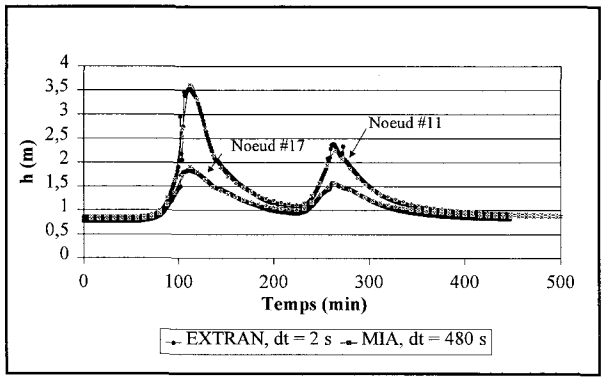

Figure G.20 : Hauteurs simulées sur le réseau 010, pluie 105

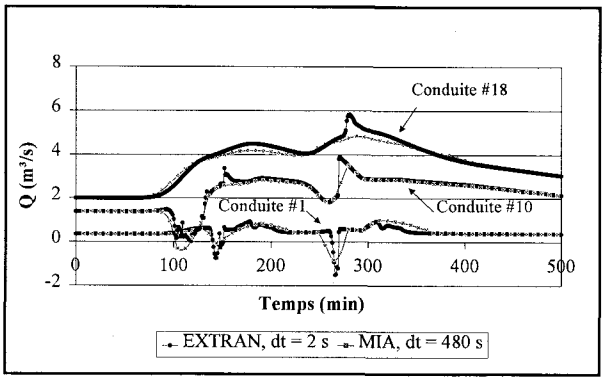

Figure G.21 : Débits simulés sur le réseau 022, pluie 105

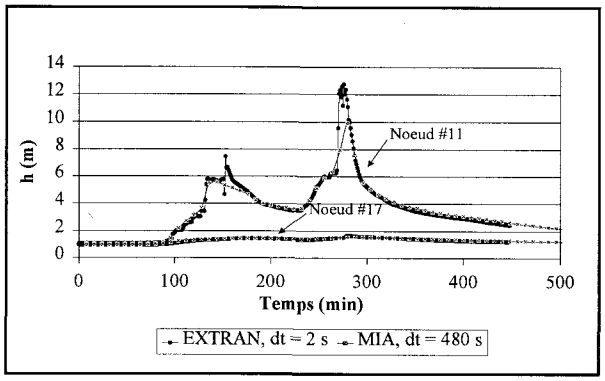

Figure G.22 : Hauteurs simulées sur le réseau 022, pluie 105

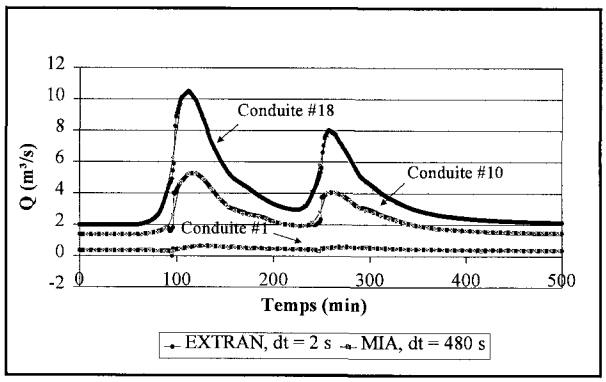

Figure G.23 : Débits simulés sur le réseau 023, pluie 105

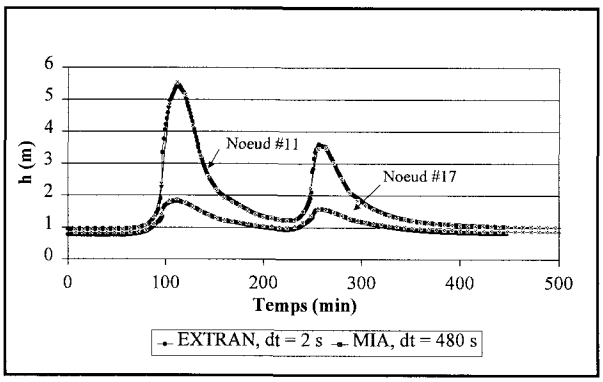

Figure G.24 : Hauteurs simulées sur le réseau 023, pluie 105

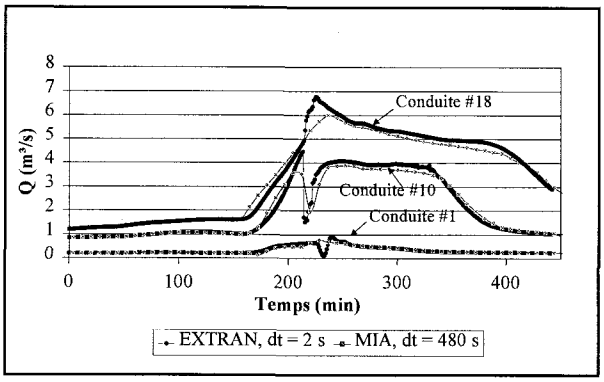

Figure G.25 : Débits simulés sur le réseau Marigot, pluie 106

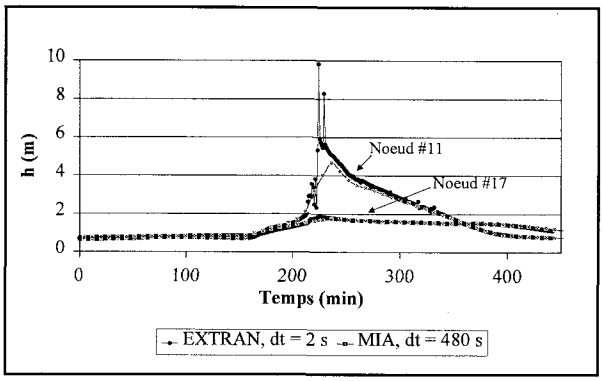

Figure G.26 : Hauteurs simulées sur le réseau Marigot, pluie 106

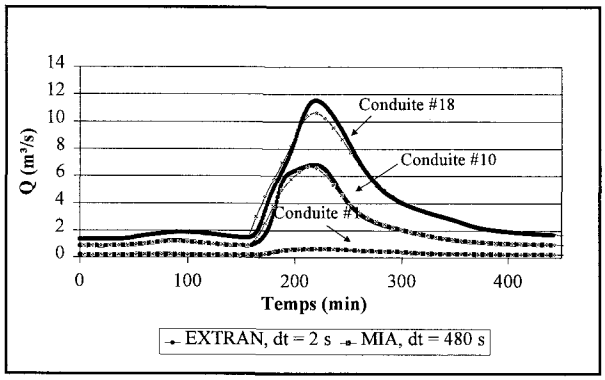

Figure G.27 : Débits simulés sur le réseau 001, pluie 106

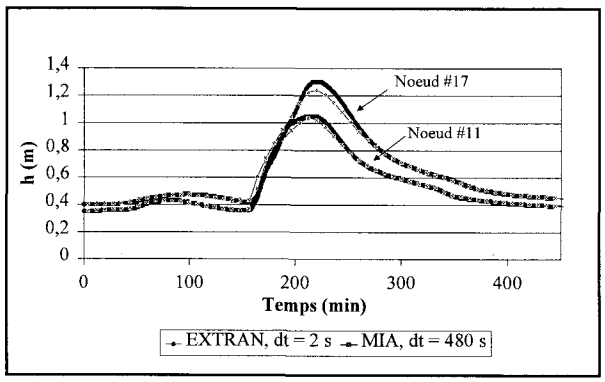

Figure G.28 : Hauteurs simulées sur le réseau 001, pluie 106

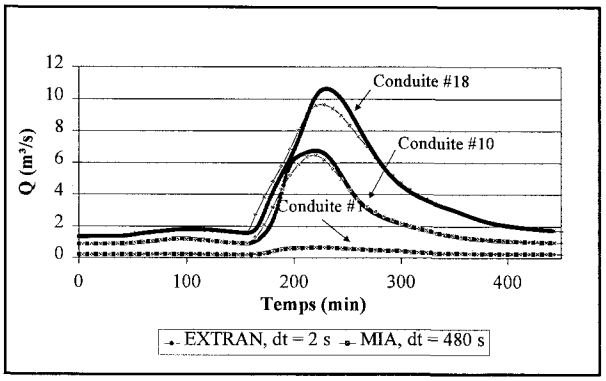

Figure G.29 : Débits simulés sur le réseau 002, pluie 106

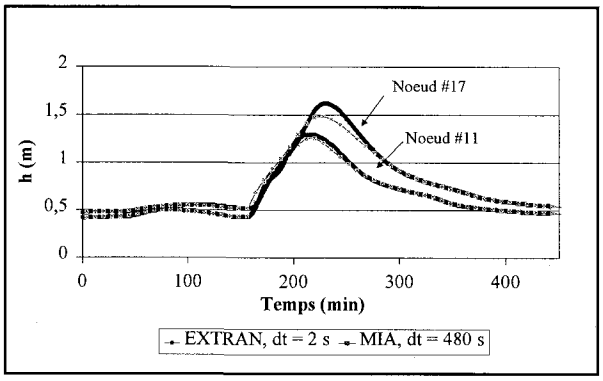

Figure G.30 : Hauteurs simulées sur le réseau 002, pluie 106

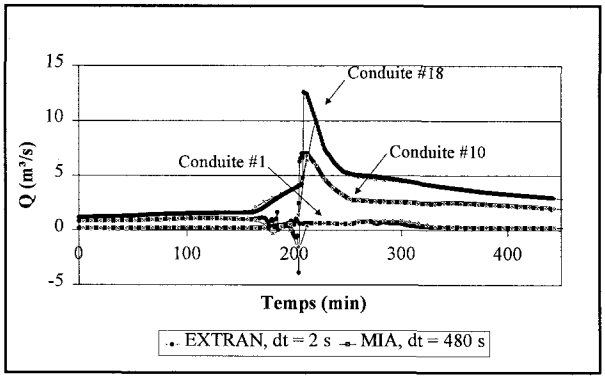

Figure G.31 : Débits simulés sur le réseau 022, pluie 106

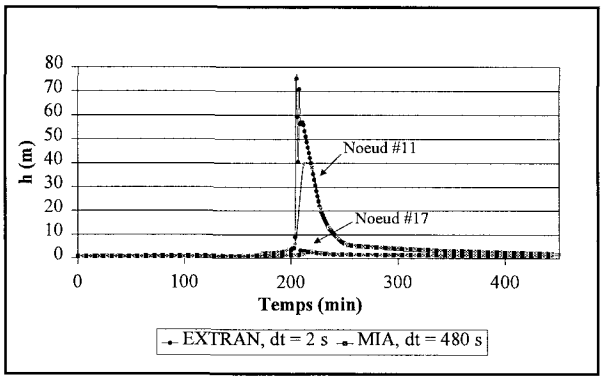

Figure G.32 : Hauteurs simulées sur le réseau 022, pluie 106

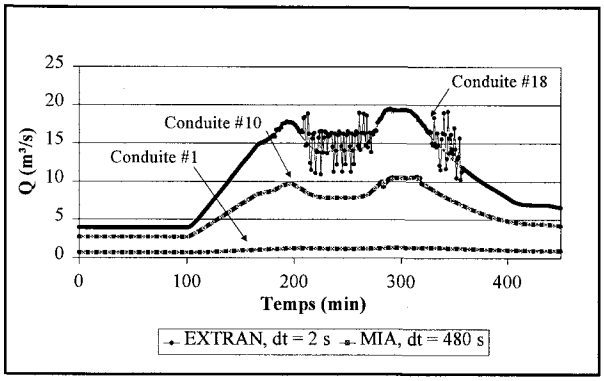

Figure G.33 : Débits simulés sur le réseau 003, pluie 107

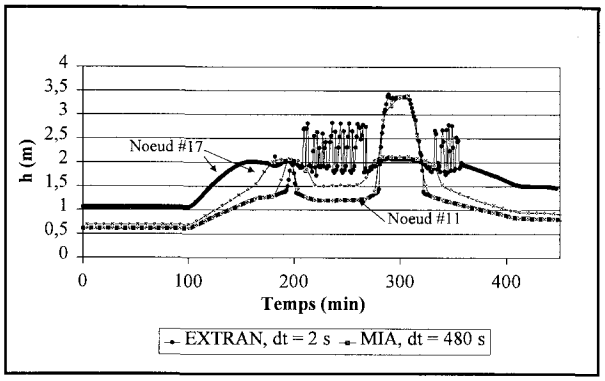

Figure G.34 : Hauteurs simulées sur le réseau 003, pluie 107

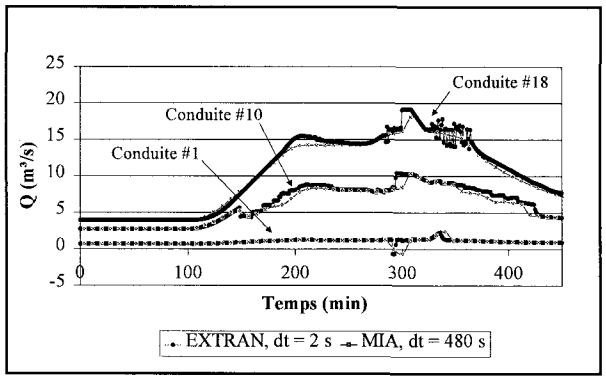

Figure G.35 : Débits simulés sur le réseau 024, pluie 107

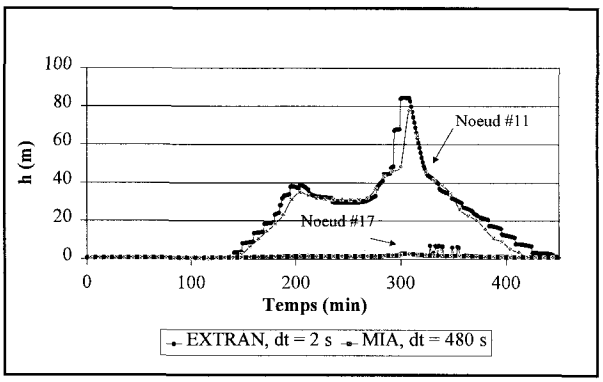

Figure G.36 : Hauteurs simulées sur le réseau 024, pluie 107

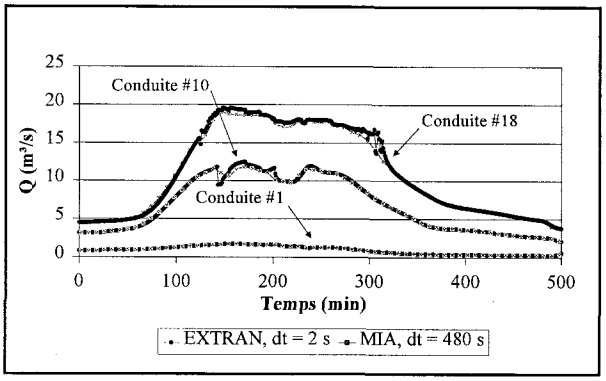

Figure G.37 : Débits simulés sur le réseau 001, pluie 114

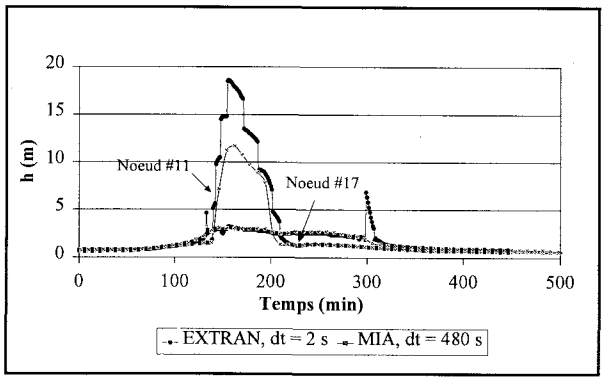

Figure G.38 : Hauteurs simulées sur le réseau 001, pluie 114

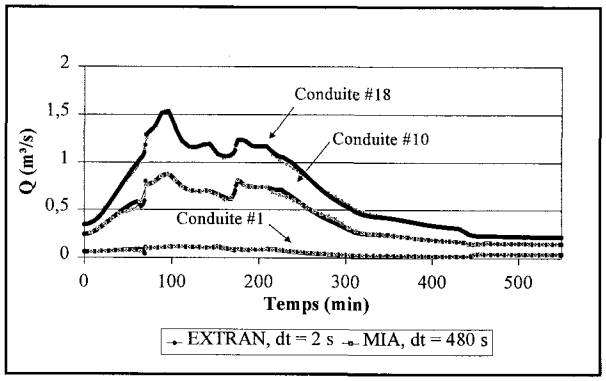

Figure G.39 : Débits simulés sur le réseau 037, pluie 116

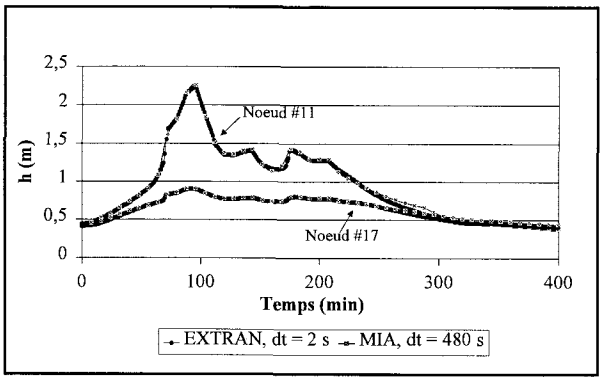

Figure G.40 : Hauteurs simulées sur le réseau 037, pluie 116

Commentaires sur les écarts observés :

La majorité des simulations présentent peu d'écarts entre les résultats d'EXTRAN et du MIA, tant en termes de débits que de hauteurs d'eau. Il en est ainsi pour les simulations suivantes :

- réseau 001, pluie 104 (figs. G.3 et G.4)
- réseau 002, pluie 104 (figs. G.5 et G.6)
- réseau 023, pluie 104 (figs. G.11 et G.12)
- réseau 001, pluie 105 (figs. G.15 et G.16)
- réseau 002, pluie 105 (figs. G.17 et G.18)
- réseau 010, pluie 105 (figs. G.19 et G.20)
- réseau 023, pluie 105 (figs. G.23 et G.24)
- réseau 001, pluie106 (figs. G.27 et G.28)
- réseau 002, pluie 106 (figs. G.29 et G.30)
- réseau 037, pluie 116 (figs. G.39 et G.40)

Les écarts observés pour les autres simulations proviennent de deux causes distinctes. Tout d'abord, le fait de recourir à un pas de temps plus long avec le MIA empêche de reproduire finement les pointes de débit. Par exemple, si la pointe des débits survient à la 241e minute d'une simulation (cf. figure G.1), ce pic ne pourra apparaître dans les résultats du MIA que lors de la 248e minute si un pas de temps de 8 minutes est utilisé. Les écarts observés entre les résultats des deux modèles proviennent dans ce cas des différents pas de temps utilisés pour la représentation graphique des résultats. Cette remarque explique les écarts observés lors des simulations suivantes :

- réseau Marigot, pluie 104 (figs. G.1 et G.2)
- réseau 022, pluie 106 (figs. G.31 et G.32)

Les instabilités liées aux résultats d'EXTRAN expliquent tous les autres écarts majeurs. Des oscillations dans les résultats d'EXTRAN sont en effet observées pour les simulations suivantes :

- réseau Marigot, pluie 104 (figs. G.1 et G.2)
- réseau 010, pluie 104 (figs. G.7 et G.8)
- réseau 022, pluie 104 (figs. G.9 et G.10)
- réseau 025, pluie 104 (figs. G.13 et G.14)
- réseau 022, pluie 105 (figs. G.21 et G.22)
- réseau Marigot, pluie 106 (figs. G.25 et G.26)
- réseau 022, pluie 106 (figs. G.31 et G.32)
- réseau 003, pluie 107 (figs. G.33 et G.34)
- réseau 024, pluie 107 (figs. G.35 et G.36)
- réseau 001, pluie 114 (figs. G.37 et G.38)

En plus de provoquer des oscillations dans les résultats, le fait de modéliser un réseau à conduites courtes et pentes fortes (lesquelles sont associées à des vitesses d'écoulement plus grandes) avec EXTRAN conduit à des erreurs substantielles au niveau des hauteurs d'eau simulées (cf. figure G.34). On note en effet sur cette figure que les hauteurs d'eau simulées par EXTRAN et le MIA au noeud 17 sont très différentes. Toutefois, les résultats de simulation aux autres noeuds (non présentés dans cette annexe) révèlent que les hauteurs simulées par les deux modèles tendent à se rapprocher lorsqu'on s'éloigne de l'exutoire du réseau. La piètre performance d'EXTRAN pour évaluer les hauteurs d'eau au noeud 17 dans ce cas provient probablement du fait que la dernière conduite du réseau 003 est très courte (20,12 m).

ANNEXE H : Description des algorithmes d'optimisation de Powell et GRG

H.1 Méthode de Powell

Afin de minimiser une fonction à plusieurs variables, la méthode de Powell procède par une séquence de minimisations unidimensionnelles. Sa formulation ne permet pas de tenir compte directement des contraintes, qui doivent être ajoutées sous forme de pénalités à la fonction objectif, non plus que des éventuelles bornes inférieures et supérieures des variables d'optimisation ; il est donc nécessaire d'effectuer des changements de variables dans certains cas pour pouvoir prendre en compte ces bornes implicitement.

L'algorithme de Powell utilisé lors des travaux présentés dans cette thèse est celui développé par Press et al. [1992]. Suivant cet algorithme, les directions de recherche unidimensionnelle, u_i, sont d'abord assimilées aux vecteurs principaux. Par la suite, la séquence suivante est répétée jusqu'à ce que la fonction cesse de décroître (avec N = nombre de variables) :

1) Débuter au point initial P_0.

2) Pour $i = 1, ..., N$, minimiser la fonction objectif le long de la direction u_i et appeler le nouveau point ainsi atteint P_i.

3) Poser $u_{N+1} = P_N - P_0$.

À chacune des itérations de cette procédure, une direction de recherche initiale peut être remplacée ou non par la direction u_{N+1}. La direction sélectionnée dans ce cas est celle pour laquelle la plus grande décroissance a été enregistrée. Puisque cette dernière est probablement l'une des composantes principales de u_{N+1}, on évite de cette façon la dépendance linéaire entre les directions conservées. Ce remplacement n'est pas effectué si : 1) la minimisation dans la direction u_{N+1} n'apporte pas une réduction significative de la fonction objectif, ou 2) la décroissance moyenne de la fonction objectif n'est pas principalement due à une décroissance causée par une minimisation dans une seule des directions ou 3) il existe une dérivée seconde importante selon la direction moyenne, ce qui laisse présager la proximité du minimum selon cette direction. Dans

tous ces cas, le point initial pour l'itération suivante, P_0, est fixé à P_N. Dans le cas contraire, soit lorsqu'une des directions de recherche est remplacée par la direction u_{N+1}, la fonction objectif est minimisée le long de la direction u_{N+1} et le point ainsi rejoint est retenu comme point initial pour l'itération suivante.

À chaque étape de l'algorithme de Powell, les minimisations unidimensionnelles sont réalisées par la méthode de Brent. Ce dernier algorithme applique une minimisation parabolique (qui consiste à construire une régression parabolique à partir de trois points encerclant le minimum[1] puis à conserver l'abscisse du minimum de cette fonction parabolique) lorsque certaines conditions visant à évaluer l'efficacité de la minimisation parabolique au point courant sont rencontrées. Si ces conditions ne sont pas satisfaites, la méthode de la section du nombre d'or est utilisée. Cette dernière méthode consiste à réduire graduellement la distance entre trois points (a, b, c) encerclant le minimum jusqu'à l'atteinte de la précision désirée, à la manière de la méthode du mi-intervalle appliquée pour la recherche de la racine d'une fonction unidimensionnelle. Afin d'optimiser la séquence des calculs, le nouveau point d'évaluation de la fonction est éloigné du point b d'une distance correspondant à 0,38197 (nombre d'or) fois la longueur du plus long des segments a-b ou b-c.

H.2 Méthode du gradient réduit généralisé (GRG)

Pour l'optimisation de fonctions non linéaires, les algorithmes de gradient réduit adoptent une méthode similaire à celle du Simplex, soit la division des variables du problème en variables de base et variables résiduelles ("non basic variables"). La méthode du gradient réduit généralisé (GRG) est une généralisation de ce type de méthodes qui permet la prise en compte de contraintes non linéaires. Cette méthode fut à l'origine développée par Abadie et Carpentier [1969] ; la version utilisée lors des travaux présentés dans cette thèse est celle programmée par

[1] Un minimum est encerclé par un triplet de points (a, b, c) si $a < b < c$; $f(b) < f(a)$; et $f(b) < f(c)$. Dans ce cas, si la fonction est non singulière, le minimum se situe nécessairement entre a et c.

Lasdon et al. [1978]. Une propriété intéressante de l'algorithme de Lasdon et al. est qu'il tente de retourner dans le domaine des valeurs réalisables (soit de suivre la surface des contraintes) à chaque itération de la recherche unidimensionnelle, contrairement à celui originalement proposé par Labadie et Carpentier, qui applique une minimisation unidimensionnelle sur le plan tangent à la surface des contraintes pour retourner subséquemment à l'intérieur du domaine réalisable. L'algorithme GRG de Lasdon et al. résout les problèmes non linéaires de la forme :

$$minimiser\ f\left(\vec{X}\right) \tag{H.1}$$

$$\begin{aligned} & inf(i) \le X_i \le sup(i), && i = 1, \ldots, n \\ \text{sujet à :}\quad & g_i\left(\vec{X}\right) = 0, && i = 1, \ldots, n_{ég} \\ & 0 \le g_i\left(\vec{X}\right) \le sup(n+i), && i = n_{ég}+1, \ldots, m \end{aligned} \tag{H.2}$$

avec $\vec{X}$ = vecteur de n variables réelles, $n_{ég}$ = nombre de contraintes d'égalité (qui peut être zéro), m = nombre total de contraintes, inf = bornes inférieures et sup = bornes supérieures. Les fonctions g_i sont supposées différentiables et peuvent être linéaires ou non.

Les contraintes d'inégalité du problème original sont transformées en contraintes d'égalité par l'ajout de variables supplémentaires ("slack variables"), qui doivent en tout temps demeurer positives. Le problème ainsi transformé est résolu par une séquence de résolutions de sous-problèmes, ou problèmes réduits.

La résolution d'un tel sous-problème débute par la séparation des variables en *nb* variables de base ($nb < m$) et en *n-nb* variables résiduelles. Les variables de base, x_b, sont exprimées en fonction des variables résiduelles, x_{nb}, par l'utilisation de *nb* équations de contraintes réarrangées sous la forme :

$$g_i\left(x_b, x_{nb}\right) = 0 \qquad i = 1, \ldots, nb \tag{H.3}$$

Les variables de base doivent être choisies de façon à ce que la matrice de base $B = \left(\partial g / \partial x_b\right)$ soit non singulière au point courant, $\overline{X}$. Ainsi, les variables x_b peuvent être déterminées en fonction des variables x_{nb}, ce qui réduit la fonction objectif à une fonction de x_{nb} seulement :

$$f\left(x_b\left(x_{nb}\right), x_{nb}\right) = F\left(x_{nb}\right) \tag{H.4}$$

La fonction $F(x_{nb})$ est appelée fonction objectif réduite et son gradient, $\nabla F(x_{nb})$, le gradient réduit. La minimisation de F est effectuée par une méthode de gradient qui débute par l'évaluation du gradient réduit à l'aide des valeurs courantes de x_b, soit $\overline{x}_b$, et de x_{nb}, soit $\overline{x}_{nb}$:

$$\frac{\partial F}{\partial x_{nb}} = \frac{\partial f}{\partial x_{nb}} - \left(\frac{\partial f}{\partial x_b}\right)^T \left(\frac{\partial g}{\partial x_b}\right)^{-1} \frac{\partial g}{\partial x_{nb}} \tag{H.5}$$

Avant de débuter la recherche du minimum, le vecteur des variables résiduelles est fractionné une seconde fois en *s* super variables, x_s, qui sont strictement comprises entre leurs bornes inférieure et supérieure, et les variables résiduelles restantes ou variables fixes, x_n, dont les valeurs sont fixées à une de leur borne. La direction de recherche choisie, $\overline{d}$, est l'opposé de celle du gradient réduit en fonction des super variables, $\partial F / \partial x_s$; de cette façon, on s'assure que les variables qui se situent à la limite de leur domaine ne soient pas modifiées. Cette astuce permet de rechercher le minimum d'une fonction en suivant la surface des contraintes d'inégalité, lorsque les variables supplémentaires ("slack variables") correspondantes se situent à leur borne inférieure, c'est-à-dire zéro.

La fonction objectif réduite est ensuite minimisée par une méthode de recherche unidimensionnelle dans la direction $\overline{d}$. Le problème prend alors la forme suivante :

$$\underset{\alpha>0}{minimiser} \quad F\left(\overline{x}_{nb} + \alpha\overline{d}\right) \tag{H.6}$$

Cette minimisation est effectuée en modifiant graduellement la valeur de α jusqu'à ce que l'une des trois conditions présentées ci-bas soit satisfaite. Lors de ces itérations, pour chaque valeur de α_i, la fonction objectif réduite doit être évaluée. À cette fin, la valeur des variables de base doit être déterminée en fonction des variables résiduelles de façon à satisfaire :

$$g\left(x_b, \overline{x}_{nb} + \alpha_i\overline{d}\right) = 0 \tag{H.7}$$

Les valeurs de x_b satisfaisant ce système d'équations sont déterminées par une méthode de Newton modifiée.

La recherche unidimensionnelle ainsi effectuée se termine de trois façons différentes : 1) Si la méthode de Newton diverge à la première itération, la valeur de α est réduite ; si la méthode de Newton diverge à une itération subséquente, la recherche est terminée. 2) Si la méthode de Newton converge, mais que des variables de base sont à l'extérieur de leur domaine réalisable, une nouvelle valeur de α est déterminée de façon à ce qu'une seule variable de base soit exactement sur une de ses bornes et que les autres soient à l'intérieur de leurs bornes ; si la fonction objectif en ce point est inférieure aux valeurs calculées précédemment, la recherche est terminée. 3) Si les deux premières situations ne sont pas rencontrées, on continue la recherche en modifiant α tant que les valeurs estimées de la fonction objectif diminuent. Aussitôt qu'une augmentation de la fonction objectif est décelée, une régression quadratique est ajustée aux trois α encerclant le minimum ; la fonction objectif est alors évaluée au minimum de cette équation quadratique, puis la recherche se termine et on conserve le α associé à la plus faible valeur de F estimée.

La séquence des recherches unidimensionnelles, ou problèmes réduits, est terminée lorsqu'un des deux tests suivants est satisfait :

1) Les conditions d'optimalité de Kuhn-Tucker sont satisfaites dans la limite de précision définie par l'utilisateur.

2) Le changement de la fonction objectif est inférieur à la précision définie par l'utilisateur depuis un certain nombre d'itérations.

ANNEXE I : Hyétogrammes et hydrogrammes des pluies utilisées pour les optimisations

Cette annexe contient les hyétogrammes des pluies observées sur le territoire de Laval au cours de l'été 1989 et dont les caractéristiques apparaissent au tableau 4.2 (cf. Chapitre 4). La représentation graphique de la somme des débits entrant à chaque noeud du réseau pour chacune de ces pluies est également présentée, de même que les hyétogramme et hydrogramme de la pluie centennale de durée une heure.

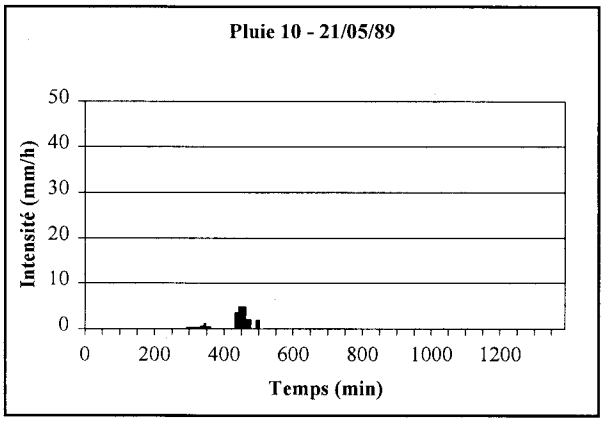

Figure I.1 : Hyétogramme de la pluie 10

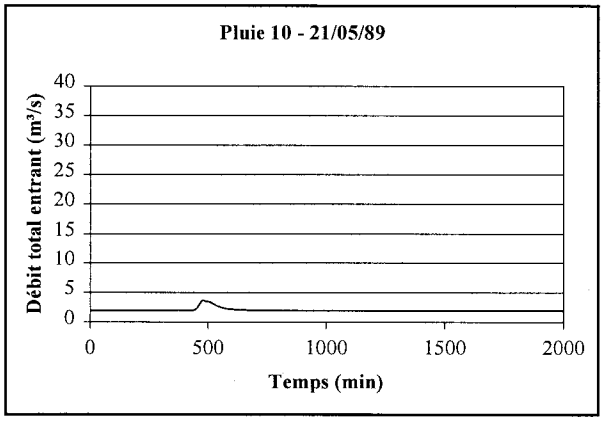

Figure I.2 : Hydrogramme de la pluie 10

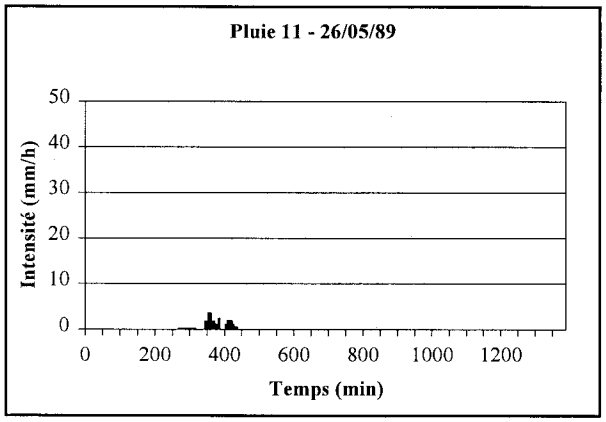

Figure I.3 : Hyétogramme de la pluie 11

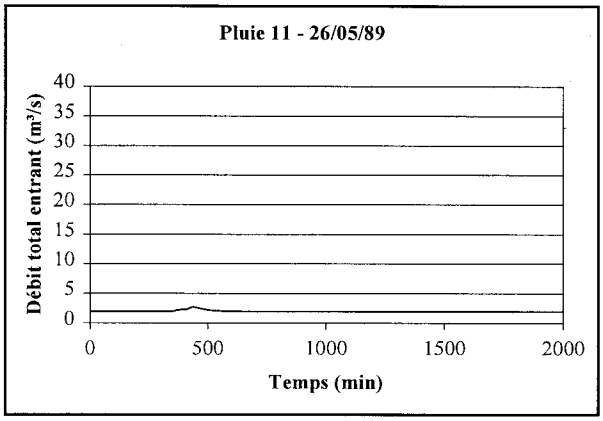

Figure I.4 : Hydrogramme de la pluie 11

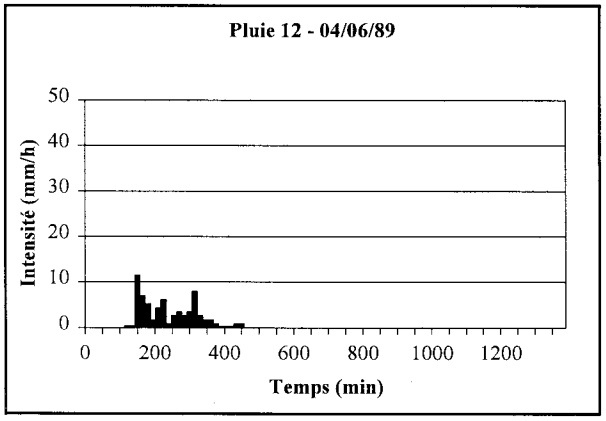

Figure I.5 : Hyétogramme de la pluie 12

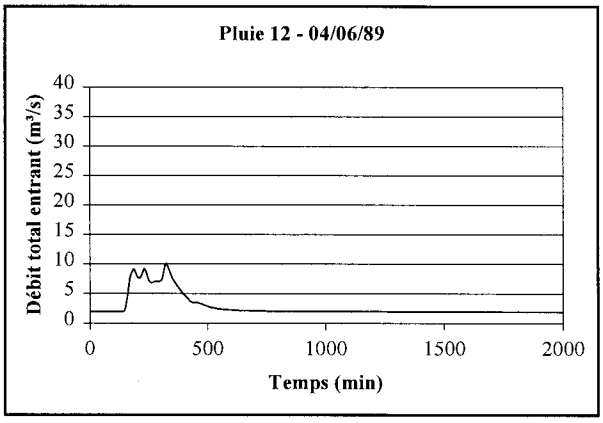

Figure I.6 : Hydrogramme de la pluie 12

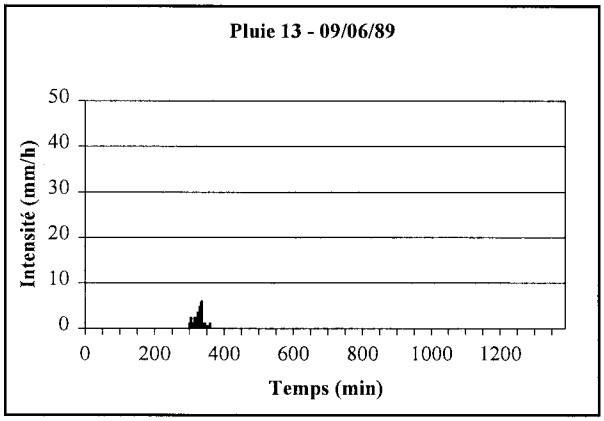

Figure I.7 : Hyétogramme de la pluie 13

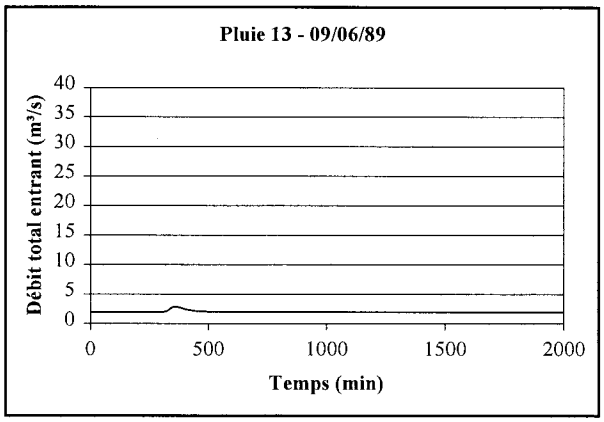

Figure I.8 : Hydrogramme de la pluie 13

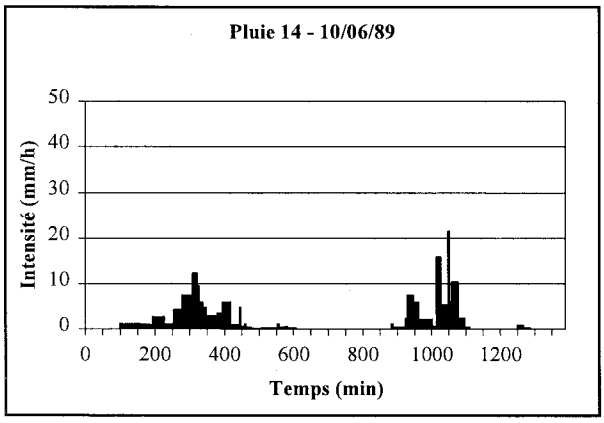

Figure I.9 : Hyétogramme de la pluie 14

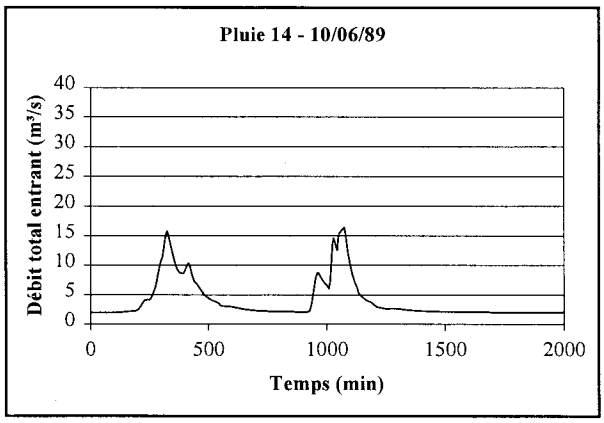

Figure I.10 : Hydrogramme de la pluie 14

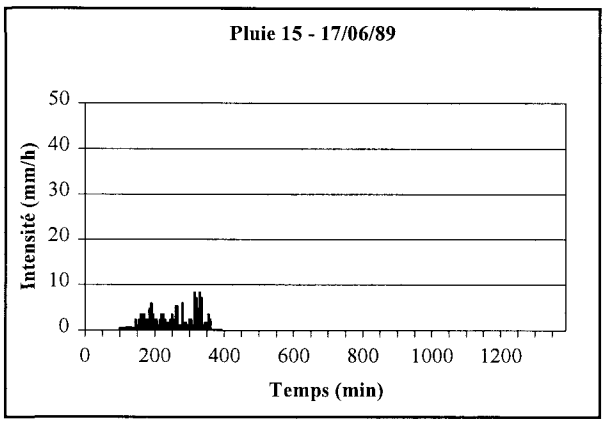

Figure I.11 : Hyétogramme de la pluie 15

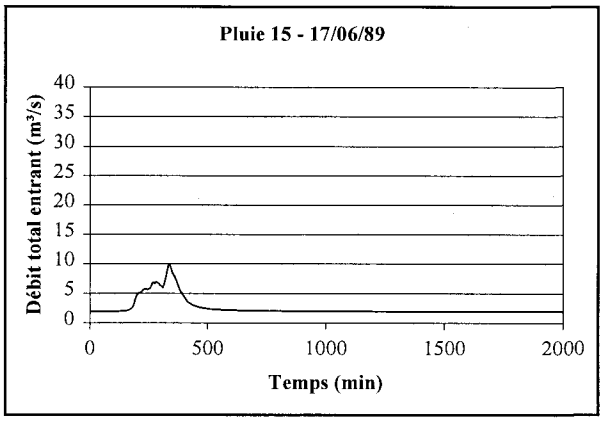

Figure I.12 : Hydrogramme de la pluie 15

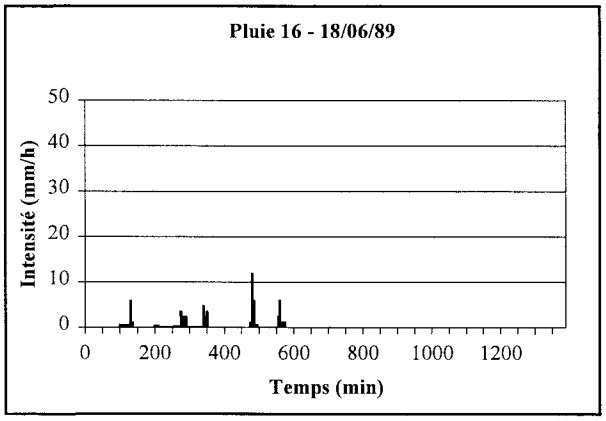

Figure I.13 : Hyétogramme de la pluie 16

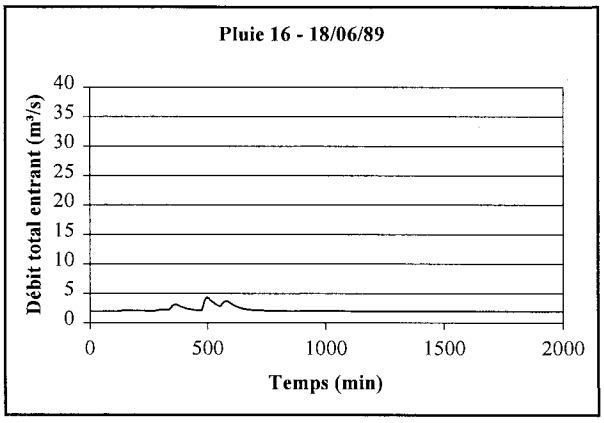

Figure I.14 : Hydrogramme de la pluie 16

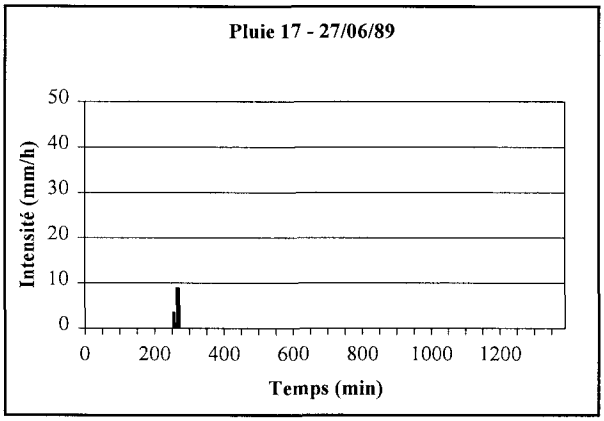

Figure I.15 : Hyétogramme de la pluie 17

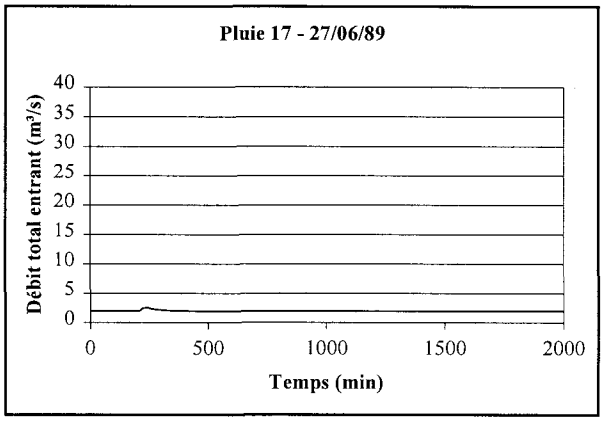

Figure I.16 : Hydrogramme de la pluie 17

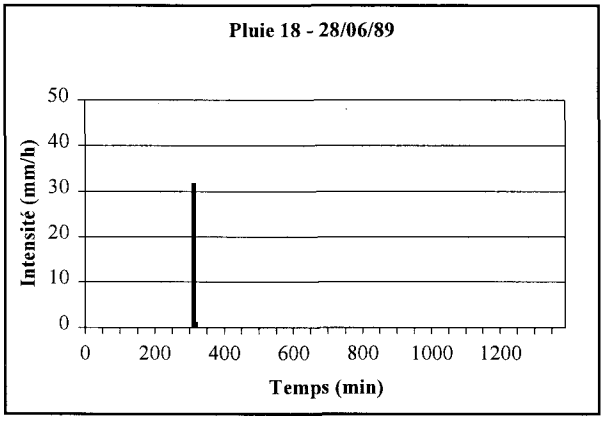

Figure I.17 : Hyétogramme de la pluie 18

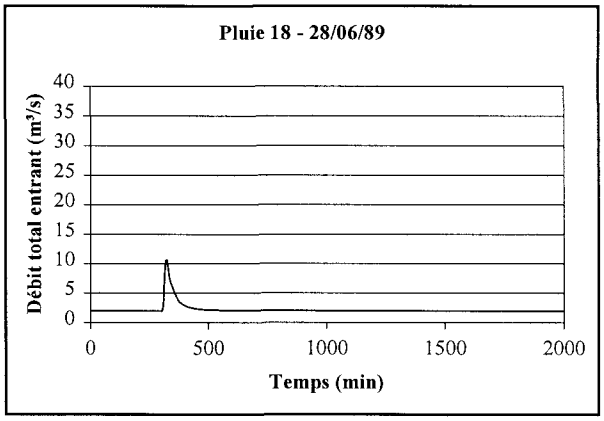

Figure I.18 : Hydrogramme de la pluie 18

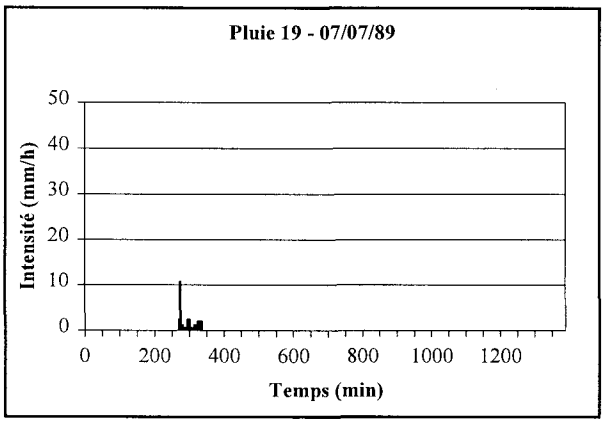

Figure I.19 : Hyétogramme de la pluie 19

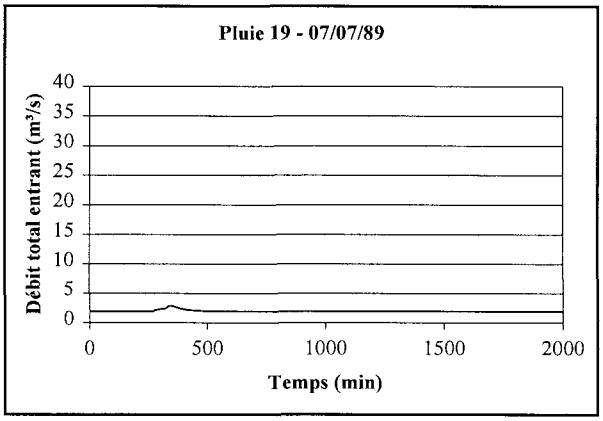

Figure I.20 : Hydrogramme de la pluie 19

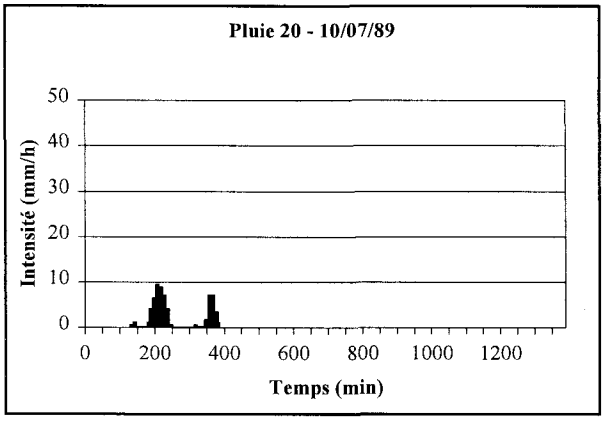

Figure I.21 : Hyétogramme de la pluie 20

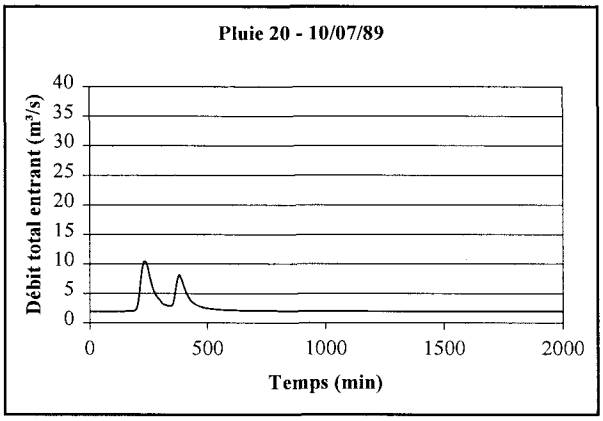

Figure I.22 : Hydrogramme de la pluie 20

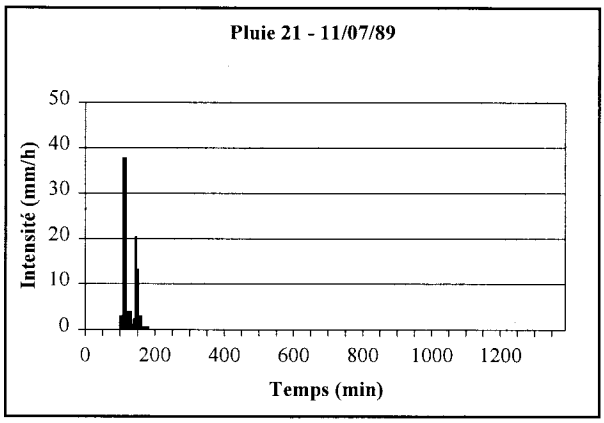

Figure I.23 : Hyétogramme de la pluie 21

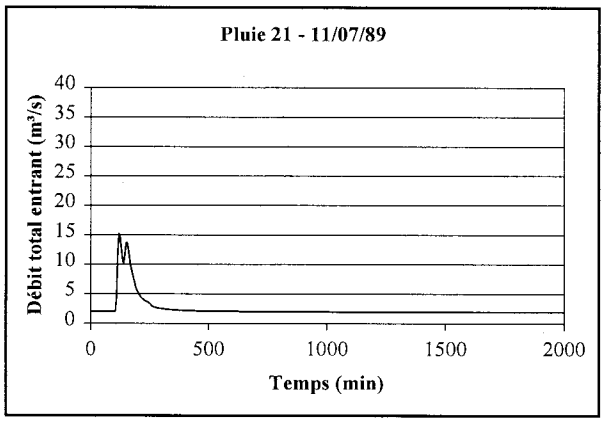

Figure I.24 : Hydrogramme de la pluie 21

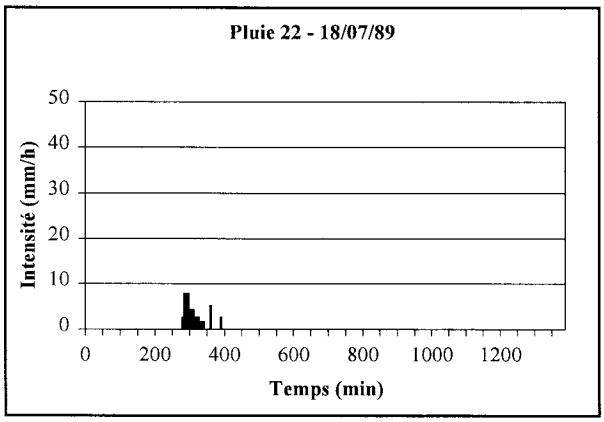

Figure I.25 : Hyétogramme de la pluie 22

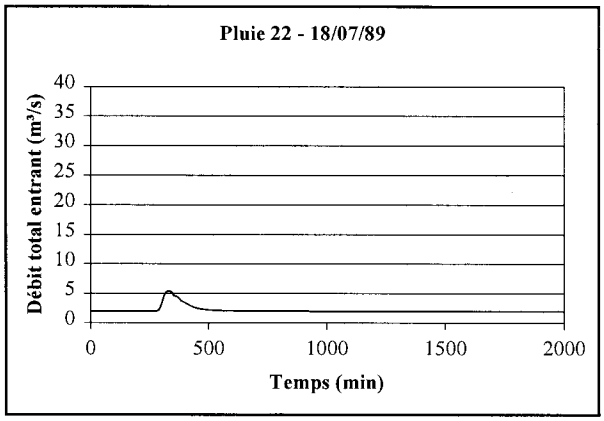

Figure I.26 : Hydrogramme de la pluie 22

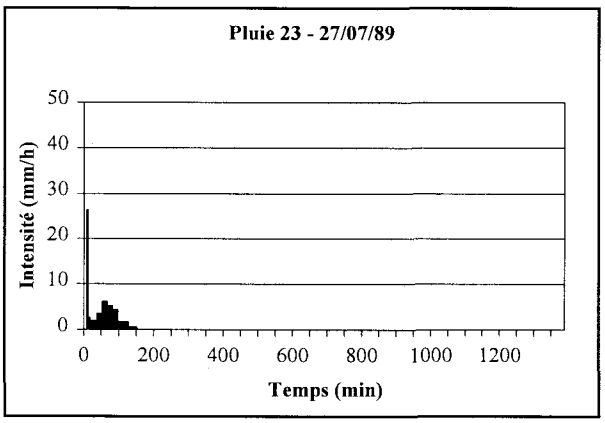

Figure I.27 : Hyétogramme de la pluie 23

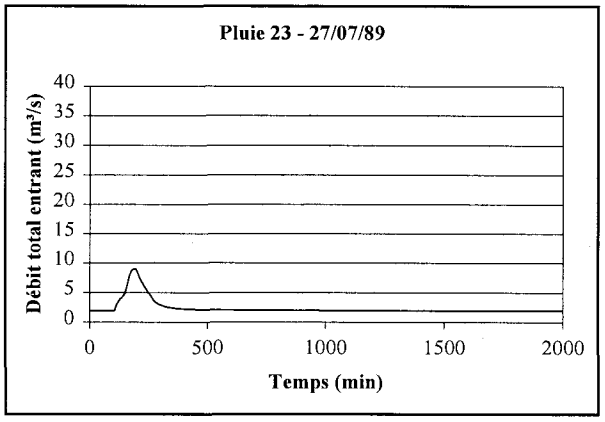

Figure I.28 : Hydrogramme de la pluie 23

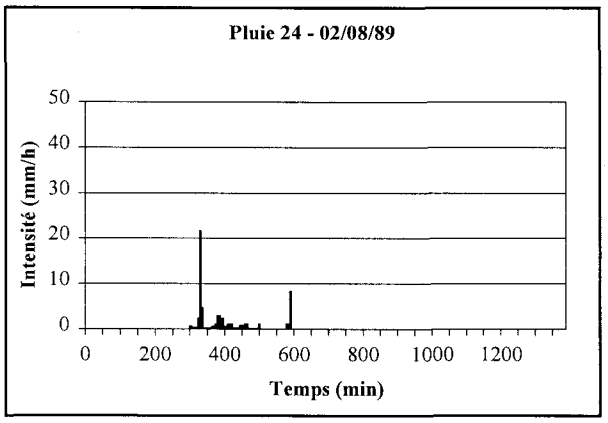

Figure I.29 : Hyétogramme de la pluie 24

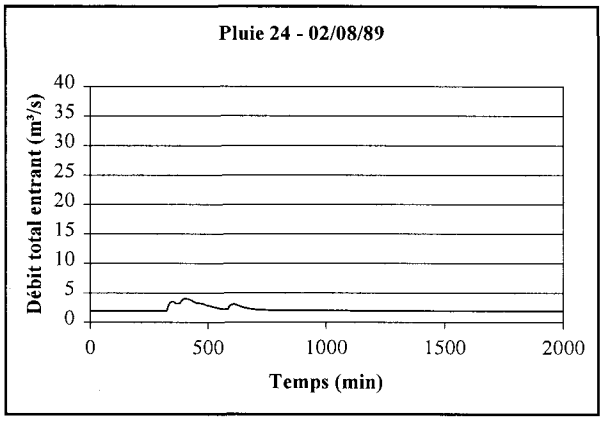

Figure I.30 : Hydrogramme de la pluie 24

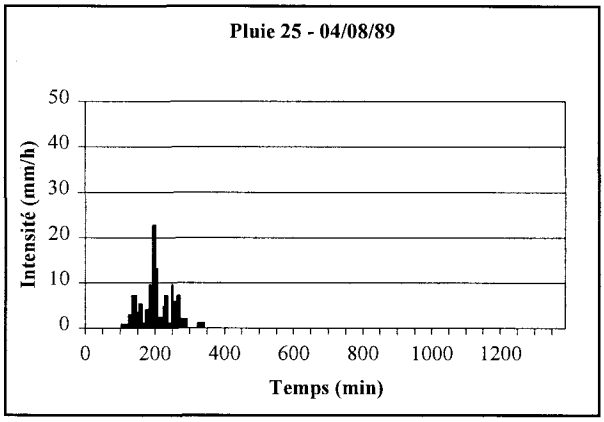

Figure I.31 : Hyétogramme de la pluie 25

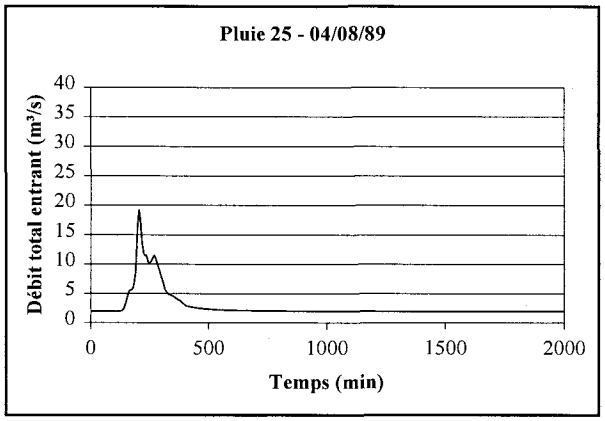

Figure I.32 : Hydrogramme de la pluie 25

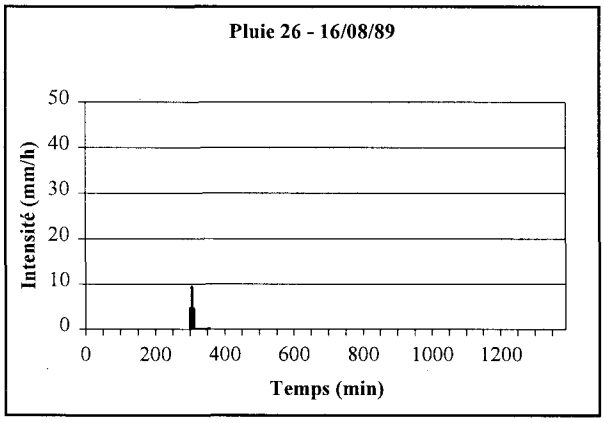

Figure I.33 : Hyétogramme de la pluie 26

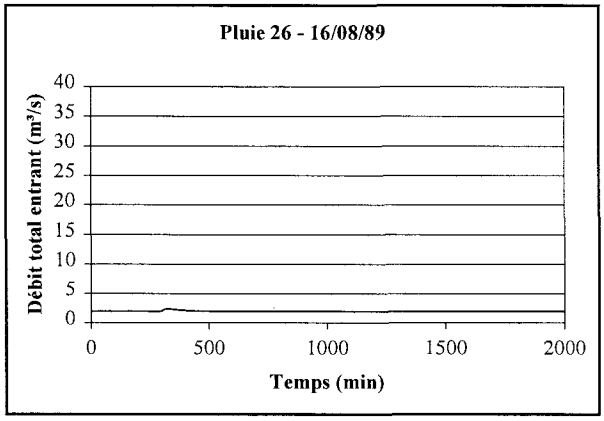

Figure I.34 : Hydrogramme de la pluie 26

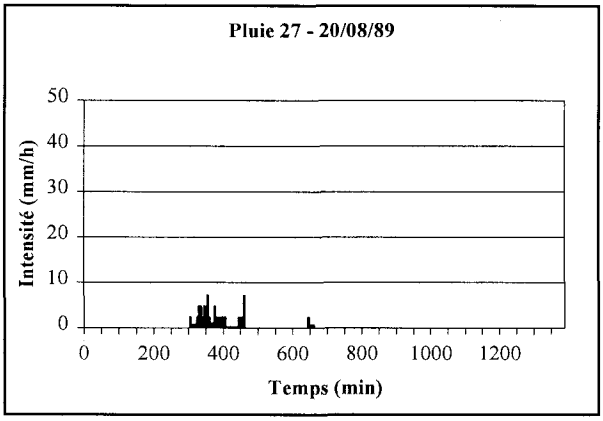

Figure I.35 : Hyétogramme de la pluie 27

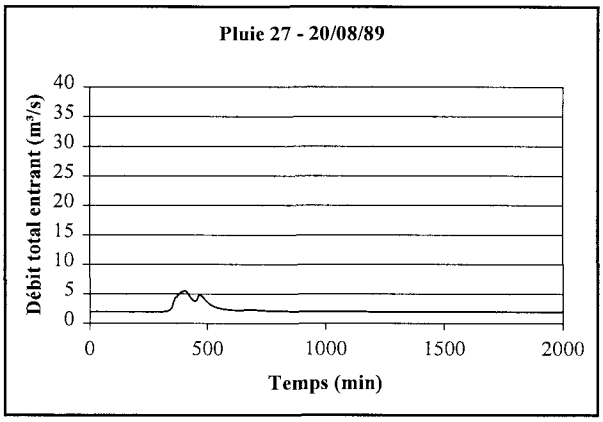

Figure I.36 : Hydrogramme de la pluie 27

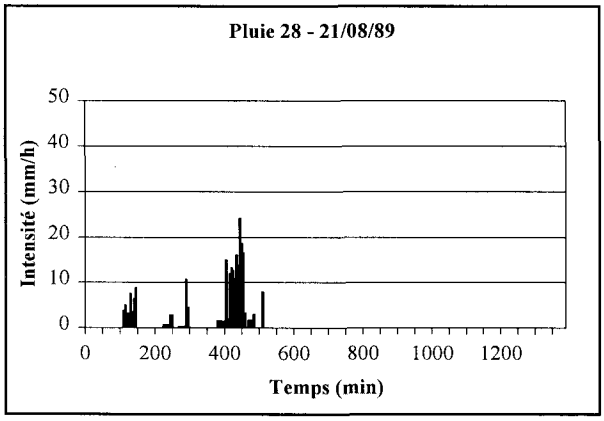

Figure I.37 : Hyétogramme de la pluie 28

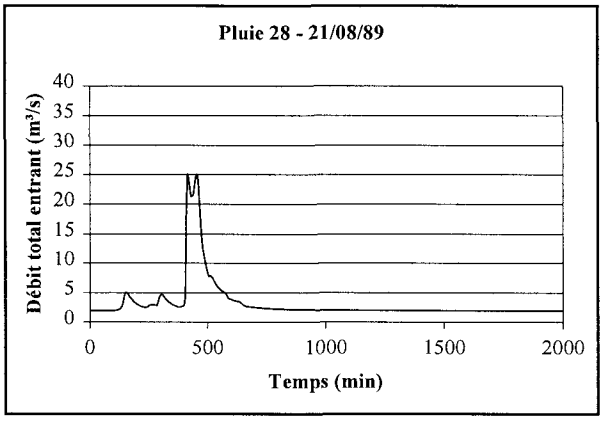

Figure I.38 : Hydrogramme de la pluie 28

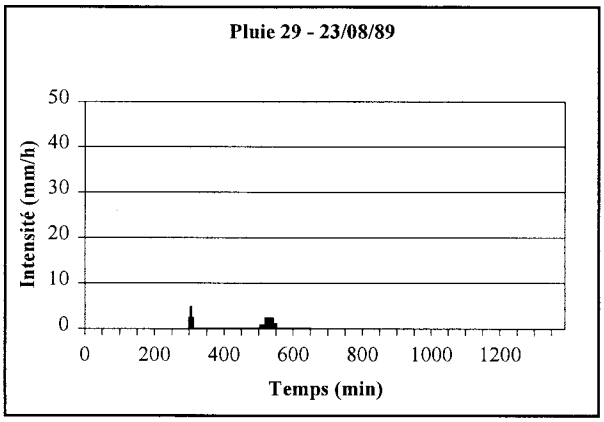

Figure I.39 : Hyétogramme de la pluie 29

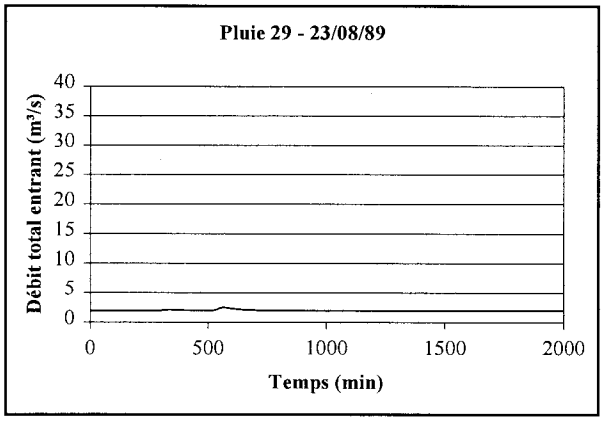

Figure I.40 : Hydrogramme de la pluie 29

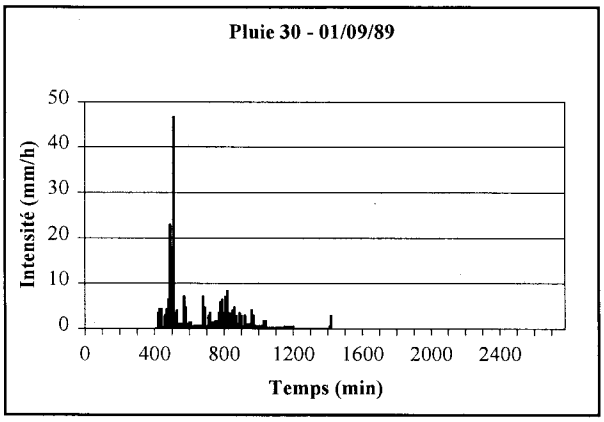

Figure I.41 : Hyétogramme de la pluie 30

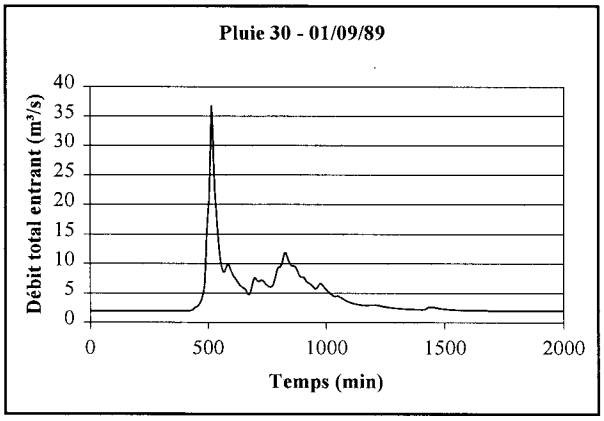

Figure I.42 : Hydrogramme de la pluie 30

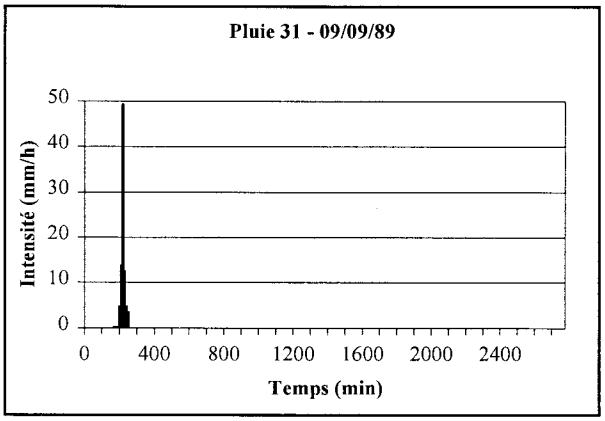

Figure I.43 : Hyétogramme de la pluie 31

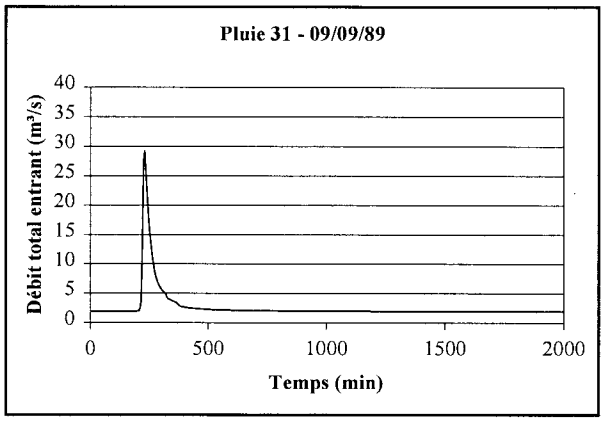

Figure I.44 : Hydrogramme de la pluie 31

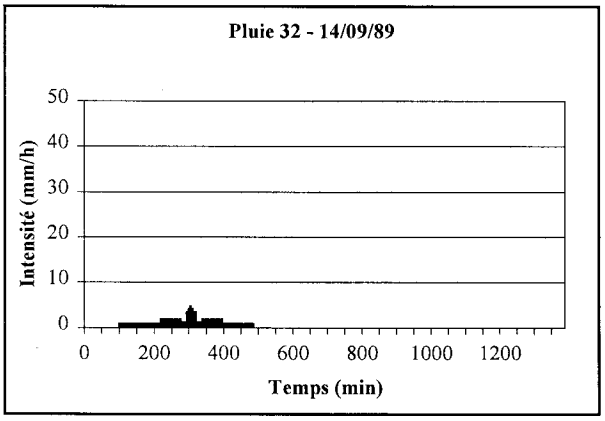

Figure I.45 : Hyétogramme de la pluie 32

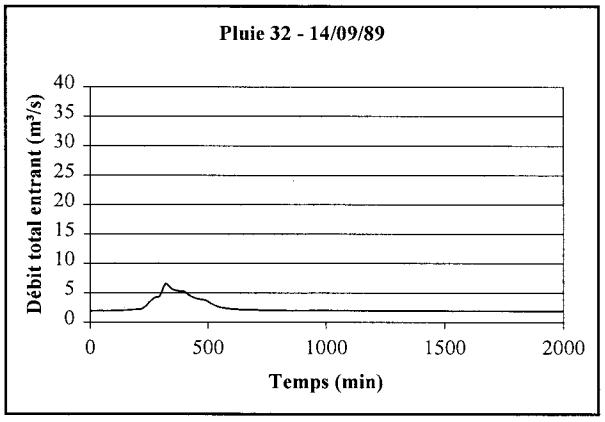

Figure I.46 : Hydrogramme de la pluie 32

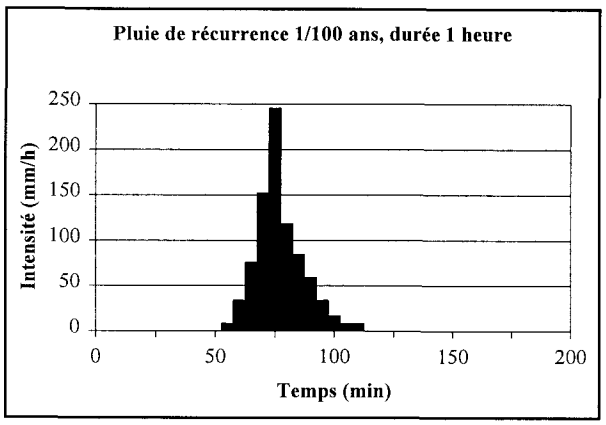

Figure I.47 : Hyétogramme de la pluie centennale

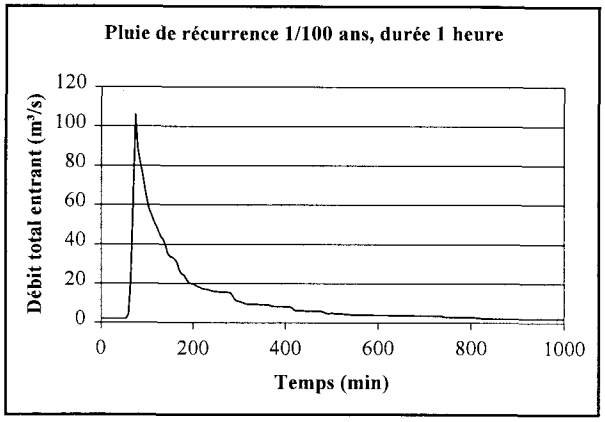

Figure I.48 : Hydrogramme de la pluie centennale

ANNEXE J : Résultats d'optimisation

J.1 Configuration actuelle des régulateurs contrôlés

Les résultats présentés dans cette section ont été obtenus lors d'optimisations pour lesquelles les régulateurs contrôlés étaient situés en amont des noeuds 2, 5, 9, 10, 11, 12 et 13 de l'intercepteur Marigot (cf. figure 4.5).

Tableau J.1 : Hauteur maximale atteinte lors de chaque événement pluvieux (m)

Pluie	h_{max}	Durée de l'horizon de contrôle		
		5 min	20 min	45 min
pluie 10	10 m	1,17	1,17	1,17
	5 m	1,17	1,17	1,17
	3 m	1,17	1,17	1,17
	diamètre	1,17	1,17	1,17
	0,85 D	1,17	1,17	1,17
pluie 11	10 m	1,05	1,05	1,05
	5 m	1,05	1,05	1,05
	3 m	1,05	1,05	1,05
	diamètre	1,05	1,05	1,05
	0,85 D	1,05	1,05	1,05
pluie 12	10 m	10,00	10,00	10,00
	5 m	5,00	5,00	5,00
	3 m	3,65	3,44	3,01
	diamètre	3,39	2,54	2,00
	0,85 D	2,76	1,87	1,70
pluie 13	10 m	1,06	1,06	1,06
	5 m	1,06	1,06	1,06
	3 m	1,06	1,06	1,06
	diamètre	1,06	1,06	1,06
	0,85 D	1,06	1,06	1,06
pluie 14	10 m	10,00	10,00	10,00
	5 m	5,11	5,00	5,00
	3 m	3,75	3,53	3,15
	diamètre	3,20	2,42	2,00
	0,85 D	2,54	1,86	1,70

Tableau J.1 : Hauteur maximale atteinte lors de chaque événement pluvieux (m) (suite)

Pluie	h_{max}	Durée de l'horizon de contrôle		
		5 min	20 min	45 min
pluie 15	10 m	7,05	7,05	7,05
	5 m	5,00	5,00	5,00
	3 m	3,66	3,42	3,00
	diamètre	2,82	2,43	2,00
	0,85 D	1,70	1,70	1,73
pluie 16	10 m	1,25	1,25	1,25
	5 m	1,25	1,25	1,25
	3 m	1,25	1,25	1,25
	diamètre	1,25	1,25	1,25
	0,85 D	1,25	1,25	1,25
pluie 17	10 m	1,00	1,00	1,00
	5 m	1,00	1,00	1,00
	3 m	1,00	1,00	1,00
	diamètre	1,00	1,00	1,00
	0,85 D	1,00	1,00	1,00
pluie 18	10 m	1,59	1,59	1,59
	5 m	1,59	1,59	1,59
	3 m	1,59	1,59	1,59
	diamètre	1,59	1,59	1,59
	0,85 D	1,59	1,59	1,59
pluie 19	10 m	1,06	1,06	1,06
	5 m	1,06	1,06	1,06
	3 m	1,06	1,06	1,06
	diamètre	1,06	1,06	1,06
	0,85 D	1,06	1,06	1,06
pluie 20	10 m	2,11	2,11	2,11
	5 m	2,11	2,11	2,11
	3 m	2,11	2,11	2,11
	diamètre	2,01	2,00	2,00
	0,85 D	1,81	1,75	1,70
pluie 21	10 m	6,91	6,91	6,91
	5 m	5,00	5,00	5,00
	3 m	3,51	3,33	3,00
	diamètre	2,42	2,02	2,00
	0,85 D	1,78	1,76	1,70

Tableau J.1 : Hauteur maximale atteinte lors de chaque événement pluvieux (m) (suite)

Pluie	h_{max}	Durée de l'horizon de contrôle		
		5 min	20 min	45 min
pluie 22	10 m	1,41	1,41	1,41
	5 m	1,41	1,41	1,41
	3 m	1,41	1,41	1,41
	diamètre	1,41	1,41	1,41
	0,85 D	1,41	1,41	1,41
pluie 23	10 m	3,38	3,38	3,38
	5 m	3,38	3,38	3,38
	3 m	3,09	3,00	3,00
	diamètre	2,40	2,33	2,00
	0,85 D	1,70	1,70	1,70
pluie 24	10 m	1,29	1,29	1,29
	5 m	1,29	1,29	1,29
	3 m	1,29	1,29	1,29
	diamètre	1,29	1,29	1,29
	0,85 D	1,29	1,29	1,29
pluie 25	10 m	10,00	10,00	10,00
	5 m	5,06	5,00	5,00
	3 m	4,17	3,57	3,10
	diamètre	2,88	2,66	2,01
	0,85 D	2,26	1,70	1,70
pluie 26	10 m	0,99	0,99	0,99
	5 m	0,99	0,99	0,99
	3 m	0,99	0,99	0,99
	diamètre	0,99	0,99	0,99
	0,85 D	0,99	0,99	0,99
pluie 27	10 m	1,54	1,54	1,54
	5 m	1,54	1,54	1,54
	3 m	1,54	1,54	1,54
	diamètre	1,54	1,54	1,54
	0,85 D	1,54	1,54	1,54
pluie 28	10 m	10,00	10,00	10,00
	5 m	5,18	5,00	5,00
	3 m	4,16	3,60	3,11
	diamètre	2,72	2,06	2,12
	0,85 D	2,10	1,83	1,70

Tableau J.1 : Hauteur maximale atteinte lors de chaque événement pluvieux (m) (suite)

Pluie	h_{max}	Durée de l'horizon de contrôle		
		5 min	20 min	45 min
pluie 29	10 m	1,02	1,02	1,02
	5 m	1,02	1,02	1,02
	3 m	1,02	1,02	1,02
	diamètre	1,02	1,02	1,02
	0,85 D	1,02	1,02	1,02
pluie 30	10 m	10,00	10,00	10,00
	5 m	5,17	5,00	5,00
	3 m	3,96	3,50	3,11
	diamètre	2,76	2,05	2,00
	0,85 D	2,60	1,88	1,70
pluie 31	10 m	10,00	10,00	10,00
	5 m	5,06	5,00	5,00
	3 m	3,89	3,57	3,08
	diamètre	2,58	2,05	2,01
	0,85 D	1,86	1,83	1,70
pluie 32	10 m	2,06	2,06	2,06
	5 m	2,06	2,06	2,06
	3 m	2,06	2,06	2,06
	diamètre	2,03	2,00	2,00
	0,85 D	1,81	1,78	1,70
pluie centennale	10 m	10,00	10,00	
	5 m	5,13	5,00	
	3 m	4,45	3,59	
	diamètre	3,23	3,02	
	0,85 D	2,89	1,84	

Tableau J.2 : Déversements totaux pour chaque événement pluvieux (m^3)

Pluie	h_{max}		Durée de l'horizon de contrôle		
			H = 5 min	H = 20 min	H = 45 min
pluie 10	10 m		229	229	229
	5 m		229	229	229
	3 m		229	229	229
	diamètre		229	229	229
	0,85 D		229	229	229
	CRL	229			
	C. statique	1 532			
pluie 11	10 m		0	0	0
	5 m		0	0	0
	3 m		0	0	0
	diamètre		0	0	0
	0,85 D		0	0	0
	CRL	0			
	C. statique	0			
pluie 12	10 m		22 321	22 320	22 278
	5 m		30 147	30 409	30 402
	3 m		37 080	36 974	37 300
	diamètre		43 077	42 265	37 839
	0,85 D		44 022	44 544	43 082
	CRL	53 408			
	C. statique	58 858			
pluie 13	10 m		11	11	11
	5 m		11	11	11
	3 m		11	11	11
	diamètre		11	11	11
	0,85 D		11	11	11
	CRL	11			
	C. statique	214			
pluie 14	10 m		91 943	91 944	91 718
	5 m		107 662	108 214	107 609
	3 m		122 566	122 023	122 124
	diamètre		137 559	134 303	124 285
	0,85 D		143 999	134 325	133 262
	CRL	151 736			
	C. statique	163 512			

NOTE : CRL = contrôle réactif local évitant les mises en charge
C. statique = contrôle statique

Tableau J.2 : Déversements totaux pour chaque événement pluvieux (m³) (suite)

Pluie	h_{max}		Durée de l'horizon de contrôle		
			H = 5 min	H = 20 min	H = 45 min
pluie 15	10 m		7 479	7 479	7 479
	5 m		11 015	11 171	11 143
	3 m		19 340	19 767	18 966
	diamètre		26 885	26 885	20 635
	0,85 D		20 493	21 016	26 272
	CRL	32 821			
	C. statique	37 683			
pluie 16	10 m		612	612	612
	5 m		612	612	612
	3 m		612	612	612
	diamètre		612	612	612
	0,85 D		612	612	612
	CRL	612			
	C. statique	4 630			
pluie 17	10 m		0	0	0
	5 m		0	0	0
	3 m		0	0	0
	diamètre		0	0	0
	0,85 D		0	0	0
	CRL	0			
	C. statique	0			
pluie 18	10 m		2 807	2 807	2 807
	5 m		2 807	2 807	2 807
	3 m		2 807	2 807	2 807
	diamètre		2 807	2 807	2 807
	0,85 D		2 807	2 807	2 807
	CRL	9 184			
	C. statique	13 056			
pluie 19	10 m		5	5	5
	5 m		5	5	5
	3 m		5	5	5
	diamètre		5	5	5
	0,85 D		5	5	5
	CRL	5			
	C. statique	156			

NOTE : CRL = contrôle réactif local évitant les mises en charge
C. statique = contrôle statique

Tableau J.2 : Déversements totaux pour chaque événement pluvieux (m³) (suite)

Pluie	h_{max}		Durée de l'horizon de contrôle		
			H = 5 min	H = 20 min	H = 45 min
pluie 20	10 m		6 726	6 726	6 726
	5 m		6 726	6 726	6 726
	3 m		6 726	6 726	6 726
	diamètre		9 390	9 359	9 631
	0,85 D		12 452	14 186	13 239
	CRL	25 202			
	C. statique	31 607			
pluie 21	10 m		9 906	9 906	9 906
	5 m		13 101	13 225	13 359
	3 m		20 947	21 428	21 037
	diamètre		26 285	24 508	25 191
	0,85 D		26 011	26 915	27 048
	CRL	35 683			
	C. statique	40 651			
pluie 22	10 m		1 166	1 166	1 166
	5 m		1 166	1 166	1 166
	3 m		1 166	1 166	1 166
	diamètre		1 166	1 166	1 166
	0,85 D		1 166	1 166	1 166
	CRL	3 592			
	C. statique	8 061			
pluie 23	10 m		5 254	5 254	5 254
	5 m		5 254	5 254	5 254
	3 m		7 013	6 872	7 031
	diamètre		13 135	13 466	12 782
	0,85 D		11 855	12 152	13 808
	CRL	21 071			
	C. statique	25 435			
pluie 24	10 m		560	560	560
	5 m		560	560	560
	3 m		560	560	560
	diamètre		560	560	560
	0,85 D		560	560	560
	CRL	704			
	C. statique	5 288			

NOTE : CRL = contrôle réactif local évitant les mises en charge
C. statique = contrôle statique

Tableau J.2 : Déversements totaux pour chaque événement pluvieux (m³) (suite)

Pluie	h_{max}		Durée de l'horizon de contrôle		
			H = 5 min	H = 20 min	H = 45 min
pluie 25	10 m		33 491	33 491	33 491
	5 m		41 336	41 602	41 668
	3 m		50 085	49 376	48 788
	diamètre		57 523	56 582	56 364
	0,85 D		56 004	51 010	51 206
	CRL	62 981			
	C. statique	68 520			
pluie 26	10 m		0	0	0
	5 m		0	0	0
	3 m		0	0	0
	diamètre		0	0	0
	0,85 D		0	0	0
	CRL	0			
	C. statique	0			
pluie 27	10 m		1 618	1 618	1 618
	5 m		1 618	1 618	1 618
	3 m		1 618	1 618	1 618
	diamètre		1 618	1 618	1 618
	0,85 D		1 618	1 618	1 618
	CRL	6 508			
	C. statique	11 767			
pluie 28	10 m		70 886	70 886	70 758
	5 m		78 810	78 967	78 751
	3 m		87 168	86 072	86 095
	diamètre		94 309	87 159	87 454
	0,85 D		96 784	90 235	91 424
	CRL	101 105			
	C. statique	111 547			
pluie 29	10 m		0	0	0
	5 m		0	0	0
	3 m		0	0	0
	diamètre		0	0	0
	0,85 D		0	0	0
	CRL	0			
	C. statique	0			

NOTE : CRL = contrôle réactif local évitant les mises en charge
C. statique = contrôle statique

Tableau J.2 : Déversements totaux pour chaque événement pluvieux (m³) (suite)

Pluie	h_{max}		Durée de l'horizon de contrôle		
			H = 5 min	H = 20 min	H = 45 min
pluie 30	10 m		132 972	132 972	132 929
	5 m		140 981	141 113	140 778
	3 m		147 952	148 069	148 588
	diamètre		153 460	144 077	144 502
	0,85 D		149 056	153 901	150 328
	CRL	176 055			
	C. statique	184 105			
pluie 31	10 m		23 368	23 368	23 367
	5 m		30 333	30 481	30 324
	3 m		38 650	39 081	39 141
	diamètre		45 321	40 953	43 103
	0,85 D		43 948	46 324	46 159
	CRL	53 913			
	C. statique	58 173			
pluie 32	10 m		2 848	2 848	2 848
	5 m		2 848	2 848	2 848
	3 m		2 848	2 848	2 848
	diamètre		5 270	5 751	5 858
	0,85 D		8 062	9 413	9 753
	CRL	16 007			
	C. statique	21 433			
pluie centennale	10 m		428 591	428 857	
	5 m		436 703	436 686	
	3 m		443 697	444 261	
	diamètre		447 737	451 900	
	0,85 D		452 174	446 905	

NOTE : CRL = contrôle réactif local évitant les mises en charge
C. statique = contrôle statique

J.2 Impact du nombre de régulateurs contrôlés

Les résultats présentés dans cette section concernent les configurations de régulateurs contrôlés suivantes (cf. figure 4.15) :

- 6 régulateurs : régulateurs contrôlés en amont des noeuds 2, 5, 9, 10, 11 et 12
- 5 régulateurs : régulateurs contrôlés en amont des noeuds 2, 5, 9, 10 et 11
- 4 régulateurs : régulateurs contrôlés en amont des noeuds 2, 5, 9 et 10
- 3 régulateurs : régulateurs contrôlés en amont des noeuds 2, 9 et 10

Tableau J.3 : Hauteur maximale atteinte lors de chaque événement pluvieux de l'été 1989 (m)

Pluie	h_{max}	**6 régulateurs**		**5 régulateurs**	
		H = 5 min	H = 20 min	H = 5 min	H = 20 min
pluie 10	10 m	1,17	1,17	1,17	1,17
	5 m	1,17	1,17	1,17	1,17
pluie 11	10 m	1,05	1,05	1,05	1,05
	5 m	1,05	1,05	1,05	1,05
pluie 12	10 m	10,00	10,00	10,00	10,00
	5 m	5,00	5,00	5,16	5,07
pluie 13	10 m	1,06	1,06	1,06	1,06
	5 m	1,06	1,06	1,06	1,06
pluie 14	10 m	10,00	10,00	10,00	10,00
	5 m	5,42	5,04	5,92	5,58
pluie 15	10 m	7,05	7,05	7,03	7,03
	5 m	5,00	5,00	5,00	5,00
pluie 16	10 m	1,25	1,25	1,25	1,25
	5 m	1,25	1,25	1,25	1,25
pluie 17	10 m	1,00	1,00	1,00	1,00
	5 m	1,00	1,00	1,00	1,00

Tableau J.3 : Hauteur maximale atteinte lors de chaque événement pluvieux de l'été 1989 (m) (suite)

Pluie	h_{max}	**6 régulateurs**		**5 régulateurs**	
		H = 5 min	H = 20 min	H = 5 min	H = 20 min
pluie 18	10 m	1,56	1,56	1,56	1,56
	5 m	1,56	1,56	1,56	1,56
pluie 19	10 m	1,06	1,06	1,06	1,06
	5 m	1,06	1,06	1,06	1,06
pluie 20	10 m	2,11	2,11	2,11	2,11
	5 m	2,11	2,11	2,11	2,11
pluie 21	10 m	6,89	6,89	6,34	6,34
	5 m	5,00	5,00	5,00	5,00
pluie 22	10 m	1,41	1,41	1,41	1,41
	5 m	1,41	1,41	1,41	1,41
pluie 23	10 m	3,38	3,38	3,38	3,38
	5 m	3,38	3,38	3,38	3,38
pluie 24	10 m	1,29	1,29	1,29	1,29
	5 m	1,29	1,29	1,29	1,29
pluie 25	10 m	10,00	10,00	10,00	10,00
	5 m	5,48	5,03	6,08	5,46
pluie 26	10 m	0,99	0,99	0,99	0,99
	5 m	0,99	0,99	0,99	0,99
pluie 27	10 m	1,54	1,54	1,54	1,54
	5 m	1,54	1,54	1,54	1,54
pluie 28	10 m	10,00	10,00	10,00	10,00
	5 m	5,48	5,11	6,09	5,34
pluie 29	10 m	1,02	1,02	1,02	1,02
	5 m	1,02	1,02	1,02	1,02

Tableau J.3 : Hauteur maximale atteinte lors de chaque événement pluvieux de l'été 1989 (m) (suite)

Pluie	h_{max}	**6 régulateurs**		**5 régulateurs**	
		H = 5 min	H = 20 min	H = 5 min	H = 20 min
pluie 30	10 m	10,00	10,00	10,00	10,00
	5 m	5,50	5,09	5,27	5,06
pluie 31	10 m	10,00	10,00	10,00	10,00
	5 m	5,13	5,01	6,12	5,75
pluie 32	10 m	2,06	2,06	2,06	2,06
	5 m	2,06	2,06	2,06	2,06
Pluie	h_{max}	**4 régulateurs**		**3 régulateurs**	
		H = 5 min	H = 20 min	H = 5 min	H = 20 min
pluie 10	10 m	1,17	1,17	1,17	1,17
	5 m	1,17	1,17	1,17	1,17
pluie 11	10 m	1,05	1,05	1,05	1,05
	5 m	1,05	1,05	1,05	1,05
pluie 12	10 m	10,00	10,00	10,00	10,00
	5 m	5,46	5,24	5,81	5,52
pluie 13	10 m	1,06	1,06	1,06	1,06
	5 m	1,06	1,06	1,06	1,06
pluie 14	10 m	10,00	10,00	15,54	13,09
	5 m	6,80	6,17	7,88	7,18
pluie 15	10 m	7,03	7,03	7,03	7,03
	5 m	5,09	5,00	5,14	5,00
pluie 16	10 m	1,25	1,25	1,25	1,25
	5 m	1,25	1,25	1,25	1,25
pluie 17	10 m	1,00	1,00	1,00	1,00
	5 m	1,00	1,00	1,00	1,00

Tableau J.3 : Hauteur maximale atteinte lors de chaque événement pluvieux de l'été 1989 (m) (suite)

Pluie	h_{max}	**4 régulateurs**		**3 régulateurs**	
		H = 5 min	H = 20 min	H = 5 min	H = 20 min
pluie 18	10 m	1,56	1,56	1,56	1,56
	5 m	1,56	1,56	1,56	1,56
pluie 19	10 m	1,06	1,06	1,06	1,06
	5 m	1,06	1,06	1,06	1,06
pluie 20	10 m	2,11	2,11	2,11	2,11
	5 m	2,11	2,11	2,11	2,11
pluie 21	10 m	6,22	6,22	6,22	6,22
	5 m	5,00	5,00	5,00	5,00
pluie 22	10 m	1,41	1,41	1,41	1,41
	5 m	1,41	1,41	1,41	1,41
pluie 23	10 m	3,38	3,38	3,38	3,38
	5 m	3,38	3,38	3,38	3,38
pluie 24	10 m	1,29	1,29	1,29	1,29
	5 m	1,29	1,29	1,29	1,29
pluie 25	10 m	10,00	10,00	10,57	10,00
	5 m	6,59	6,00	7,28	6,64
pluie 26	10 m	0,99	0,99	0,99	0,99
	5 m	0,99	0,99	0,99	0,99
pluie 27	10 m	1,54	1,54	1,54	1,54
	5 m	1,54	1,54	1,54	1,54
pluie 28	10 m	10,00	10,00	12,04	10,10
	5 m	6,89	6,38	7,75	7,53
pluie 29	10 m	1,02	1,02	1,02	1,02
	5 m	1,02	1,02	1,02	1,02

Tableau J.3 : Hauteur maximale atteinte lors de chaque événement pluvieux de l'été 1989 (m) (suite)

Pluie	h_{max}	**4 régulateurs**		**3 régulateurs**	
		H = 5 min	H = 20 min	H = 5 min	H = 20 min
pluie 30	10 m	10,00	10,00	15,67	15,32
	5 m	6,85	6,31	7,77	7,34
pluie 31	10 m	10,00	10,00	10,00	10,00
	5 m	5,42	5,09	5,56	5,26
pluie 32	10 m	2,06	2,06	2,06	2,06
	5 m	2,06	2,06	2,06	2,06

Tableau J.4 : Déversements totaux pour chaque événement pluvieux de l'été 1989 (m^3)

Pluie	h_{max}	**6 régulateurs**		**5 régulateurs**	
		H = 5 min	H = 20 min	H = 5 min	H = 20 min
pluie 10	10 m	229	229	229	229
	5 m	229	229	229	229
pluie 11	10 m	0	0	0	0
	5 m	0	0	0	0
pluie 12	10 m	22 321	22 321	22 297	22 297
	5 m	29 274	30 375	30 298	30 328
pluie 13	10 m	11	11	11	11
	5 m	11	11	11	11
pluie 14	10 m	91 944	91 944	91 969	91 969
	5 m	107 787	108 041	108 104	108 170
pluie 15	10 m	7 479	7 479	7 538	7 538
	5 m	11 042	11 171	11 232	11 293
pluie 16	10 m	612	612	612	612
	5 m	612	612	612	612
pluie 17	10 m	0	0	0	0
	5 m	0	0	0	0
pluie 18	10 m	2 807	2 807	2 980	2 980
	5 m	2 807	2 807	2 980	2 980
pluie 19	10 m	5	5	5	5
	5 m	5	5	5	5
pluie 20	10 m	6 726	6 726	6 959	6 959
	5 m	6 726	6 726	6 959	6 959
pluie 21	10 m	10 036	10 036	11 306	11 306
	5 m	13 209	13 287	13 541	13 592
pluie 22	10 m	1 166	1 166	1 166	1 166
	5 m	1 166	1 166	1 166	1 166

Tableau J.4 : Déversements totaux pour chaque événement pluvieux de l'été 1989 (m³) (suite)

Pluie	h_{max}	**6 régulateurs**		**5 régulateurs**	
		H = 5 min	H = 20 min	H = 5 min	H = 20 min
pluie 23	10 m	5 254	5 254	5 268	5 268
	5 m	5 254	5 254	5 268	5 268
pluie 24	10 m	560	560	560	560
	5 m	560	560	560	560
pluie 25	10 m	33 514	33 514	33 627	33 627
	5 m	41 548	41 552	41 826	41 761
pluie 26	10 m	0	0	0	0
	5 m	0	0	0	0
pluie 27	10 m	1 618	1 618	1 618	1 618
	5 m	1 618	1 618	1 618	1 618
pluie 28	10 m	71 019	71 019	71 240	71 240
	5 m	78 958	79 051	79 318	79 322
pluie 29	10 m	0	0	0	0
	5 m	0	0	0	0
pluie 30	10 m	133 080	133 080	133 327	133 328
	5 m	141 111	141 110	141 393	141 403
pluie 31	10 m	23 665	23 665	24 122	24 122
	5 m	30 654	30 857	31 060	31 197
pluie 32	10 m	2 848	2 848	2 848	2 848
	5 m	2 848	2 848	2 848	2 848

Tableau J.4 : Déversements totaux pour chaque événement pluvieux de l'été 1989 (m^3) (suite)

Pluie	h_{max}	**4 régulateurs**		**3 régulateurs**	
		H = 5 min	H = 20 min	H = 5 min	H = 20 min
pluie 10	10 m	229	229	229	229
	5 m	229	229	229	229
pluie 11	10 m	0	0	0	0
	5 m	0	0	0	0
pluie 12	10 m	22 298	22 297	22 298	22 297
	5 m	30 351	29 358	30 564	30 435
pluie 13	10 m	11	11	11	11
	5 m	11	11	11	11
pluie 14	10 m	91 968	91 969	91 969	91 969
	5 m	108 533	108 449	107 350	108 106
pluie 15	10 m	7 538	7 538	7 538	7 538
	5 m	11 494	11 393	11 440	11 319
pluie 16	10 m	612	612	612	612
	5 m	612	612	612	612
pluie 17	10 m	0	0	0	0
	5 m	0	0	0	0
pluie 18	10 m	2 980	2 980	2 980	2 980
	5 m	2 980	2 980	2 980	2 980
pluie 19	10 m	5	5	5	5
	5 m	5	5	5	5
pluie 20	10 m	6 959	6 959	6 959	6 959
	5 m	6 959	6 959	6 959	6 959
pluie 21	10 m	11 554	11 554	11 554	11 554
	5 m	13 665	13 683	13 612	13 634
pluie 22	10 m	1 166	1 166	1 166	1 166
	5 m	1 166	1 166	1 166	1 166

Tableau J.4 : Déversements totaux pour chaque événement pluvieux de l'été 1989 (m³) (suite)

Pluie	h_{max}	**4 régulateurs**		**3 régulateurs**	
		H = 5 min	H = 20 min	H = 5 min	H = 20 min
pluie 23	10 m	5 268	5 268	5 268	5 268
	5 m	5 268	5 268	5 268	5 268
pluie 24	10 m	560	560	560	560
	5 m	560	560	560	560
pluie 25	10 m	33 638	33 638	33 638	33 638
	5 m	42 022	41 951	41 592	41 901
pluie 26	10 m	0	0	0	0
	5 m	0	0	0	0
pluie 27	10 m	1 618	1 618	1 618	1 618
	5 m	1 618	1 618	1 618	1 618
pluie 28	10 m	71 338	71 338	71 089	71 090
	5 m	79 674	79 647	78 583	78 713
pluie 29	10 m	0	0	0	0
	5 m	0	0	0	0
pluie 30	10 m	133 392	133 395	133 420	133 426
	5 m	141 488	141 525	141 551	141 622
pluie 31	10 m	24 294	24 294	24 321	24 321
	5 m	31 279	31 446	31 133	31 382
pluie 32	10 m	2 848	2 848	2 848	2 848
	5 m	2 848	2 848	2 848	2 848

J.3 Impact de la position des régulateurs contrôlés

Les résultats présentés dans cette section concernent les configurations de régulateurs contrôlés suivantes :

- aval : régulateurs contrôlés en amont des noeuds 10, 11, 12, 13, 14, 15 et 16 (cf. figure 4.16)
- 5 sélectionnés : régulateurs contrôlés en amont des noeuds 10, 11, 12, 15 et 16 (cf. tableau 4.12)

Tableau J.5 : Hauteur maximale atteinte lors de chaque événement pluvieux (m)

Pluie	h_{max}	Configuration aval		Configuration 5 sélectionnés	
		H = 5 min	H = 20 min	H = 5 min	H = 20 min
pluie 10	10 m	1,17	1,17	1,17	1,17
	5 m	1,17	1,17	1,17	1,17
pluie 11	10 m	1,05	1,05	1,05	1,05
	5 m	1,05	1,05	1,05	1,05
pluie 12	10 m	10,00	10,00	10,00	10,00
	5 m	5,00	5,00	5,00	5,00
pluie 13	10 m	1,06	1,06	1,06	1,06
	5 m	1,06	1,06	1,06	1,06
pluie 14	10 m	10,00	10,00	10,00	10,00
	5 m	5,00	5,00	5,00	5,00
pluie 15	10 m	6,26	6,26	5,60	5,60
	5 m	5,00	5,00	5,00	5,00
pluie 16	10 m	1,25	1,25	1,25	1,25
	5 m	1,25	1,25	1,25	1,25
pluie 17	10 m	1,00	1,00	1,00	1,00
	5 m	1,00	1,00	1,00	1,00
pluie 18	10 m	1,48	1,48	1,46	1,46
	5 m	1,48	1,48	1,46	1,46

Tableau J.5 : Hauteur maximale atteinte lors de chaque événement pluvieux (m) (suite)

Pluie	h_{max}	Configuration aval		Configuration 5 sélectionnés	
		H = 5 min	H = 20 min	H = 5 min	H = 20 min
pluie 19	10 m	1,06	1,06	1,06	1,06
	5 m	1,06	1,06	1,06	1,06
pluie 20	10 m	1,96	1,96	1,82	1,82
	5 m	1,96	1,96	1,82	1,82
pluie 21	10 m	4,16	4,16	3,63	3,63
	5 m	4,16	4,16	3,63	3,63
pluie 22	10 m	1,39	1,39	1,39	1,39
	5 m	1,39	1,39	1,39	1,39
pluie 23	10 m	3,05	3,05	2,83	2,83
	5 m	3,05	3,05	2,83	2,83
pluie 24	10 m	1,29	1,29	1,28	1,28
	5 m	1,29	1,29	1,28	1,28
pluie 25	10 m	10,00	10,00	10,00	10,00
	5 m	5,00	5,00	5,00	5,00
pluie 26	10 m	0,99	0,99	0,99	0,99
	5 m	0,99	0,99	0,99	0,99
pluie 27	10 m	1,52	1,52	1,51	1,51
	5 m	1,52	1,52	1,51	1,51
pluie 28	10 m	10,00	10,00	10,00	10,00
	5 m	5,00	5,00	5,00	5,00
pluie 29	10 m	1,02	1,02	1,02	1,02
	5 m	1,02	1,02	1,02	1,02
pluie 30	10 m	10,00	10,00	10,00	10,00
	5 m	5,00	5,00	5,00	5,00
pluie 31	10 m	7,60	7,60	5,38	5,38
	5 m	5,00	5,00	5,00	5,00
pluie 32	10 m	2,03	2,03	2,01	2,01
	5 m	2,03	2,03	2,01	2,01

Tableau J.6 : Déversements totaux pour chaque événement pluvieux (m³)

Pluie	h_{max}	Configuration aval		Configuration 5 sélectionnés	
		H = 5 min	H = 20 min	H = 5 min	H = 20 min
pluie 10	10 m	14	14	118	118
	5 m	14	14	118	118
pluie 11	10 m	0	0	0	0
	5 m	0	0	0	0
pluie 12	10 m	20 210	20 210	20 837	20 837
	5 m	27 288	27 600	28 012	28 305
pluie 13	10 m	0	0	7	7
	5 m	0	0	7	7
pluie 14	10 m	87 783	87 783	88 978	88 979
	5 m	102 373	102 946	103 710	104 206
pluie 15	10 m	7 849	7 849	9 709	9 709
	5 m	9 688	9 941	10 571	10 569
pluie 16	10 m	147	147	384	384
	5 m	147	147	384	384
pluie 17	10 m	0	0	0	0
	5 m	0	0	0	0
pluie 18	10 m	3 001	3 001	3 816	3 816
	5 m	3 001	3 001	3 816	3 816
pluie 19	10 m	0	0	3	3
	5 m	0	0	3	3
pluie 20	10 m	7 100	7 100	8 775	8 775
	5 m	7 100	7 100	8 775	8 775
pluie 21	10 m	14 635	14 635	17 119	17 119
	5 m	14 635	14 635	17 119	17 119
pluie 22	10 m	679	679	1 103	1 103
	5 m	679	679	1 103	1 103

Tableau J.6 : Déversements totaux pour chaque événement pluvieux (m³) (suite)

Pluie	h_{max}	Configuration aval		Configuration 5 sélectionnés	
		H = 5 min	H = 20 min	H = 5 min	H = 20 min
pluie 23	10 m	5 560	5 560	6 849	6 849
	5 m	5 560	5 560	6 849	6 849
pluie 24	10 m	49	49	275	275
	5 m	49	49	275	275
pluie 25	10 m	31 261	31 261	38 957	31 548
	5 m	38 504	38 842	38 957	39 177
pluie 26	10 m	0	0	0	0
	5 m	0	0	0	0
pluie 27	10 m	926	926	1 508	1 508
	5 m	926	926	1 508	1 508
pluie 28	10 m	69 344	69 344	69 712	69 096
	5 m	76 629	76 938	77 195	77 392
pluie 29	10 m	0	0	0	0
	5 m	0	0	0	0
pluie 30	10 m	130 933	130 932	131 188	131 189
	5 m	138 238	138 436	138 574	138 747
pluie 31	10 m	23 889	23 889	28 068	28 068
	5 m	28 147	28 212	28 724	28 539
pluie 32	10 m	1 856	1 856	2 834	2 834
	5 m	1 856	1 856	2 834	2 834

J.4 Maximisation du débit à l'aval

Les résultats présentés dans cette section ont été obtenus en maximisant le débit à l'aval de l'intercepteur Marigot plutôt qu'en minimisant directement les volumes déversés. Ces résultats ont été obtenus en contrôlant dynamiquement les régulateurs situés en amont des noeuds 2, 5, 9, 10, 11, 12 et 13 de l'intercepteur Marigot (cf. figure 4.5), en imposant une hauteur maximale de 5 m et en considérant un horizon de contrôle de 5 minutes.

Tableau J.7 : Hauteur maximale atteinte et volume déversé lors de chaque événement pluvieux

No de la pluie	Hauteur maximale atteinte (m)	Volume déversé (m^3)
pluie 10	1,17	229
pluie 11	1,05	0
pluie 12	5,00	31 097
pluie 13	1,06	11
pluie 14	5,00	108 635
pluie 15	5,00	12 016
pluie 16	1,25	612
pluie 17	1,00	0
pluie 18	1,56	2 807
pluie 19	1,06	5
pluie 20	2,11	6 726
pluie 21	5,00	13 517
pluie 22	1,41	1 166
pluie 23	3,38	5 254
pluie 24	1,29	560
pluie 25	5,00	42 160
pluie 26	0,99	0
pluie 27	1,54	1 618

Tableau J.7 : Hauteur maximale atteinte et volume déversé lors de chaque événement pluvieux (suite)

No de la pluie	Hauteur maximale atteinte (m)	Volume déversé (m^3)
pluie 28	5,00	79 233
pluie 29	1,02	0
pluie 30	5,00	141 466
pluie 31	5,00	31 146
pluie 32	2,06	2 848

J.5 Contrôle réactif local

Les résultats présentés dans cette section ont été obtenus en appliquant la stratégie de contrôle réactif local décrite à la section 4.5 (cf. Chapitre 4) et en considérant les configurations de régulateurs contrôlés suivantes :

- actuelle : régulateurs contrôlés en amont des noeuds 2, 5, 9, 10, 11, 12 et 13 (cf. figure 4.16)
- 5 sélectionnés : régulateurs contrôlés en amont des noeuds 10, 11, 12, 15 et 16 (cf. tableau 4.12)

Tableau J.8 : Hauteur maximale atteinte lors de chaque événement pluvieux (m)

No de la pluie	h_{max}	Configuration actuelle	Configuration 5 sélectionnés
pluie 10	5 m	1,17	1,17
	diamètre	1,17	-
pluie 11	5 m	1,05	1,05
	diamètre	1,05	-
pluie 12	5 m	4,71	4,86
	diamètre	1,59	-
pluie 13	5 m	1,06	1,06
	diamètre	1,06	-
pluie 14	5 m	4,76	4,83
	diamètre	1,59	-
pluie 15	5 m	4,67	4,69
	diamètre	1,56	-
pluie 16	5 m	1,25	1,25
	diamètre	1,25	-
pluie 17	5 m	1,00	1,00
	diamètre	1,00	-

Tableau J.8 : Hauteur maximale atteinte lors de chaque événement pluvieux (m) (suite)

No de la pluie	h_{max}	Configuration actuelle	Configuration 5 sélectionnés
pluie 18	5 m	1,52	1,46
	diamètre	1,49	-
pluie 19	5 m	1,06	1,06
	diamètre	1,06	-
pluie 20	5 m	2,04	1,82
	diamètre	1,56	-
pluie 21	5 m	4,17	3,63
	diamètre	1,54	-
pluie 22	5 m	1,41	1,39
	diamètre	1,41	-
pluie 23	5 m	3,23	2,83
	diamètre	1,56	-
pluie 24	5 m	1,29	1,28
	diamètre	1,29	-
pluie 25	5 m	4,84	4,81
	diamètre	1,59	-
pluie 26	5 m	0,99	0,99
	diamètre	0,99	-
pluie 27	5 m	1,54	1,51
	diamètre	1,51	-
pluie 28	5 m	4,76	4,90
	diamètre	1,57	-
pluie 29	5 m	1,02	1,02
	diamètre	1,02	-

Tableau J.8 : Hauteur maximale atteinte lors de chaque événement pluvieux (m) (suite)

No de la pluie	h_{max}	Configuration actuelle	Configuration 5 sélectionnés
pluie 30	5 m	4,74	4,80
	diamètre	1,60	-
pluie 31	5 m	4,56	4,74
	diamètre	1,56	-
pluie 32	5 m	2,06	2,01
	diamètre	1,60	-

Tableau J.9 : Déversements totaux pour chaque événement pluvieux (m³)

No de la pluie	h_{max}	Configuration actuelle	Configuration 5 sélectionnés
pluie 10	5 m	229	118
	diamètre	229	-
pluie 11	5 m	0	0
	diamètre	0	-
pluie 12	5 m	31 214	29 117
	diamètre	43 582	-
pluie 13	5 m	11	7
	diamètre	11	-
pluie 14	5 m	109 800	105 717
	diamètre	135 953	-
pluie 15	5 m	12 051	11 347
	diamètre	24 690	-
pluie 16	5 m	612	384
	diamètre	612	-
pluie 17	5 m	0	0
	diamètre	0	-
pluie 18	5 m	3 851	3 816
	diamètre	3 851	-
pluie 19	5 m	5	3
	diamètre	5	-
pluie 20	5 m	7 951	8 775
	diamètre	15 036	-
pluie 21	5 m	16 561	17 119
	diamètre	29 871	-
pluie 22	5 m	1 166	1 103
	diamètre	1 166	-

Tableau J.9 : Déversements totaux pour chaque événement pluvieux (m^3) (suite)

No de la pluie	h_{max}	Configuration actuelle	Configuration 5 sélectionnés
pluie 23	5 m	5 456	6 849
	diamètre	14 893	-
pluie 24	5 m	560	275
	diamètre	560	-
pluie 25	5 m	42 584	39 846
	diamètre	56 381	-
pluie 26	5 m	0	0
	diamètre	0	-
pluie 27	5 m	1 618	1 508
	diamètre	1 618	-
pluie 28	5 m	80 778	78 147
	diamètre	95 892	-
pluie 29	5 m	0	0
	diamètre	0	-
pluie 30	5 m	143 050	139 612
	diamètre	156 225	-
pluie 31	5 m	33 378	29 304
	diamètre	47 792	-
pluie 32	5 m	2 848	2 834
	diamètre	7 373	-

ANNEXE K : Évaluation du temps de réaction de l'intercepteur Marigot lorsqu'en charge

Afin d'évaluer le temps requis par un système tel que celui de l'intercepteur Marigot pour atteindre l'équilibre lorsque soumis à un gradient de hauteur piézométrique, un système simplifié a été modélisé. Ce système est composé de deux puits reliés par une conduite, tel qu'illustré à la figure K.1.

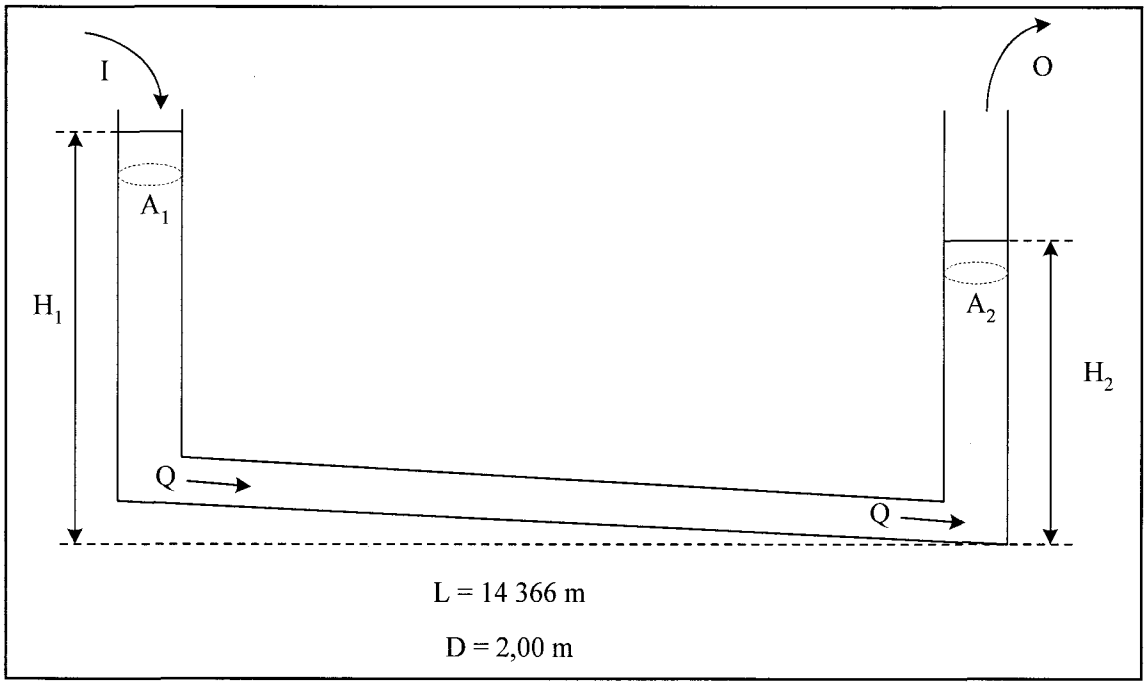

Figure K.1 : Représentation schématique du système modélisé

La variation dans le temps de la différence de hauteur piézométrique entre l'amont et l'aval, *H*, est déterminée en combinant l'équation du débit dans une conduite en charge avec celle exprimant la conservation des volumes du système. On considère qu'un débit constant *I* est introduit à l'amont et qu'un débit constant *O* est retiré à l'aval par pompage.

Les pertes de charge à considérer sont d'abord les pertes de charge linéaires, ΔH_L :

$$Q = \frac{\pi D^2}{4}\frac{1}{n}\left(\frac{D}{4}\right)^{2/3}\frac{\Delta H_L^{\ 1/2}}{L^{1/2}}$$
$$\Delta H_L = \frac{4^{10/3}Ln^2}{\pi^2 D^{16/3}}Q^2 \tag{K.1}$$

avec Q = débit circulant dans la conduite, n = coefficient de Manning de la conduite, D = diamètre de la conduite et L = longueur de la conduite. On considère ensuite les pertes de charge à l'entrée de la conduite, ΔH_e :

$$\Delta H_e = \frac{1}{4g}\left(\frac{4Q}{\pi D^2}\right)^2 = \frac{4}{g\pi^2 D^4}Q^2 \tag{K.2}$$

et enfin les pertes de charge à la sortie, ΔH_s :

$$\Delta H_s = \frac{1}{2g}\left(\frac{4Q}{\pi D^2}\right)^2 = \frac{8}{g\pi^2 D^4}Q^2 \tag{K.3}$$

En combinant les trois équations précédentes on obtient la perte de charge totale, H, qui représente également la différence entre H_1 et H_2 :

$$H = H_1 - H_2 = \Delta H_L + \Delta H_e + \Delta H_s = \left(\frac{4^{10/3}Ln^2}{\pi^2 D^{16/3}} + \frac{12}{g\pi^2 D^4}\right)Q^2 = KQ^2 \tag{K.4}$$

La conservation des volumes dans le système s'exprime ainsi :

$$A_1 H_1 + A_2 H_2 + (-I + O)t = cste \tag{K.5}$$

En dérivant on obtient :

$$A_1\frac{dH_1}{dt} + A_2\frac{dH_2}{dt} + O - I = 0 \tag{K.6}$$

Puis si on isole dH_2 :

$$dH_2 = \frac{(I - O)dt - A_1 dH_1}{A_2} \tag{K.7}$$

Sachant que :

$$H = H_1 - H_2 \tag{K.8}$$

On a également :

$$dH = dH_1 - dH_2 \tag{K.9}$$

En remplaçant (K.7) dans (K.9) :

$$dH = dH_1 + \frac{(O - I)dt + A_1 dH_1}{A_2} \tag{K.10}$$

Puis si on isole dH_1 :

$$dH_1 = \frac{A_2 dH + (I - O)dt}{A_2 + A_1} \tag{K.11}$$

De (K.4) on avait :

$$Q = \sqrt{\frac{H}{K}} \tag{K.12}$$

En multipliant par la différentielle dt on obtient :

$$Q\ dt = \sqrt{\frac{H}{K}}\ dt \tag{K.13}$$

De par la conservation des volumes dans le puits amont et en utilisant (K.11) on a :

$$Q\ dt = I\ dt - A_1\ dH_1 = I\ dt - \frac{A_1}{A_2 + A_1}\left(A_2\ dH + (I - O)\ dt\right) \tag{K.14}$$

En égalant (K.13) et (K.14) on obtient :

$$\sqrt{\frac{H}{K}}\ dt = I\ dt - \frac{A_1}{A_2 + A_1}\left[A_2\ dH + (I - O)\ dt\right] \tag{K.15}$$

Ce qui donne finalement en réarrangeant les termes :

$$\frac{dH}{dt} = \frac{\left(A_2 + A_1\right)\left(I - \sqrt{\frac{H}{K}}\right) + \left(O - I\right)A_1}{A_1 A_2} = -\sqrt{\frac{H}{K}}\frac{\left(A_2 + A_1\right)}{A_1 A_2} + \frac{I}{A_1} + \frac{O}{A_2} \tag{K.16}$$

Afin de se rapprocher des caractéristiques de l'intercepteur Marigot on suppose L = 14 366 m (longueur réelle de l'intercepteur), D = 2,00 m (diamètre moyen des conduites de l'intercepteur) et A_2 = 54 m² (aire du puits de pompage à l'aval de l'intercepteur). Dans le système réel, les débits sont introduits dans l'intercepteur par l'entremise de 18 conduites verticales. En admettant que la surface A_1 correspond à la somme des surfaces de chacune des ces conduites et que ces dernières ont un diamètre de 1 m, on calcule A_1 ainsi :

$$A_1 = 18\ \frac{\pi(1)^2}{4} \approx 14\ \text{m}^2 \tag{K.17}$$

Si on suppose que $I = O$ = 4,2 m³/s (taux de pompage maximal à l'aval de l'intercepteur Marigot) et qu'on amorce le mouvement dans la conduite par l'imposition d'une différence de hauteur initiale H_0 de 20 m, l'équilibre est atteint lorsque H = 11,07 m. En résolvant l'équation K.16 par la méthode de Runge-Kutta du 4e ordre, on observe que cet équilibre est atteint (à 1 % près) après 267 s. Cependant, les conditions pour lesquelles ce temps de réaction a été estimé sont plus

sévères que celles pouvant être rencontrées sur l'intercepteur Marigot. En effet, le temps de réaction du système s'accroît avec la longueur de la conduite en charge et avec le débit circulant dans cette conduite. Ainsi, en considérant que tous les débits sont introduits en amont de l'intercepteur plutôt que distribués le long de celui-ci, on obtient un temps de réaction plus grand, d'autant plus que l'intercepteur Marigot n'est pas toujours en charge sur toute sa longueur dans les cas d'application présentés au Chapitre 4. Également, l'écart entre la hauteur piézométrique initiale considérée dans ce problème simplifié et la hauteur piézométrique d'équilibre est de 9 m. Il est peu probable que sur l'intercepteur Marigot de tels écarts de hauteurs face à la hauteur d'équilibre soient rencontrés. Par conséquent, le temps de réaction de l'intercepteur Marigot lorsqu'en charge est probablement inférieur à 267 s.

RÉFÉRENCES

Abadie, J. et J. Carpentier (1969). Generalization of the Wolfe reduced gradient method to the case of nonlinear constraints. Dans : *Optimization*, R. Fletcher éd., 37-47. New-York : Academic Press.

Allison, R.A. et F.H.S Chiew (1995). Monitoring of stormwater pollution from various land uses in an urban catchment. Dans : *Proceedings of the 2nd International Symposium on Urban Stormwater Management*. 511-516. Melbourne, Australie : Institution of Engineers.

Angelidis, M.O. (1995). The impact of urban effluents on the coastal marine environment of Mediterranean islands. *Water Sci. Technol.*, 32(9-10) : 85-94.

Assabbane, A. et S. Bennis (2000). Modèle de prévision pour la gestion en temps réel : application aux réseaux d'assainissement. *Can. J. Civ. Eng.*, 27(2) : 327-337.

Ball, J.E. (1985). An algorithm for routing unsteady flows in urban drainage networks. *J. Hydraul. Res.*, 23(4) : 327-341.

Beck, M.B., A.J. Adeloye, P. Lessard, B.A. Finney et L. Simon (1989). Stormwater overflows : modeling impacts on the receiving waters and the treatment plant. Dans : *Urban Discharges and Receiving Water Quality Impacts, Advances in Water Pollution Control*, J.B. Ellis éd., 87-105. Oxford, UK : Pergamon Press.

Belvin, L.K. (1989). Improvements to surcharge calculations in EXTRAN. Dans : *Proceedings of Stormwater and Water Quality Model Users Group Meeting*. 33-42. U.S. Environmental Protection Agency.

Berezowsky, M. et I.R. Luna (1984). The development of a modelling system for the simulation of big storm-sewer networks. Dans : *Proceedings of the Third International Conference on Urban Strom Drainage.* 407-415. Göteberg, Suède : Chalmers University of Technology.

Book, D.E., J.W. Labadie et D.M. Morrow (1982). Dynamic vs. kinematic routing in modeling urban storm drainage. Dans : *Urban Stormwater Quality, Management and Planning ; Second Conference on Urban Storm Drainage*. 154-163. Littleton, Colorado : Water Resources Publications.

Borchardt, D. et F. Sperling (1997). Urban stormwater discharges : ecological effects on receiving waters and consequences for technical measures. *Water Sci. Technol.*, 36(8-9) : 173-178.

Bowen, J.D., A.D. Koussis et D.T. Zimmer (1989). Storm drain design : diffusive flood routing for PCs. *J. Hydraul. Eng.*, 115(8) : 1135-1150.

Braune, M.J. et A. Wood (1999). Best management practices applied to urban runoff quantity and quality control. *Water Sci. Technol.*, 39(12) : 117-121.

Capart, H., C. Bogearts, J. Kevers-Leclercq et Y. Zech (1999). Robust numerical treatment of flow transitions at drainage pipe boundaries. *Water Sci. Technol.*, 39(9) : 113-120.

Capodaglio, A.G. (1994a). Integral control requirements for sewerage systems. *Water Sci. Technol.*, 30(1) : 131-138.

Capodaglio, A.G. (1994b). Transfer function modelling of urban drainage systems, and potential uses in real-time control applications. *Water Sci. Technol.*, 29(1-2) : 409-417.

Capodaglio, A.G., S. Zheng, V. Novotny et X. Feng (1990). Stochastic system identification of sewer-flow models. *J. Environ. Eng.*, 116(2) : 284-298.

Cardle, J.A. (1991). Evaluation of stormsewer control algorithms using a transient mixed flow model. *Water Res. Bull.*, 27(5) : 819-830.

Cardle, J.A. et C.C.S. Song (1988). Mathematical modelling of unsteady flow in storm sewers. *Int. J. Eng. Fluid Mechanics*, 1(4) : 495-518.

Carleton, M.G. (1990). Comparison of overflows from separate and combined sewers - quantity and quality. *Water Sci. Technol.*, 22(10/11) : 31-38.

Carstensen, J., M.K. Nielsen et P. Harremoës (1996). Predictive control of sewer by means of grey-box models. *Water Sci. Technol.*, 34(3-4) : 189-194.

Chambers, P.A., M. Allard, S.L. Walker, J. Marsalek, J. Lawrence, M. Servos, J. Busnarda, K.S. Munger, K. Adare, C. Jefferson, R.A. Kent et M.P. Wong (1997). Impacts of municipal wastewater effluents on canadian waters : a review. *Water Qual. Res. J. Canada*, 32(4) : 659-713.

Chen, C.-S. et N.-B. Wang (1996). Muskingum flood routing model with multiple-tributaries. Dans : *7th International Conference on Urban Storm Drainage*. 1785-1790. Hannovre, Allemagne : Seeliger Sofort-Druck.

Chiang, C.Y. et P.B. Bedient (1986). PIBS model for surcharged pipe flow. *J. Hydraul. Eng.*, 112(3) : 181-192.

Chiang, C.Y. et P.B. Bedient (1984). Simplified model for a surcharged stormwater system. Dans : *Proceedings of the Third International Conference on Urban Strom Drainage.* 387-396. Göteberg, Suède : Chalmers University of Technology.

Chocat, B., S. Barraud et S. Thibault (1983). Présentation du modèle de propagation en conduite du système S.E.R.A.I.L. Dans : *Colloque de modélisation des eaux pluviales.* 47-63. Montréal, Canada : École Polytechnique de Montréal et U.S. EPA.

Chocat, B., M. Cathelain, A. Mares et J.M. Mouchel (1994). La pollution due aux rejets urbains par temps de pluie : impacts sur le milieu récepteur. *La Houille Blanche*, 1994(1/2) : 97-105.

Cunge, J.A. (1969). Au sujet d'une méthode de calcul de propagation des crues (méthode Muskingum). *J. Hydraul. Res.*, 7(2) : 205-230.

Cunge, J.A., M. Erlich et J.-L. Rahuel (1994). Towards scenario-based real-time forecasting for flood-affected basins using a multimodel integrated system. 77-91. Dans : *Second International Conference on River Flood Hydraulics.* John Wiley & Sons.

Cunge, J.A. et B. Mazaudou (1984). Mathematical modelling of complex surcharge systems : difficulties in computation and simulation of physical situations. Dans : *Proceedings of the Third International Conference on Urban Strom Drainage.* 363-373. Göteberg, Suède : Chalmers University of Technology

Cunge, J.A. et M. Wegner (1964). Intégration numérique des équations d'écoulement de Barré de Saint-Venant par un schéma implicite de différences finies. *La Houille Blanche*, 1964(1) : 33-39.

Dartus, D., J.M. Courivaud et L. Dedecker (1993). Utilisation d'un réseau neuronal pour l'étude de la propagation d'une onde de crue dans un canal. *J. Hydraul. Res.*, 31(2) : 161-169.

Dolz, J., M. Gomez et L. Berga (1986). Numerical models in sewer networks with complex topology. The use of Saint-Venant complete equations. Dans : *Urban Drainage Modelling : Proceedings of the International Symposium on Comparison of Urban Drainage Models with Real Catchment Data.* 149-158. Oxford : Pergamon Press.

Eberl, H.J. (2000). Power series approach to holistic sewer system modeling. *J. Hydraul. Res.*, 126(3) : 179-184.

El Abboudi, N. (2000). *Modélisation des écoulements en charge.* Mémoire de maîtrise. Québec, Canada, INRS-Eau, 134 p.

Ellis, J.B. (1989a). The quality of urban stormwater : a state-of-the-art review. *Baltic Sea Environ. Proc.*, 1989(30) : 32-45.

Ellis, J.B. (1989b). Management and control of urban runoff quality. *J. Inst. Water and Environ. Manage.*, 3(2) : 116-124.

Ellis, J.B. (1986). Pollutional aspects of urban runoff. Dans : *Urban Runoff Pollution*, H.C. Torno, J. Marselek et M. Desbordes éds., 1-38. New-York : Springer-Verlag.

Ellis, J.B. et T. Hvitved-Jacobsen (1996). Urban drainage impacts on receiving waters. *J. Hydraul. Res.*, 34(6) : 771-783.

Entem, S., A. Lahoud, L. Yde et B. Bendsen (1998). Real time control of the sewer system of Boulogne Billancourt - a contribution to improving the water quality of the Seine. *Water Sci. Technol.*, 37(1) : 327-332.

Ermolin, Y.A. (1999). Mathematical modeling for optimized control of Moscow's sewer network. *Appl. math. model.*, 23(7) : 543-556.

Field, R. (1985). Urban runoff : pollution sources, control, and treatment. *Water Resour. Bull.*, 21(2) : 197-206.

Figlus, J.W. (1986). Transfer functions for sewer systems based on a hydrologic model. Dans : *Urban Drainage Modelling : Proceedings of the International Symposium on Comparison of Urban Drainage Models with Real Catchment Data.* 239-249. Oxford : Pergamon Press.

Fuchs, L., T. Beeneken, P. Spönemann et C. Scheffer (1997). Model based real-time control of sewer system using fuzzy-logic. *Water Sci. Technol.*, 36(8-9) : 343-347.

Fujita, S. (1994). Infiltration structures in Tokyo. *Water Sci. Technol.*, 30(1) : 33-41.

Geiger, W.F. (1984). Characteristics of combined sewer runoff. Dans : *Proceedings of the Third International Conference on Urban Strom Drainage.* 851-860. Göteberg, Suède : Chalmers University of Technology.

Gelormino, M.S. et N.L. Ricker (1994). Model-predictive control of a combined sewer system. *Int. J. Control*, 59(3) : 793-816.

Gomez, M., J. Dolz et L. Berga (1987). Development of a hydraulic-numerical model for sewer networks of Barcelona. Dans : *Topics in Urban Storm Water Quality, Planning and Management : Proceedings of the IV International Conference on Urban Storm Drainage, XXII Congress of the International Association for Hydraulic Research.* 231-236. Zurich, Suisse : Swiss Federal Institute for Water Resources and Water Pollution Control.

Guo, Q. et C.C.S. Song (1990). Surging in urban storm drainage systems. *J. Hydraul. Eng.*, 116(5) : 1523-1537.

Hajda, P., V. Novotny, X. Feng et R. Yang (1998). Simple feedback logic, genetic algorithms and artificial networks for real-time control of a collection system. *Water Sci. Technol.*, 38(3) : 187-195.

Hamam, M.A. et J.A. McCorquodale (1982). Transient conditions in the transition from gravity to surcharged sewer flow. *Can. J. Civil Eng.*, 9(2) : 189-196.

Harremoës, P. et W. Rauch (1996). Integrated design and analysis of drainage systems, including sewers, treatment plant and receiving waters. *J. Hydraul. Res.*, 34(6) : 815-826.

Hogland, W., R. Berndtsson et M. Larson (1989). Quality aspects on and methods for reduction of combined sewer overflow discharge. *Baltic Sea Environ. Proc.*, 1989(30) : 46-64.

Hogland, W., R. Berndtsson et M. Larson (1984). Estimation of quality and pollution load of combined sewer overflow discharge. Dans : *Proceedings of the Third International Conference on Urban Strom Drainage.* 841-850. Göteberg, Suède : Chalmers University of Technology.

House, M.A., J.B. Ellis, E.E. Herricks, T. Hvitved-Jacobsen, J. Saeger, L. Lijklema, H. Aalderink et I.T. Clifforde (1993). Urban drainage - impacts on receiving water quality. *Water Sci. Technol.*, 27(12) : 117-158.

Hromadka II, T.V., A.J. Nestlinger et J.D. DeVries (1986). Comparison of hydraulic and hydrologic routing methods for channel flow. Dans : *Hydrosoft 86 : Hydraulic Engineering Software : Proceedings of the 2nd International Conference.* 73-83. Southampton, U.K. : Computational Mechanics Publications.

Huber, W.C. et R.E. Dickinson (1988). *Storm Water Management Model, Version 4 User's Manual.* Athens, GA, U.S. Environmental Protection Agency, 569 p.

Hvited-Jacobsen, T. et S. Jensen (1990). Integrated measures for the reduction of storm water and combined sewer overflow impact on an urban lake. Dans : *Hydrological Processes and Water Management in Urban Areas*. 163-173. Washington, D.C. : International Association of Hydrological Sciences.

James, W.P. et K.W. Kim (1990). A distributed dynamic watershed model. *Water Resour. Bull.*, 26(4) : 587-596.

Ji, Z. (1998). General hydrodynamic model for sewer/channel network systems. *J. Hydraul. Eng.*, 124(3) : 307-316.

Ji, Z., Z. Vitasovic et S. Zhou (1996). A fast hydraulic numerical model for large sewer collection systems. *Water Sci. Technol.*, 34(3-4) : 17-24.

Joliffe, I.B. (1984a). Free surface and pressurised pipe flow computations. Dans : *Proceedings of the Third International Conference on Urban Strom Drainage.* 397-405. Göteberg, Suède : Chalmers University of Technology.

Joliffe, I.B. (1984b). Computation of dynamic waves in channel networks. *J. Hydraul. Eng.*, 110(10) : 1358-1370.

Jorgensen, M., W. Schilling et P. Harremoës (1995). General assesment of potential CSO reduction by means of real time control. *Water Sci. Technol.*, 32(1) : 249-257.

Kaltenbrunner, H.F. (1984). Reduction of overflow pollutant loads from combined sewerage systems. Dans : *Proceedings of the Third International Conference on Urban Strom Drainage.* 1149-1160. Göteberg, Suède : Chalmers University of Technology.

Kao, K.-H. (1980). Improved implicit procedure for multichannel surge computations. *J. Can. Soc. Civil Eng.*, 7(3) : 502-512.

Kollatsch, D.-T. (1993). Comprehensive planning of urban drainage and wastewater treatment. *Water Sci. Technol.*, 27(12) : 205-208.

Koussis, A.D. et C.-N. Chang (1982). Efficient analysis of storm drain networks. Dans : *Urban Stromwater Quality, Management and Planning : Proceedings of the Second International Conference on Urban Storm Drainage*. 313-322. Littleton, Colorado : Water Resources Publications.

Labadie, J.W., D.M. Morrow et Y.H. Chen (1980). Optimal control of unsteady combined sewer flow. *J. Water Resour. Plan. Manage. Div.*, 106(WR1) : 205-223.

Lai, C. (1986). Numerical modeling of unsteady open-channel flow. *Advances in Hydroscience*, 14 : 162-333.

Lasdon, L.S., A.D. Waren, A. Jain et M. Ratner (1978). Design and testing of a generalized reduced gradient code for nonlinear programming. *ACM Trans. on Math. Software*, 4(1) : 34-50.

Lavallée, P. et P. Lessard (1984). Importance de la contamination des débordements de réseau unitaire. *Sci. Tech. Eau*, 17(4) : 353-357.

Lavallée, P., P. Lessard et J.-P. Villeneuve (1984). Water quality variations in running waters due to combined sewer overflowing. Evaluation of negative influence. Dans : *Proceedings of the Third International Conference on Urban Strom Drainage.* 761-769. Göteberg, Suède : Chalmers University of Technology.

Lawrence, A. I., J. Marsalek, J.B. Ellis et B. Urbonas (1996). Stormwater detention & BMPs. *J. Hydraul. Res.*, 34(6) : 799-814.

Lee, G. F. et A. Jones-Lee (1995). Are real quality water problems being addressed by current structural best management practices ?. *Public Works*, 126(1) : 54-56.

Li, J. et A. McCorquodale (1999). Modeling mixed flow in storm sewers. *J. Hydraul. Eng.*, 125(11) : 1170-1180.

Lijklema, L., J.M. Tyson et A. Lesouef (1993). Interactions between sewers, treatment plants and receiving waters in urban areas : a summary of the Interurba '92 workshop conclusions. *Water Sci. Technol.*, 27(12) : 1-29.

Lindberg, S. et T.W. Jorgensen (1986). Modelling of urban storm sewer systems. Dans : *Urban Drainage Modelling : Proceedings of the International Symposium on Comparison of Urban Drainage Models with Real Catchment Data.* 171-181. Oxford : Pergamon Press.

Mailhot, A., A. Bilodeau, C. Blanchette, C. Marcoux, P. Lavallée et J.-P. Villeneuve (1999). Real time control of combined sewer overflows : the SWIFT model. Dans : *New Applications in Modeling Urban Water Systems, Monograph 7 in the Series, Proceedings of the Conference on Stormwater and Related Modeling : Management and Impacts*. 271-282. Guelph, Canada : Computational Hydraulics International.

Makepeace, D.K., D.W. Smith et S.J. Stanley (1995). Urban stormwater quality ; summary of contaminant data. *Crit. Rev. Environ. Sci. Technol.*, 25(2) : 93-139.

Marinaki, M., M. Papageorgiou et A. Messmer (1999). Multivariate regulator approach to sewer network flow control. *J. Environ. Eng.*, 125(3) : 267-276.

Marsalek, J. et D. Sztruhar (1994). Urban drainage : review of contemporary approaches. *Water Sci. Technol.*, 29(1-2) : 1-10.

McCorquodale, J.A. et M.A. Hamam (1983). Modeling surcharged flow in sewers. Dans : *Proceedings of the 1983 International Symposium on Urban Hydrology, Hydraulics and Sediment Control*. 331-338. Lexington, Kentucky.

Miller, J.E. (1984). *Basic Concepts of Kinematic-Wave Models*. Washington, D.C., U.S. Geological Survey Professional Paper 1302, United States Government Printing Office, 29 p.

Motiee, H. (1996). *Un modèle d'écoulement pour la simulation des réseaux d'assainissement pluvial fondé sur le concept de stockage*. Thèse de doctorat. Lyon, France, INSA, 270 p.

Motiee, H., B. Chocat et O. Blanpain (1996). A storage model for the simulation of the hydraulic behaviour of drainage networks. Dans : *7th International Conference on Urban Storm Drainage*. 641-646. Hannovre, Allemagne : Seeliger Sofort-Druck.

Nelen, F. (1992a). *Optimized control of urban drainage systems*. Thèse de doctorat. Delft, Pays-Bas, Delft University of Technology, 206 p.

Nelen, A.J.M. (1992b). Operation of the integral waste water system : sewer system + treatment plant. Dans : *Proceedings of the 3rd Junior Scientist Workshop on Applications of Operations Research to Real Time Control of Water Resources Systems*. Terschelling, Pays-Bas.

Pansic, N. et B.C. Yen (1982). Kinetic-wave modeling of storm sewers with surcharge. Dans : *Urban Stormwater Quality, Management and Planning. Proceedings of the Second International Conference on Urban Storm Drainage*. 193-199. Littleton, Colorado : Water Resources Publications.

Patry, G.G. (1983). A linear programming model for the control of combined sewer systems with off-line storage facilities. *Can. Water Resour. J.*, 8(1) : 83-105.

Petruck, A., A. Cassar et J. Dettmar (1998). Advanced real time control of a combined sewer system. *Water Sci. Technol.*, 37(1) : 319-326.

Pleau, M., F. Méthot, A.M. Lebrun et H. Colas (1996). Minimizing combined sewer overflows in real-time control applications. *Water Qual. Res. J. Can.*, 31(4) : 775-786.

Ponce, V.M., R.-M. Li et D.B. Simons (1978). Applicability of kinematic and diffusion models. *J. Hydraul. Div.*, 1978(3) : 353-360.

Press, W.H., S.A. Teukolsky, W.T. Vetterling et B.P. Flannery. (1992). *Numerical Recipes in C : The Art of Scientific Computing*. Cambridge, MA, Cambridge University Press.

Rabasso, J.M.V. et Y.S. Rosell (1996). Expert system based on neural networks applied to the short-term forecast of rainfall and the water flow in the drainage system. Dans : *7th International Conference on Urban Storm Drainage*. 1665-1670. Hannovre, Allemagne : Seeliger Sofort-Druck.

Rainville, E. (1996). *Le contrôle prédictif intégré des débordements de réseaux d'égouts unitaires : performance relative des méthodes de gestion quantitative et qualitative*. Mémoire de maîtrise. Québec, Canada, INRS-Eau, 94 p.

Ranchet, J. et Y. Ruperd (1983). Moyens d'action pour limiter la pollution due aux eaux de ruissellement en système séparatif et unitaire. *Trib. Cebedeau*, 470(36) : 19-35.

Rauch, W. et P. Harremoës (1999). On the potential of genetic algorithms in urban drainge modeling. *Urban Water*, 1(1) : 79-89.

Roesner, L.A. et E.H. Burgess (1992). The role of computer modeling in combined sewer overflow abatement planning. *Water Sci. Technol.*, 26(7-8) : 1831-1840.

Roesner, L.A. et M.A. Hobel (1992). Stopping stormwater pollution at its source. *Public Works*, 123(13) : 55-56.

Roesner, L.A., R.P. Shubinski et J.A. Aldrich (1983). *Stormwater Management Model User's Manual Version III - Addendum I EXTRAN*. Athens, GA, U.S. Environmental Protection Agency, 228 p.

Schilling, W. (1994). Smart sewer systems : improved performance by real time control. *Eur. Water Poll. Control*, 4(5) : 24-31.

Schilling, W., B. Andersson, U. Nyberg, H. Aspergen, W. Rauch et P. Harremoës (1996). Real time control of wastewater systems. *J. Hydraul. Res.*, 34(6) : 785-797.

Schilling, W. et S.O. Petersen (1987). Real time operation of urban drainage systems - validity and sensitivity of optimization techniques. Dans : *Systems Analysis in Water Quality Management*. 259-269. New York : Pergamon Press.

Schmitt, T.G. (1986). An efficient method for dynamic flow routing in storm sewers. Dans : *Urban Drainage Modelling : Proceedings of the International Symposium on Comparison of Urban Drainage Models with Real Catchment Data*. 159-169. Oxford : Pergamon Press.

Schütze, M., D. Butler et M.B. Beck (1999). Optimisation of control strategies for the urban wastewater system - an integrated approach. *Water Sci. Technol.*, 39(9) : 209-216.

Schütze, M., D. Butler et M.B. Beck (1996). Development of a framework for the optimisation of runoff, treatment and receiving waters. Dans : *7th International Conference on Urban Storm Drainage*. 1419-1424. Hannovre, Allemagne : Seeliger Sofort-Druck.

Smith, A.A. (1980). A generalized approach to kinematic flood routing. *J. Hydrol.*, 45(1-2) : 71-89.

Somlyody, L., M. Kularathna et I. Masliev (1994). Development of least-cost water quality control policies for the Nitra River basin in Slovakia. *Water Sci. Technol.*, 30(5) : 69-78.

Song, C.C.S., J.A. Cardle et K.S. Leung (1983). Transient mixed-flow models for storm sewers. *J. Hydraul. Eng.*, 109(11) : 1487-1504.

Speer, E., R. Swarner, Z. Vitasovic, M.S. Gelormino et N.L. Ricker (1992). Real time control for CSO reduction. Dans : *Proceedings of the 65th Annual Water Environment Federation Conference & Exposition*. 197-206.

Spielvogel, S. et J. Edenhofer (1992). Optimal control of waste water flow in sewerage systems. Dans : *Hydraulic Engineering Software IV, Computational Mechanics Publication*. 265-276. Southampton, U.K. : Elsevier Applied Science.

Stirrup, M., Z. Vitasovic et E. Strand (1997). Real-time control of combined sewer overflows in Hamilton-Wentworth region. *Water Qual. Res. J. Can.*, 32(1) : 155-168.

Sundquist, M.J. et C.N. Papadakis (1983). Surging in combined free surface-pressurized systems. *J. Transportation Eng.*, 109(2) : 232-245.

Terstriep, M.L. et J.B. Stall (1974). *The Illinois Urban Drainage Area Simulator, ILLUDAS*. Illinois State Water Survey.

Toyokuni, E. (1982). Stormwater runoff with surcharge in Matsuyama City. Dans : *Urban Stormwater Quality, Management and Planning ; Second Conference on Urban Storm Drainage*. 203-212. Littleton, Colorado : Water Resources Publications.

Tsihrintzis, V.A., H.R. Fuentes et R. Hamid (1994). Development of an experimental watershed for testing nonpoint source pollution from urban runoff. Dans : *Hydraulic Engineering '94 : Proceedings of the 1994 Conference*. 1237-1241. New-York : American Society of Civil Engineers.

Tsihrintzis, V.A. et R. Hamid (1997). Modeling and management of urban stormwater runoff quality : a review. *Water Resour. Manage.*, 11(2) : 137-164.

Vazquez, J. (1997). *Gestion en temps réel d'un réseau d'assainissement : minimisation des rejets urbains de temps de pluie*. Thèse de doctorat. Strasbourg, France, Université Louis-Pasteur, 202 p.

Vazquez, J., D. Bellefleur, D. Gilbert et B. Grandjean (1997). Real time control of a combined sewer network using graph theory. Dans : *WATERMATEX 97 : Proceedings of the 4th International Symposium on Systems Analysis and Computing in Water Quality Management*. 337-344. Québec, Canada : IAWQ.

Villeneuve, J.-P., C. Blanchette, A. Mailhot, G. Genest, D. Filion, S. Duchesne, N. Gravel et E. Marceau (1996a). *Contrôle de l'opération des ouvrages d'interception de la Communauté urbaine de Québec. Modèle SWIFT - Guide de l'usager*. Québec, Canada, INRS-Eau, 216 p.

Villeneuve, J.-P., G. Genest, A. Mailhot et C. Blanchette (1996b). *Contrôle de l'opération des ouvrages d'interception de la Communauté urbaine de Québec. Modèle SWIFT - Manuel de référence*. Québec, Canada, INRS-Eau, 82 p.

Vitasovic, Z., R. Swarner et E. Speer (1990). Real-time control system for CSO reduction. *Water Environ. Technol.*, 2(3) : 58-65.

Watt, W.E., K.W. Lathem, C.R. Neil, T.L. Richards et J. Rousselle (1990). *Hydrologie des crues au Canada - Guide de planification et de conception*. Ottawa, Canada, Conseil national de recherches Canada.

Weinrich, G., W. Schillling, A. Birkely et T. Moland (1997). Pollution based real time control strategies for combined sewer systems. *Water Sci. Technol.*, 36(8-9) : 331-336.

Welker, A., U. Leinweber, K. Klepiszewski et T.G. Schmitt (1999). Effects of integrated stormwater management strategies on the combined sewer system and the wastewater treatment plant-river system. *Water Sci. Technol.*, 39(2) : 151-157.

Wilson, L., D. Isabel et J.-P. Villeneuve (1989). Effet de la propagation non linéaire des débits sur le contrôle en temps réel des débordements de réseaux unitaires. *Can. J. Civ. Eng.*, 16(2) : 119-123.

Yen, B.-C. et N. Pansic (1980). *Surcharge of sewer systems*. Springfield, VA, Water Resources Center, University of Illinois.

Yevjevich, V. et A.H. Barnes (1970). Numerical computer methods of solution. Dans : *Flood Routing Through Storm Drains*. Fort Collins, Colorado : Colorado State University.