

T230

Université du Québec
INRS-Eau

**IMPACTS DES ERREURS DE PRÉDICTION DE LA PLUIE
SUR LE CONTRÔLE EN TEMPS RÉEL DES RÉSEAUX D'ÉGOUTS UNITAIRES**

Par
Andrée Bilodeau
B. Sc. A. (génie civil)

Mémoire
présenté pour l'obtention
du grade de Maître ès sciences (M.Sc.)

Jury d'évaluation

Examineur externe

Monsieur Michel Desbordes
Sciences et Technologies de l'Eau
Université Montpellier II
Sciences et techniques du Languedoc

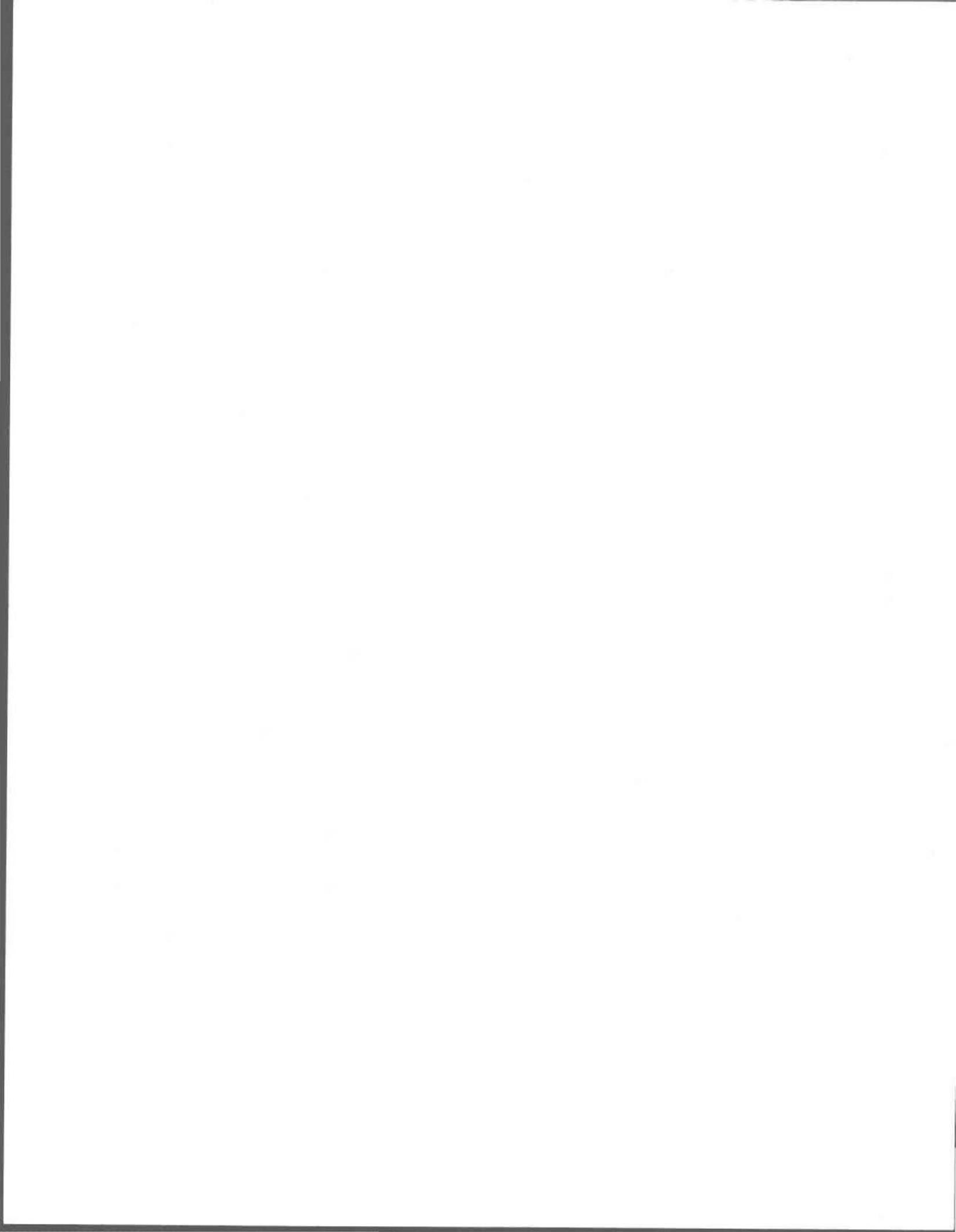
Examineur interne

Monsieur Alain Mailhot
INRS-Eau

Directeur de recherche

Monsieur Jean-Pierre Villeneuve
INRS-Eau

Le 27 novembre 1997



REMERCIEMENTS

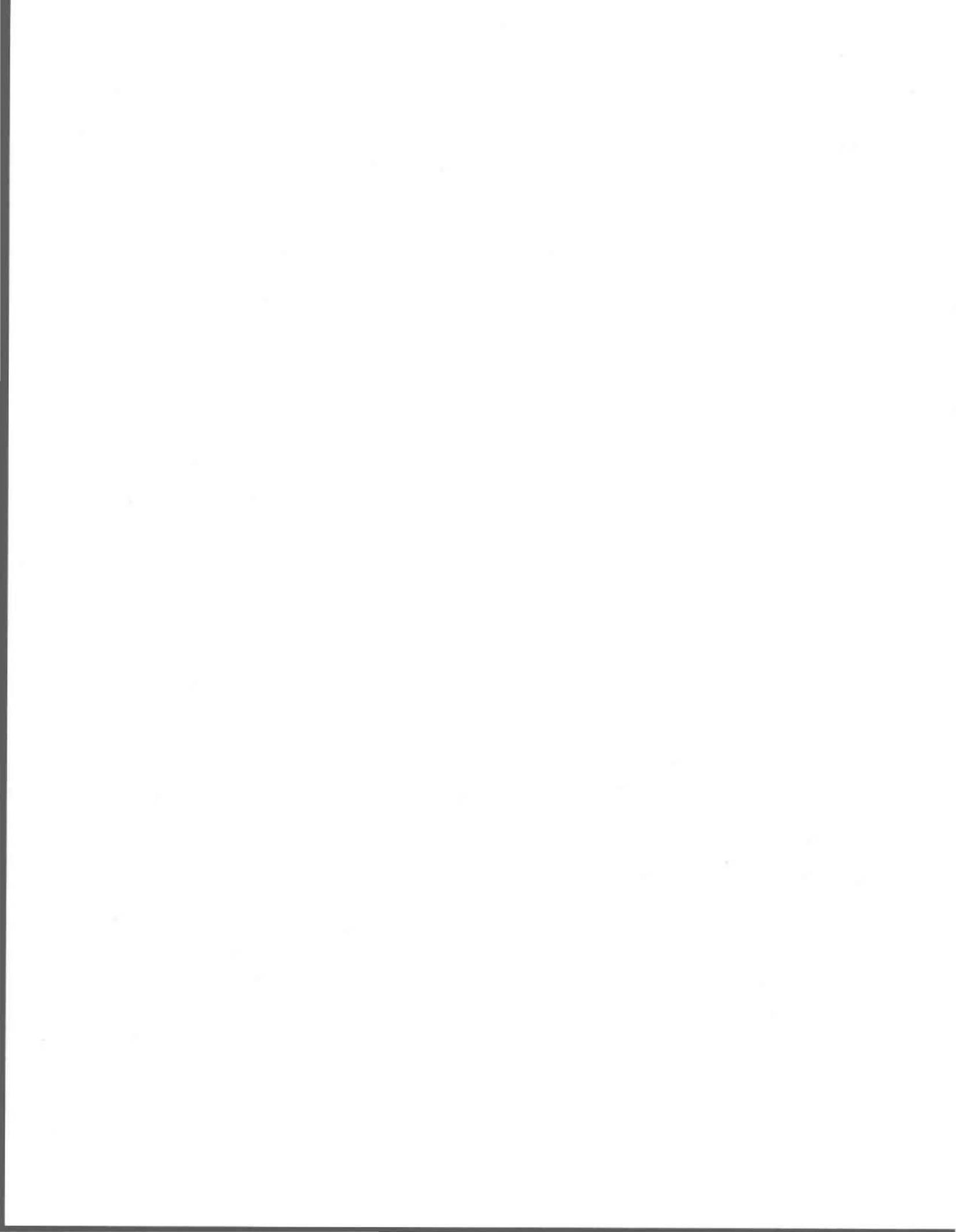
Je tiens tout d'abord à remercier très sincèrement Jean-Pierre Villeneuve, mon directeur de recherche, pour m'avoir permis de réaliser ma maîtrise à l'INRS-eau. Sa confiance, ses encouragements, son soutien financier, ses judicieux conseils et ses qualités de pédagogue m'ont beaucoup aidée dans l'accomplissement de mes travaux.

J'adresse également tous mes remerciements à Alain Mailhot pour sa grande disponibilité, son amitié et pour la qualité exceptionnelle de son encadrement. Je lui suis particulièrement reconnaissante de l'intérêt et de l'enthousiasme constants qu'il a manifestés pour mes travaux. Je remercie également Michel Desbordes pour le temps qu'il a consacré à la correction de ce mémoire et pour ses suggestions.

Tout au long de mes travaux, j'ai pu compter sur l'aide précieuse et la bonne humeur des membres de l'équipe JPV ainsi que du personnel de l'INRS-eau. Je pense plus particulièrement à Claude Blanchette, Elisabeth Marceau, Sophie Duchesne, Geneviève Pelletier, Alain Rousseau et Jean-Daniel Bourgault, pour ne nommer que ceux-là.

J'aimerais remercier Julie Lafleur qui, par sa présence et son amitié, a grandement contribué à rendre mon séjour à l'INRS-Eau fort agréable.

Il m'importe de remercier celui qui m'est le plus cher, Artur, dont le soutien, la confiance qu'il a en moi et toutes les petites attentions qu'il démontre chaque jour à mon égard sont inestimables. Enfin, je remercie Juliette pour sa joie de vivre et sa charmante compagnie durant la rédaction de ce mémoire.



RÉSUMÉ

Le contrôle prédictif intégré a pour principal objectif une meilleure utilisation des ouvrages de contrôle existants en vue de limiter les déversements de polluants au milieu naturel. Toutefois, le succès d'une telle approche repose pour beaucoup sur la précision de l'outil de prévision des intensités de précipitations qui constitue le moteur d'un système de contrôle prédictif intégré.

Cette recherche a pour objectif l'évaluation des impacts des erreurs de prévision de la pluie sur la performance d'une gestion prédictive intégrée d'un réseau d'égouts unitaires. Les essais réalisés dans ce mémoire ont été effectués sur une partie du réseau de la Communauté Urbaine de Québec (C.U.Q), à l'aide d'un logiciel de simulation de contrôle en temps réel des débordements des réseaux d'égouts, développé à l'INRS-Eau. Dans un premier temps, nous avons analysé les impacts de divers niveaux d'incertitudes sur la probabilité de créer des surcharges dans un réseau unitaire de même que sur le volume déversé optimal. En outre, les effets de la répartition spatiale des erreurs de prévision sur les surcharges et le volume déversé optimal ont aussi été étudiés. Dans un deuxième temps, nous avons modifié la politique de gestion du réseau pour ainsi réduire les probabilités de surcharges et éviter de possibles refoulements.

En premier lieu, cette étude démontre les risques importants d'engendrer des surcharges dans un réseau d'égouts unitaires contrôlé à partir de prévisions entachées d'incertitudes. Les résultats relatifs à l'étude de la répartition spatiale des erreurs de prévision montrent que les probabilités de surcharges sont similaires que l'erreur entre les bassins de drainage soit corrélée ou non. Par ailleurs, nous avons noté que cette répartition spatiale a une influence sur les causes des surcharges. Notamment, lorsque les erreurs entre les bassins de drainage d'un réseau sont non-corrélées, les risques de causer une surcharge suite à une sous-estimation du volume de la pluie sont semblables à ceux que comporte une surestimation du volume de la pluie. En effet, la probabilité de causer une surcharge dépend alors essentiellement de la répartition spatiale des erreurs entre les différents bassins du réseau. Par contre, si les erreurs sont corrélées, une sous-estimation de la pluie provoque quasi-systématiquement une surcharge alors que dans le cas contraire, aucune surcharge n'est observée. Pour ce qui est de l'étude portant sur les impacts des incertitudes de prévision sur le volume déversé optimal, nous avons constaté qu'une erreur de prévision des précipitations sur un bassin de drainage contrôlé, engendre une erreur plus importante sur le volume déversé au régulateur. Par conséquent, nous avons noté qu'une variation considérable du volume total déversé, par rapport au volume déversé optimal, pourrait être observée au cours d'une pluie dans les cas où les erreurs entre les bassins seraient corrélées. Si au contraire les erreurs observées sont non-corrélées, la distribution spatiale des erreurs a pour effet de réduire cette variation, car une sous-estimation de la pluie sur un bassin peut alors être compensée par une surestimation sur un autre bassin.

Étant donné les risques qu'entraînent les erreurs de prévision météo sur la probabilité d'engendrer des surcharges et des refoulements dans un réseau unitaire, nous avons jugé important de prendre en compte ces erreurs de manière à réduire ces risques. Pour ce faire, nous avons modifié la politique de gestion du réseau, et estimé les impacts sur les surcharges et le volume déversé optimal. Les résultats obtenus nous ont permis de conclure qu'il existe un moyen simple d'assurer l'efficacité d'une gestion prédictive intégrée.

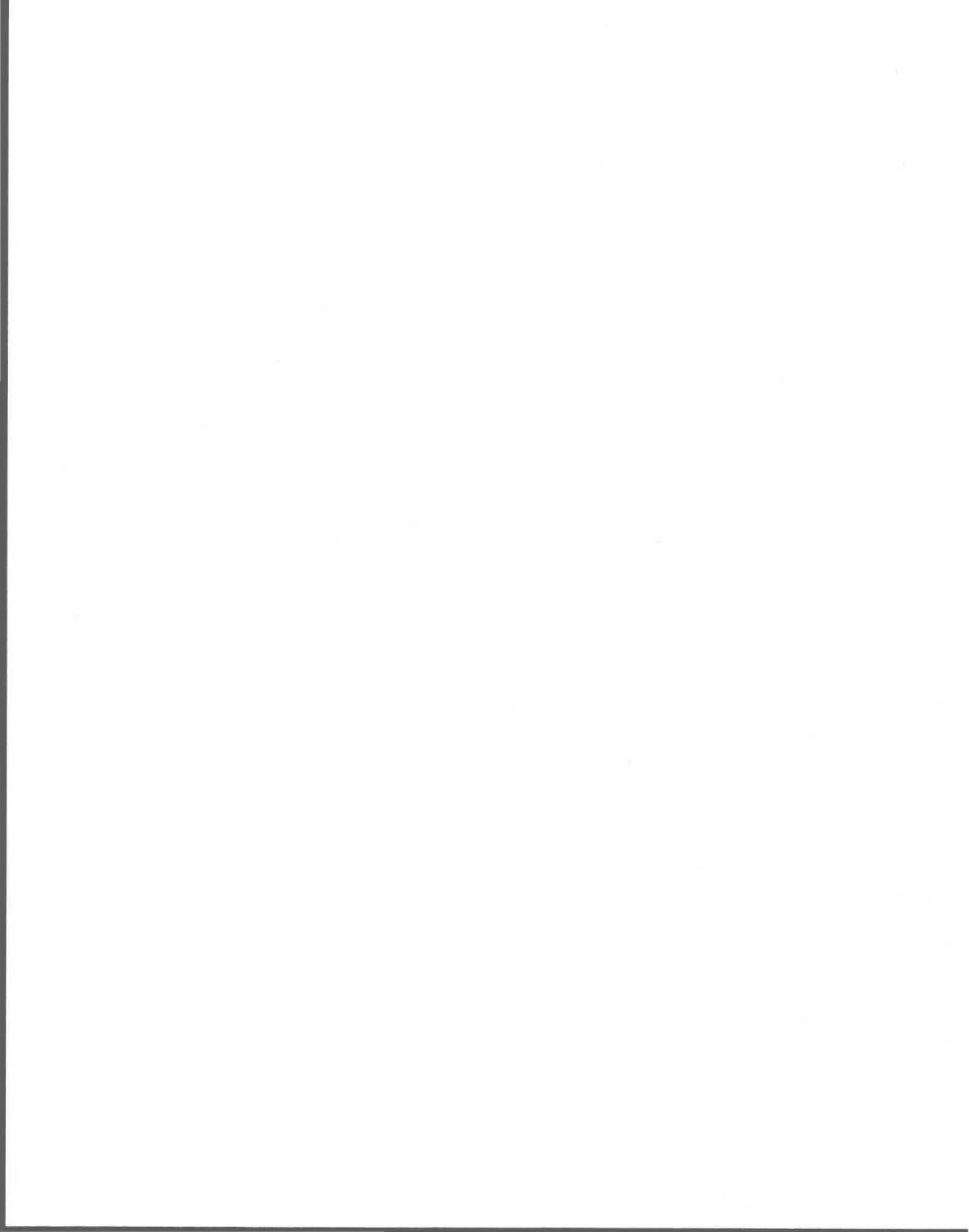
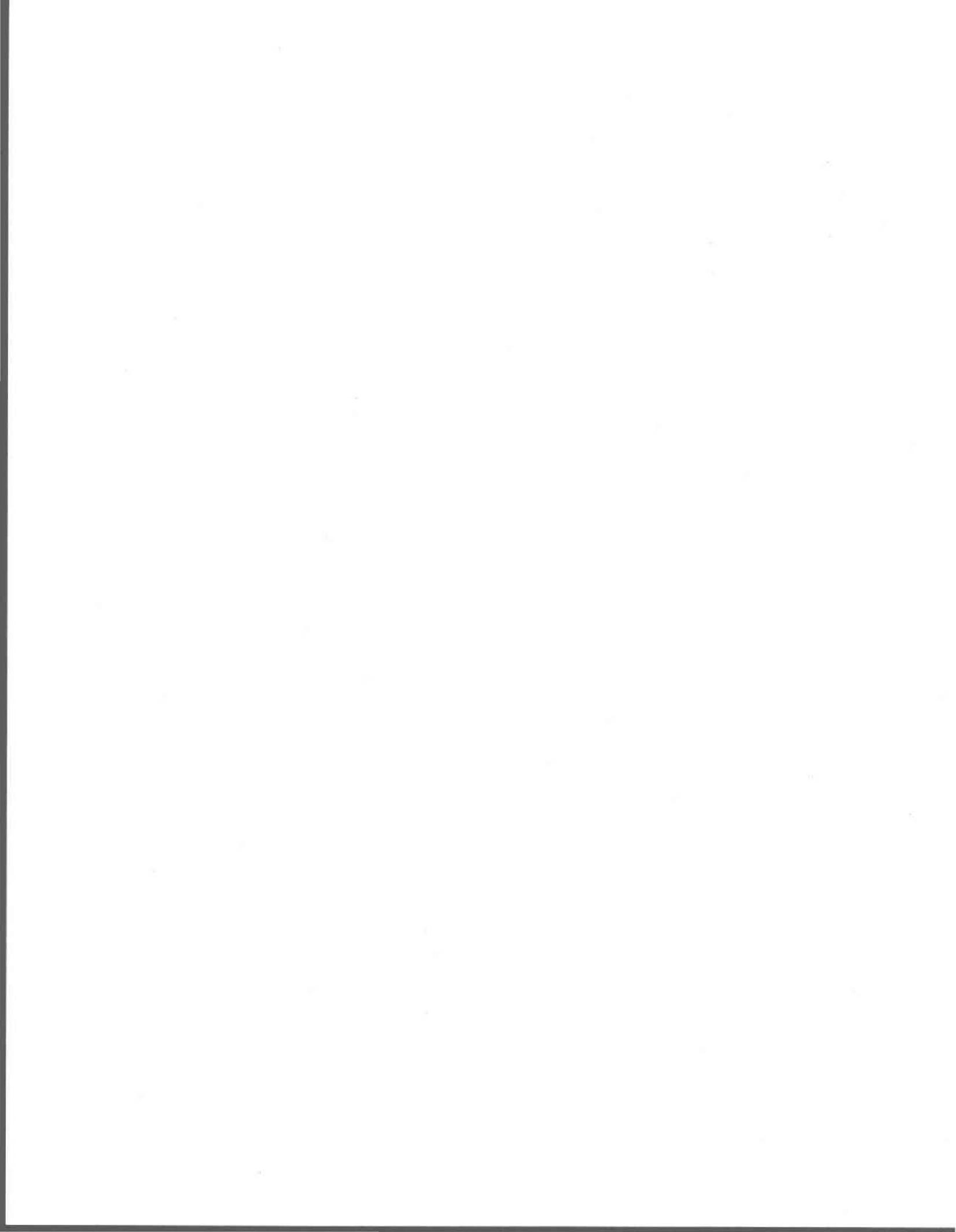


TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	iii
RÉSUMÉ	v
LISTE DES TABLEAUX	xi
LISTE DES FIGURES	xiii
INTRODUCTION	1
1 REVUE DE LITTÉRATURE	5
1.1 Problématique des déversements des réseaux d'égouts unitaires	5
1.1.1 Origine de la structure actuelle des réseaux d'égouts	5
1.1.2 Origine des déversements	6
1.2 Les solutions proposées	7
1.2.1 Le contrôle automatique des réseaux d'égouts unitaires	8
1.2.2 Le contrôle réactif local	9
1.2.3 Le contrôle prédictif intégré	9
1.3 La prévision de la pluie pour prédire les débits de ruissellement	10
1.3.1 La mesure de la pluie à l'aide d'un radar	11
1.3.2 L'étalonnage des données radar par un réseau de pluviomètres	13
1.3.3 La prévision de la pluie à l'aide d'un radar	15
1.4 Incertitudes liées aux modèles de prévision de la pluie	18
1.4.1 Les sources d'erreurs	18
1.4.1.1 Les sources d'erreurs liées à la mesure radar	18
1.4.1.2 Les sources d'erreurs provenant de la prévision radar	20
1.5 Quantification de la qualité des prédictions	22
1.5.1 Ordres de grandeur des erreurs suivant des critères basés sur la comparaison des hyétogrammes prévus et mesurés	24

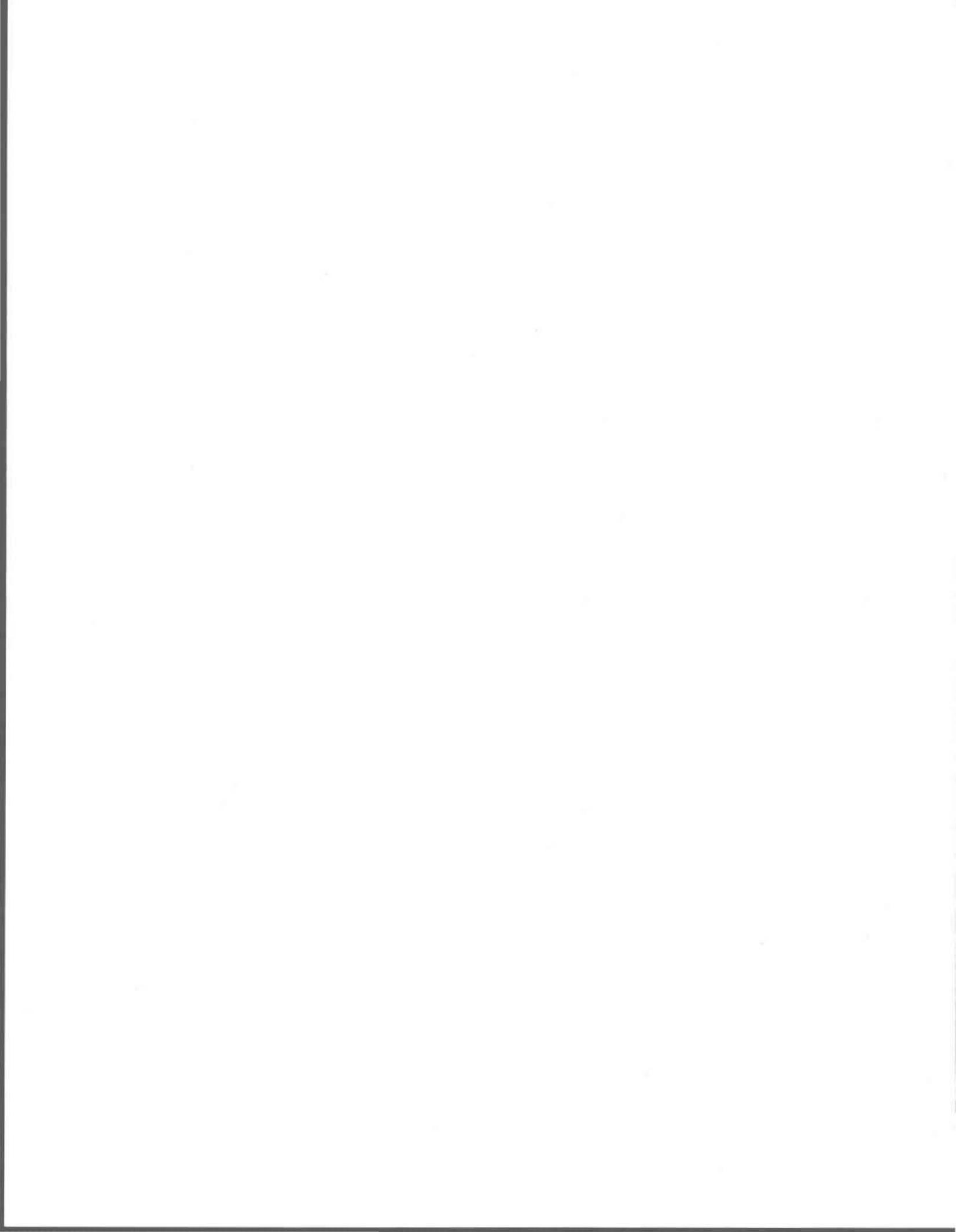
2	OBJECTIFS DE L'ÉTUDE ET MÉTHODOLOGIE	27
2.1	Objectifs de l'étude	27
2.2	Méthodologie	28
2.3	Contrôle prédictif intégré : Le modèle SWIFT	31
2.3.1	Objectifs du modèle SWIFT	31
2.3.2	Schématisation du réseau de la C.U.Q	31
2.3.3	Structure du modèle SWIFT	31
2.3.3.1	Le modèle de ruissellement	32
2.3.3.2	Le modèle hydraulique	32
2.3.3.3	La fonction objectif	33
2.3.3.4	L'algorithme d'optimisation	34
2.4	Réseaux utilisés dans le cadre de cette étude	37
2.4.1	Réseau simplifié	37
2.4.2	Réseau étendu	40
2.5	Les pluies de référence utilisées	40
2.6	Simulation des pluies	42
2.6.1	Distribution statistique de l'erreur sur la pluie	42
2.6.2	Écart-type de l'erreur appliquée sur la pluie prédite	44
2.6.3	Types d'erreurs considérés	45
3	INFLUENCE DES ERREURS DE PRÉDICTION DE LA PLUIE SUR LA PERFORMANCE DU MODÈLE SWIFT	47
3.1	Validation des essais	47
3.1.1	Validation des distributions	47
3.1.2	Validation du comportement du réseau	49
3.2	Présentation et analyse des résultats	51
3.2.1	Les surcharges	51
3.2.2	Volumes générés par les pluies simulées pour les cas sans surcharge	61
3.2.3	Les volumes déversés pour les cas sans surcharge	67
3.3	Discussion	71
4	CHANGEMENT DE LA POLITIQUE DE GESTION	75
4.1	Objectifs poursuivis	75

4.2	Présentation et analyse des résultats	75
4.2.1	Simulations créant des surcharges et volumes d'eau déversés	76
4.2.2	Les conduites en charge et la durée des surcharges	78
4.3	Discussion	82
5	APPLICATION DE L'ÉTUDE AU RÉSEAU EST-OUEST	87
5.1	Application de la politique de gestion actuelle	88
5.1.1	Les surcharges	88
5.1.2	Les volumes des pluies simulées pour les cas sans surcharge	90
5.1.3	Les volumes déversés	93
5.2	Changement de la politique de gestion	96
5.2.1	Impacts du changement de la politique de gestion sur les surcharges et les volumes déversés	96
5.3	Discussion	98
6	CONCLUSION	101
	BIBLIOGRAPHIE	105
	ANNEXE A : HYÉTOGRAMMES DES ÉVÉNEMENTS PLUVIEUX DE RÉFÉRENCE UTILISÉS SUR LE RÉSEAU SIMPLIFIÉ	111
	ANNEXE B : UTILISATION MAXIMALE DE LA CAPACITÉ DES CONDUITES AU COURS D'UNE OPTIMISATION RÉALISÉE SUR LE RÉSEAU SIMPLIFIÉ ...	113
	ANNEXE C : HYÉTOGRAMME DE L'ÉVÉNEMENT PLUVIEUX DE RÉFÉRENCE UTILISÉ SUR LE RÉSEAU EST-OUEST	115
	ANNEXE D : UTILISATION MAXIMALE DE LA CAPACITÉ DES CONDUITES AU COURS D'UNE OPTIMISATION RÉALISÉE SUR LE RÉSEAU EST-OUEST ..	117



LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 :	Erreurs moyennes relatives sur les lames d'eau prévues pendant un intervalle de temps DL	25
Tableau 2.1 :	Superficie des bassins de drainage	37
Tableau 2.2 :	Caractéristiques des régulateurs	38
Tableau 2.3 :	Caractéristiques des conduites	38
Tableau 2.4 :	Caractéristiques des pluies utilisées	42
Tableau 4.1 :	Pourcentage de simulations créant des surcharges pour chaque politique de gestion utilisée et, pourcentage de diminution de ces simulations suite au changement de la politique de gestion, en considérant une incertitude de 30%	77
Tableau 4.2 :	Volume d'eau déversé à l'optimisation pour chaque politique de gestion appliquée et, augmentation des volumes d'eau déversés suite au changement de la politique de gestion, en considérant une incertitude de 30%	77
Tableau 4.3 :	Nombre moyen de conduites en charge par simulation en charge	79
Tableau 4.4 :	Nombre moyen de pas de temps de 5 minutes où les conduites sont en charge	79
Tableau 5.1 :	Caractéristiques de la pluie du 11 juillet 1988 (b)	88
Tableau B.1 :	Utilisation maximale de la capacité des conduites (Pct) à l'optimisation et nombre de pas de temps de cinq minutes pendant lesquels les conduites ont été utilisées à 90%, 95% et 99% de leur capacité (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet (Les conduites contraignantes sont identifiées en caractères gras)	113
Tableau D.1 :	Utilisation maximale de la capacité des conduites (Pct) à l'optimisation et nombre de pas de temps de cinq minutes pendant lesquels les conduites ont été utilisées à 90%, 95% et 99% de leur capacité (Les conduites contraignantes sont identifiées en caractères gras)	117



LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 :	Représentation schématique de la méthodologie développée	29
Figure 2.2 :	Algorithme du simulateur-optimisateur du modèle SWIFT	36
Figure 2.3 :	Partie du réseau Est-Ouest localisé à Ville de Vanier	39
Figure 2.4 :	Intercepteur du réseau Est-Ouest utilisé dans cette étude	41
Figure 3.1 :	Distribution des volumes des pluies simulées à partir de la pluie du 11 juillet 1988, en considérant une erreur non-corrélée (a) incertitude = 5%, (b) incertitude = 25%	48
Figure 3.2 :	Effet de la contrainte mécanique sur l'optimisation des ouvertures d'un régulateur	50
Figure 3.3 :	Pourcentage de simulations avec surcharges en fonction de l'incertitude (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet	52
Figure 3.4 :	Pourcentage de simulations où les conduites contraignantes sont en surcharge en fonction de l'incertitude (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet	55
Figure 3.5 :	Utilisation maximale moyenne de la capacité de la conduite 142 en fonction de l'incertitude (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet	57
Figure 3.6 :	Nombre moyen de conduites en charge et de pas de temps pendant lesquels ces conduites sont en charge en fonction de l'incertitude (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet	59
Figure 3.7 :	Volume moyen de la pluie simulée ne causant pas de surcharge en fonction de l'incertitude (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet	62
Figure 3.8 :	Pourcentage de simulations ne causant pas de surcharge, dont le volume de la pluie simulée est inférieur au volume de la pluie prédite (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet	65
Figure 3.9 :	Volume moyen déversé en fonction de l'incertitude (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet	68

Figure 3.10 :	Diminution du volume moyen déversé en relation avec la diminution du volume moyen de la pluie simulée, lorsque les erreurs sont corrélées (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet	70
Figure 3.11 :	Diminution du volume moyen déversé en relation avec la diminution du volume moyen de la pluie simulée, lorsque les erreurs sont non-corrélées (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet	72
Figure 4.1 :	Diminution, en pourcentage, du nombre moyen de conduites en charge et de pas de temps de 5 minutes pendant lesquels ces conduites sont en charge (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet	80
Figure 4.2 :	Utilisation maximale moyenne de la capacité d'une conduite au cours d'une simulation en surcharge, en fonction de l'incertitude	83
Figure 5.1 :	Pourcentage de simulations avec surcharges en fonction de l'incertitude	89
Figure 5.2 :	Nombre moyen de conduites en charge et de pas de temps pendant lesquels ces conduites sont en charge en fonction de l'incertitude	91
Figure 5.3 :	Volume moyen de la pluie simulée ne causant pas de surcharge en fonction de l'incertitude	92
Figure 5.4 :	Pourcentage de simulations avec surcharges dont le volume de la pluie simulée est supérieur au volume de la pluie prédite et ce, en fonction de l'incertitude	94
Figure 5.5 :	Volume moyen déversé en fonction de l'incertitude	95
Figure 5.6 :	Impacts du changement de la politique de gestion sur les probabilités de surcharges et les volumes déversés	97
Figure A.1 :	Hyétoigrammes des événements pluvieux de référence (a) pluie de 10 juillet 1988 (b) pluie du 11 juillet 1988 (c) pluie du 16 mai 1988 (d) pluie du 14 juillet 1988	111
Figure C.1 :	Hyétoigramme de l'événement pluvieux du 11 juillet 1988 (b)	115

INTRODUCTION

Par temps de pluie, dans les réseaux d'égouts unitaires, les débits générés par le ruissellement urbain s'ajoutent aux débits sanitaires et d'infiltrations pour ensuite être acheminés vers les usines d'épuration en vue d'être traités. Ces dernières ayant une capacité limitée, les débits excédentaires produits en temps de pluie sont déversés vers le milieu récepteur par l'intermédiaire de structures de régulation. Longtemps considérés négligeables, ces déversements apparaissent aujourd'hui comme un facteur important de la dégradation des milieux naturels.

Grâce à la prise de conscience des impacts négatifs et persistants causés par les débordements des réseaux unitaires en temps de pluie, des développements importants ont été réalisés dans le domaine du contrôle en temps réel de ces réseaux. L'approche de contrôle en temps réel permet de minimiser les impacts des rejets d'eaux usées sur le milieu naturel, sans modifications importantes de la structure actuelle d'un réseau. Toutefois, pour répondre à des objectifs environnementaux de plus hauts niveaux, la gestion en temps réel d'un réseau doit être prédictive. En d'autres mots, elle doit s'appuyer non seulement sur la connaissance continue de l'état actuel du réseau, mais aussi sur la prévision de son état futur. Dans le cas du ruissellement urbain, la prévision de l'état futur du réseau est basée sur la prédiction des conditions météorologiques dont dépend le débit de ruissellement et, par conséquent, les conditions d'écoulement dans le réseau.

Les incertitudes de prévision sont importantes et peuvent donc diminuer l'efficacité de la gestion d'un réseau unitaire. Il appert que les méthodes de prévision actuellement disponibles permettent une évaluation utile et efficace des précipitations pour la gestion d'un réseau d'assainissement. Toutefois, il est primordial, afin d'assurer la fiabilité d'une approche de gestion prédictive, de connaître les conséquences des erreurs de prévision de la pluie sur l'efficacité du système de gestion utilisé.

La présente recherche a pour objectif d'évaluer les impacts des erreurs de prévision météorologique sur la performance d'une gestion prédictive intégrée axée sur la minimisation des volumes totaux déversés. En premier lieu, nous étudierons les impacts des erreurs de prévision sur les surcharges engendrées dans certaines conduites du réseau. Afin d'éviter que les surcharges

induites dans certaines conduites du réseau ne causent des refoulements, cette étude visera également à modifier la politique de gestion du réseau de façon à assurer une marge de sécurité face aux possibilités de surcharges et de refoulements. Enfin, nous effectuerons une analyse de l'impact des erreurs de prévision météorologique sur le volume déversé optimal prévu.

Ce mémoire dresse un portrait de l'état actuel des connaissances quant à la problématique des déversements des réseaux unitaires et sur les approches de contrôle existantes. Cette mise en contexte nous permet ensuite d'aborder les méthodes qui permettent de mesurer et de prévoir les précipitations et les incertitudes qui leurs sont associées.

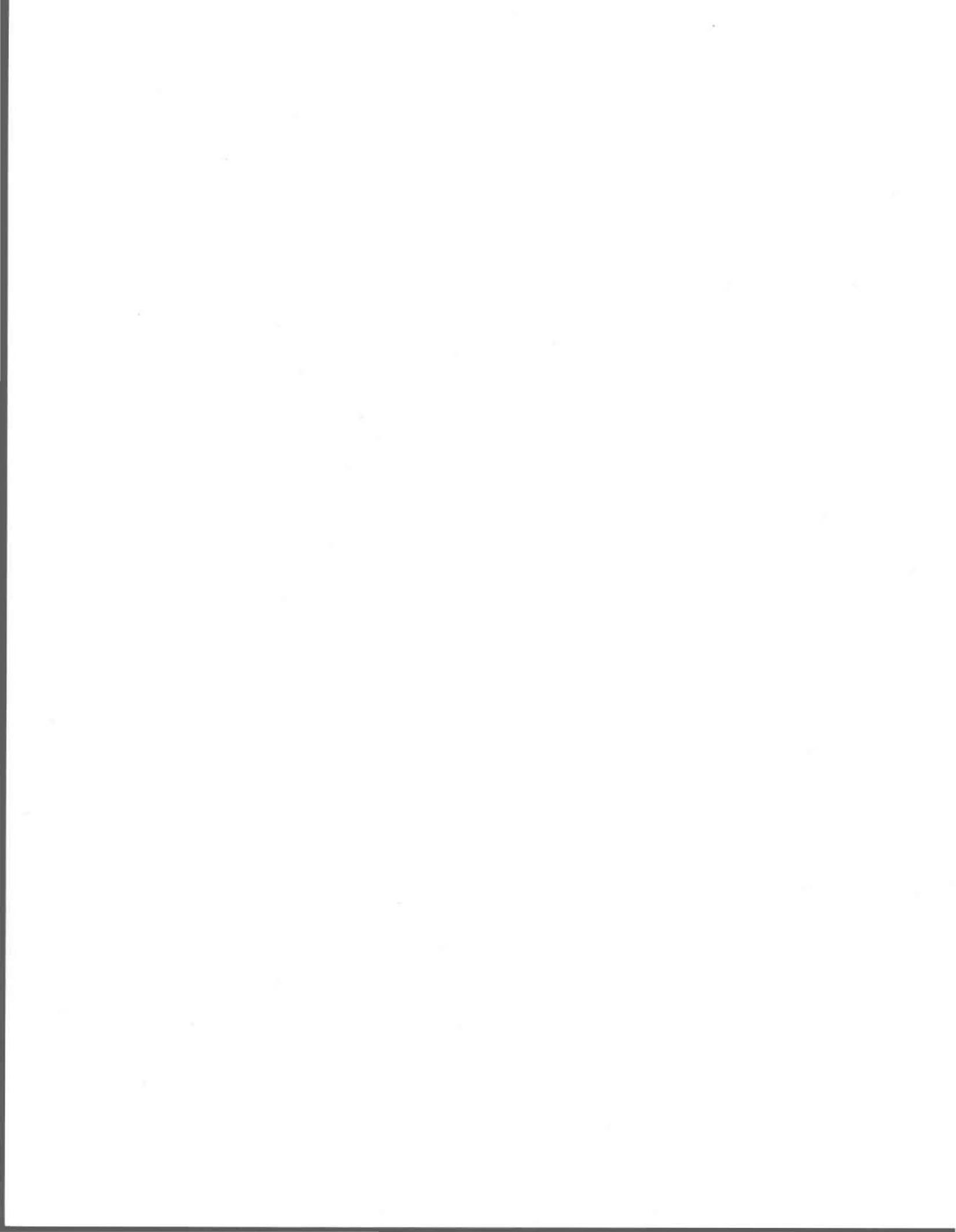
Par la suite, nous présentons les objectifs de l'étude ainsi que la méthodologie développée en vue d'évaluer les impacts des erreurs de prévision sur la performance d'un système de gestion prédictif intégré. Nous poserons alors certaines hypothèses quant à la nature et aux ordres de grandeur des erreurs de prévision des précipitations.

Une analyse statistique de l'impacts des erreurs de prévision météorologique sur les surcharges engendrées sera ensuite effectuée. Nous procéderons à une série de simulations de l'écoulement de débits de ruissellement réels dans un réseau de conduites où les ouvertures des ouvrages de régulations ont été établies à partir de débits de ruissellement prédits. Les volumes déversés optimaux évalués à partir d'événements pluvieux prédits seront par la suite comparés aux volumes moyens réellement déversés afin d'étudier les impacts des erreurs de prévision sur le volume total déversé aux différents régulateurs du réseau.

L'influence de la répartition spatiale des erreurs de prévision des précipitations sur les surcharges et les volumes déversés entre les régulateurs sera aussi analysée en considérant, dans un premier temps, des erreurs corrélées entre les différents bassins du réseau et, dans un deuxième temps, des erreurs non-corrélées.

Enfin, nous modifierons de façon simple la politique de gestion de façon à assurer une marge de sécurité quant à la possibilité de surcharges et de refoulements. L'évaluation des impacts du

changement de la politique de gestion sur la réduction des surcharges et l'augmentation du volume déversé optimal sera ensuite effectuée. Les résultats obtenus nous permettront ainsi d'avancer des conclusions concernant la possibilité d'assurer l'efficacité d'une gestion prédictive intégrée, malgré les effets négatifs des incertitudes sur les prévisions.



1 REVUE DE LITTÉRATURE

1.1 Problématique des déversements des réseaux d'égouts unitaires

La problématique des déversements des réseaux d'égouts unitaires des grandes régions urbaines, trouve son origine dans les contraintes posées par la structure actuelle des réseaux. Cette structure, mal adaptée aux réalités d'aujourd'hui, a évolué en fonction des besoins et de la mentalité des décideurs et de la population.

1.1.1 Origine de la structure actuelle des réseaux d'égouts

Autrefois, on éliminait séparément les eaux de ruissellement et les eaux usées d'origine domestique. Étant donné la faible densité de la population, les eaux pluviales étaient évacuées par des fossés tandis que les eaux usées étaient rejetées sur les terrains entourant les maisons. Plus tard, la densité de la population augmentant, on a substitué aux fossés des conduites installées sous la chaussée, les eaux usées domestiques étant toujours rejetées sur les terrains. Cependant, pour des raisons évidentes d'hygiène, les citoyens ont très vite éprouvé le besoin d'évacuer également leurs eaux usées d'origine domestique par ces canalisations. Les eaux collectées et transportées par les conduites unitaires étaient alors évacuées le plus rapidement possible vers le milieu récepteur. On croyait alors que dans les égouts combinés, les eaux de pluie avaient un certain pouvoir de dilution sur les eaux usées domestiques. Or, il a été démontré que les déversements d'eaux usées en période de pluie contribuent presque autant à la contamination des cours d'eau récepteurs que les déversements d'eaux usées non-diluées [Field et Turkeltaub 1981]. C'est ce qui explique en partie pourquoi, de nos jours, on se retrouve aux prises avec des cours d'eau pollués.

La détérioration observée de la qualité de l'eau des milieux récepteurs a mené à la construction d'usines d'épuration visant à traiter uniquement les eaux usées d'origine domestique et ainsi, à retourner à une gestion séparée des eaux usées sanitaires et pluviales. Toutefois, la généralisation de systèmes séparatifs s'est avérée délicate compte tenu des ressources financières disponibles et du contrôle des branchements difficile à réaliser. C'est pourquoi, en milieu urbain, certains

quartiers sont dotés d'égouts unitaires où toutes les eaux sont véhiculées dans une même canalisation, alors que d'autres plus récents sont dotés d'un réseau séparatif où les eaux usées domestiques et les eaux de ruissellement sont évacuées séparément par un réseau de conduites sanitaires et un réseau de conduites pluviales. On observe cette situation au Québec où, malgré l'interdiction de construire des égouts unitaires, environ 80 % de la population est toujours desservie par ce type de réseau [Villeneuve *et al.* 1992].

1.1.2 Origine des déversements

Dans un réseau unitaire, les collecteurs recueillent les eaux usées provenant des conduites locales de moindre dimension. Ceux-ci sont aptes à évacuer de façon rapide, la totalité des débits qu'ils reçoivent. Les eaux des collecteurs sont ensuite acheminées vers les usines d'épuration par un intercepteur. En présence d'un réseau unitaire, on ne peut traiter en tout temps la totalité des débits provenant des collecteurs. Par exemple, certains événements pluvieux génèrent des débits allant jusqu'à 100 fois le débit moyen de temps sec, alors que la capacité de l'intercepteur équivaut, en général, au débit de pointe de temps sec [Villeneuve *et al.* 1992]. Lorsqu'on ne peut traiter toutes les eaux transportées par les collecteurs, des structures de régulation installées à la jonction des collecteurs et des intercepteurs, permettent de diriger les eaux excédentaires vers le milieu récepteur.

La fréquence des déversements et la qualité de ces eaux déversées en temps de pluie contribuent fortement à la détérioration des milieux récepteurs. Par exemple, à Québec, ces déversements surviennent plus d'une fois par cinq jours durant la saison estivale, comprise entre le 15 mai et le 15 septembre [Lavallée et Lessard 1984]. Ces déversements provoquent de plus, une détérioration globale du milieu récepteur qui est susceptible de se poursuivre jusqu'à 2 à 3 jours après leur cessation [Lavallée *et al.* 1984].

Il n'est pas dans notre intention, dans le cadre de cette étude, de discuter de la caractérisation qualitative des eaux de débordements et de leurs impacts sur le milieu récepteur. Pour les lecteurs intéressés, certains ouvrages offrent une excellente synthèse de ces aspects. [Wilson 1988; Charron 1990; Rainville 1996].

1.2 Les solutions proposées

Beaucoup d'énergie a été investie dans la recherche de mesures efficaces et économiques permettant de réduire les impacts de la pollution engendrée suite aux déversements en temps de pluie des réseaux unitaires. Parmi les solutions proposées, on peut identifier trois catégories de mesures de contrôle de la qualité des eaux recueillies en milieu urbain [Field 1986]. Ces mesures peuvent être structurales, non-structurales ou semi-structurales.

Les mesures structurales exigent la construction de nouvelles infrastructures dans le réseau, tel que, par exemple, des réservoirs permettant d'accroître la quantité d'eaux usées traitées, en emmagasinant temporairement les eaux excédentaires générées lors d'un événement pluvieux, pour ensuite les acheminer vers l'usine lorsque la capacité de l'intercepteur le permet. Toutefois, la construction d'ouvrages de rétention pouvant recueillir la totalité des eaux excédentaires produites par le ruissellement urbain est une solution difficile à retenir étant donné son coût élevé.

Les mesures non-structurales impliquent essentiellement une gestion plus étroite de l'entretien du réseau de conduites ainsi qu'un meilleur contrôle à la source de la qualité des eaux de ruissellement. On mentionne, par exemple, la réparation de joints non-étanches, qui contribuent à laisser passer beaucoup d'eaux parasites dans les conduites, le lavage des conduites, l'entretien adéquat des ouvrages existants, le nettoyage des rues, pour ne nommer que celles-là.

Les mesures semi-structurales, quant à elles, regroupent des solutions appartenant à la fois aux deux types précédents de mesures. L'approche semi-structurale qui permet de réaliser un contrôle automatique en temps réel des déversements de réseaux unitaires en tenant compte des ouvrages de rétention et de traitement existants, est celle qui offre le meilleur rapport coût-efficacité [Labadie *et al.* 1980; Villeneuve *et al.* 1992]. Cette solution requiert, notamment, l'utilisation de régulateurs dynamiques, qui, lorsque combinés à l'usage de réservoirs de dimensions raisonnables, assurent un contrôle optimal des débordements de façon à minimiser leurs impacts sur les milieux récepteurs.

1.2.1 Le contrôle automatique des réseaux d'égouts unitaires

L'approche classique pour la gestion des eaux de ruissellement consiste à utiliser un mode de contrôle statique, réalisé au moyen de régulateurs ayant une ouverture fixe, dont la géométrie permet de limiter le débit acheminé vers les usines. Les eaux générant un débit supérieur à la capacité du régulateur, sont alors déversées vers le milieu récepteur. Malgré qu'elle soit encore très répandue dans plusieurs villes desservies par un réseau d'égouts combinés, l'efficacité de cette approche est grandement limitée par son manque de flexibilité dans la gestion d'un système dont l'état (débit, qualité de l'eau) varie considérablement dans le temps et dans l'espace [Nelen 1993; Novotny *et al.* 1992].

Contrairement au mode de contrôle statique, la gestion en temps réel offre la possibilité d'établir des stratégies en fonction de l'état du réseau. Un tel système de contrôle des réseaux unitaires implique l'acquisition en temps réel d'informations servant à évaluer l'état du réseau de façon continue. Ces informations concernant l'intensité de la pluie, le niveau de l'eau, le débit et la qualité de l'eau, sont obtenues à partir de différents capteurs. En se basant sur ces informations, une stratégie est appliquée afin de déterminer les actions à entreprendre au niveau des différents instruments de contrôle (régulateurs, déversoirs, pompes, valves).

Dans un système de contrôle automatique, la stratégie de contrôle est déterminée d'une façon entièrement automatique par un ordinateur. En présence d'un réseau unitaire comportant plusieurs points de débordements, la mise sur pied d'une stratégie de gestion peut s'avérer fort complexe. C'est pourquoi, plusieurs auteurs ont reconnu la nécessité d'opter pour un contrôle automatique des réseaux unitaires qui permet d'optimiser efficacement les capacités de rétention et de transport d'un réseau de conduites [Brueck *et al.* 1981; Patry 1986; Novotny *et al.* 1992; Trotta *et al.* 1977; Papageorgiou 1983; Gridd et Labadie 1976].

Les objectifs visés par une gestion automatisée en temps réel des réseaux unitaires sont rencontrés en adoptant une stratégie de contrôle basée sur des critères de décisions appropriés [Schilling 1987; Patry et Marino 1982]. Le contrôle réactif local (CRL) et le contrôle prédictif intégré (CPI) sont deux stratégies qui permettent un contrôle automatique [Trotta *et al.* 1977].

1.2.2 Le contrôle réactif local

Ce qui caractérise plus particulièrement la stratégie du contrôle réactif local, est le fait que la prise de décisions s'effectue en réaction à l'état présent du réseau, en considérant chaque ouvrage de régulation de façon indépendante. L'objectif du contrôle réactif local est de minimiser les volumes totaux débordés en utilisant au maximum la capacité de l'intercepteur. Afin d'atteindre cet objectif, les débits dirigés vers l'intercepteur sont régularisés en fonction de la capacité de l'intercepteur en aval du régulateur considéré, de façon à ce que les déversements ne surviennent que dans les cas où le débit intercepté et le débit collecté en amont du régulateur dépassent la capacité de l'intercepteur en aval.

1.2.3 Le contrôle prédictif intégré

Lors de l'application d'un contrôle prédictif intégré, les décisions sont non seulement liées à l'état actuel du réseau, mais aussi à son état futur. Les plans d'action sont déterminés en tenant compte de l'ensemble des structures de régulation, de rétention et de transport du réseau afin d'assurer une distribution optimale des volumes débordés entre les différents régulateurs. La gestion globale d'un système nécessite toutefois d'anticiper son état futur sur un intervalle de temps suffisamment long pour permettre à l'écoulement de se propager d'un régulateur à un autre, de façon à ce qu'on puisse évaluer les effets combinés des actions appliquées en amont du réseau sur les structures situées en aval.

La gestion globale des ouvrages de régulation ainsi que l'utilisation de prédictions sur l'état futur du système permettent d'effectuer, entre les régulateurs, des transferts de capacité. Ainsi, contrairement au contrôle réactif local, le contrôle prédictif intégré ne se limite pas à une diminution systématique des volumes totaux déversés. En effet, il lui est possible, en considérant directement l'aspect qualitatif des eaux usées véhiculées à travers le réseau, de viser des objectifs environnementaux plus spécifiques, comme celui de diminuer la masse totale de polluants déversés ou encore de minimiser les impacts des rejets sur le milieu naturel [Patry et Marino 1982; Nguyen Van et Osseyrane 1987; Wilson 1988].

1.3 La prévision de la pluie pour prédire les débits de ruissellement

Le potentiel de répartition des volumes déversés offert par le contrôle prédictif intégré, repose sur la capacité à anticiper avec une précision suffisante les débits de ruissellement, sur une période de temps au moins égal aux délais de propagation des débits entre les différents points de contrôle du réseau [Patry *et al.* 1982; Frérot et Jacquet 1989; Mc Pherson 1981]

Pour prédire les débits de ruissellement engendrés dans un réseau, la méthode la plus appropriée consiste à simuler le phénomène du ruissellement à l'aide d'un modèle pluie-débit à partir de la prévision des intensités pluvieuses. La prévision de la pluie est alors réalisée à partir de la mesure de la pluie réalisée en temps réel. Les deux principales méthodes permettant d'effectuer une mesure de la pluie en temps réel, utilisent un réseau de pluviographes ou un radar [Frérot et Jacquet 1989].

Le développement d'un réseau suffisamment dense de mesures pluviométriques est nécessaire pour obtenir la connaissance fine de la distribution spatiale et temporelle de la pluie, requise pour réaliser une gestion globale en temps réel d'un réseau unitaire [Schilling 1984]. Or, cette densification se heurte à de nombreuses contraintes, tels que le coût élevé d'exploitation, le vandalisme ou encore les turbulences liées au vent [Jacquet *et al.* 1983]. Le radar offre, quant à lui, une solution prometteuse pour la gestion d'un réseau unitaire, puisqu'il permet une mesure hydrologique sur une grande étendue avec une résolution spatiale adéquate. Par ailleurs, puisque le radar et le pluviomètre fournissent des mesures distinctes de la pluie, les meilleurs résultats sont obtenus en combinant ces deux types de mesures. [Sauvageot 1983; Delrieu *et al.* 1988; Austin et Austin 1974; Wilson et Brandes 1979; Collier 1986; Jacquet 1988]

À partir de l'acquisition en temps réel d'images radar, il est maintenant possible de développer un système entièrement automatisé permettant d'évaluer et de prédire la pluie dans le cadre d'une gestion en temps réel des ouvrages de contrôle et d'interception d'un réseau d'égouts. Néanmoins, faute de moyens, plusieurs villes ne peuvent disposer d'un tel outil. C'est pourquoi, des techniques

où : C: Constante dont la valeur dépend des caractéristiques du radar.

Z: Réflectivité au temps t.

r: Distance, au temps t, entre le radar et la précipitation ayant transmis le signal.

La réflectivité radar dépend essentiellement du diamètre des particules contenues dans le volume intercepté par le radar et s'exprime comme suit :

$$Z(t) = \int_0^{\infty} N(D;t) D(t)^6 dD \quad (2)$$

où : N(D; t) : Nombre de gouttelles, au temps t, dont le diamètre est inclu entre D et D + dD.

L'intensité de la pluie au temps t est aussi une fonction de D qui est donnée par :

$$R(t) = \frac{\pi}{6} \int_0^{\infty} N(D;t) D(t)^3 V_t(D;t) dD \quad (3)$$

où : $V_t(D; t)$: Vitesse au sol, au temps t, d'une goutte de diamètre D.

Pour faciliter la transformation des réflectivités en intensités, plusieurs travaux ont été consacrés à la recherche de relations simples entre la réflectivité Z et l'intensité R. En posant certaines hypothèses, il est possible de relier Z et R par une relation dont la forme générale est $Z = aR^b$ où, Z est exprimé en mm^6/m^3 et R en mm/h.

de prévision plus simples, basées sur des modèles régressifs développés à partir d'études statistiques portant sur une longue série d'événements, sont utilisées [Patry 1986]. Toutefois, la prévision des précipitations à l'aide d'un radar semble être la méthode la plus prometteuse [Huff *et al.* 1981; Bellon et Austin 1978; Frérot et Jacquet 1989]. Dans les sections qui vont suivre, nous discuterons donc uniquement des méthodes de mesure et de prévision par radar.

1.3.1 La mesure de la pluie à l'aide d'un radar.

Dans cette section, nous nous contenterons d'évoquer très brièvement les grandes lignes des principes guidant l'estimation des pluies. Par ailleurs, les lecteurs désirant obtenir une information plus détaillée concernant cet aspect sont invités à consulter les ouvrages de Sauvageot (1982) et de Battan (1973).

En résumé, la méthode d'évaluation des intensités pluvieuses par la mesure de la réflectivité radar, consiste à balayer le ciel avec l'antenne radar, en émettant à intervalles réguliers, un faisceau d'ondes électromagnétiques. La mesure de la réflectivité des précipitations s'effectue en comparant la puissance du signal émis par le radar avec la puissance du signal réfléchi par les gouttelettes de pluie. Enfin, les réflectivités sont ensuite converties en intensités à l'aide de relations analytiques appropriées. Les images radar, divisées en pixels, donnent l'intensité de la pluie à une altitude et à un instant donné avec une certaine résolution spatiale correspondant à la dimension des pixels. L'organisation des cellules pluvieuses sur une image radar apparaît sous forme d'échos définis comme un ensemble connexe de pixels sur l'image.

La puissance du signal réfléchi au temps t est définie par :

$$P(t) = \frac{C Z(t)}{r(t)^2} \quad (1)$$

Les coefficients a et b dépendent de la nature et des caractéristiques granulométriques des précipitations observées et peuvent être déterminés expérimentalement à partir des mesures des distributions granulométriques des particules. Parmi les relations expérimentales les plus utilisées, on a pour les pluies convectives [Jones 1956]:

$$Z = 486R^{1.37} \quad (4)$$

pour les pluies à caractère stratiforme [Marshall et Palmer 1948]:

$$Z = 200R^{1.6} \quad (5)$$

pour la neige [Sekhon et Strivastava 1970]:

$$Z = 1780R^{2.21} \quad (6)$$

La précision de la mesure de la pluie par radar est influencée par le choix des facteurs a et b qui peuvent subir des variations importantes dans l'espace et dans le temps au cours d'une même précipitation. Or, dans le cadre d'une gestion automatisée des déversements en temps de pluie d'un réseau unitaire, la procédure la plus simple et la plus courante est d'utiliser une seule relation Z-R soit celle de Marshall et Palmer. En outre, comme nous l'avons mentionné précédemment, l'emploi d'une relation Z-R implique la formulation de certaines hypothèses. Afin de pallier les imprécisions causées par ces simplifications, la solution généralement retenue consiste à étalonner la mesure radar avec les mesures évaluées à l'aide d'un réseau de pluviomètres.

1.3.2 L'étalonnage des données radar par un réseau de pluviomètres

Il existe diverses méthodes de calibration des données radar par les mesures pluviométriques au sol dont certaines sont présentées dans Delrieu *et al.*(1988). Néanmoins, seule la procédure d'étalonnage la plus simple et la plus fréquemment utilisée pour l'application considérée, sera décrite dans cette section. Suivant cette méthode de calibration, appelée correction multiplicative uniforme, la différence moyenne entre les mesures radar et les mesures du réseau pluviométrique est déterminée à chaque pas de temps de réception d'une image radar et des données

pluviographiques. Une correction est ensuite appliquée uniformément aux estimations du radar. Le facteur de correction F est donné par :

$$F(t) = \frac{\sum_{i=1}^N G_i(t)}{\sum_{i=1}^N H_i(t)} \quad (7)$$

ou par :

$$F(t) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{G_i(t)}{H_i(t)} \quad (8)$$

où : N : Nombre de points de calibration.

$G(t)$: Intensité mesurée par le pluviomètre i au temps t .

$H(t)$: Intensité mesurée par le radar au temps t , dans le pixel situé au dessus du pluviomètre i .

En utilisant la première équation, on pondère les données proportionnellement à l'intensité de pluie tombée tandis qu'avec la seconde, tous les couples pluviomètre-pixel radar ont le même poids. Pour une application telle que la gestion globale d'un réseau unitaire, où une bonne connaissance des fortes intensités est importante, la première équation est la plus appropriée.

Le facteur de correction moyen est ensuite appliqué à tous les pixels de l'image radar:

$$Hc_i(t) = H_i(t) F(t) \quad (9)$$

où : $Hc_i(t)$: Intensité corrigée dans le pixel i au temps t .

1.3.3 La prévision de la pluie à l'aide d'un radar

Il existe aujourd'hui très peu de systèmes de prévision opérationnels dont l'objectif est le contrôle automatisé des ouvrages de régulation d'un réseau unitaire. Parmi les techniques de prévision de la pluie par radar développées au cours des années 60 et 70, on distingue deux types de méthodes permettant une prévision automatisée, à savoir les méthodes globales et de reconnaissance des formes. Les méthodes globales traitent l'image radar en entier alors que les méthodes de reconnaissance des formes divisent les images en différentes zones de pluie et traitent ces zones séparément. Pour une revue plus détaillée des différentes méthodes de prévision, on peut consulter les ouvrages de Austin (1985) et de Einfalt (1988).

La méthode globale a été largement étudiée par l'équipe de Bellon et Austin de l'Université McGill, qui a développé une méthode basée sur une technique de corrélation croisée. Hilst et Russo (1960) furent les premiers à utiliser un coefficient de corrélation croisée comme prédicteur des échos des précipitations et grâce au développement de l'informatique, Bellon et Austin ont repris cette méthode en vue d'une utilisation automatisée en temps réel [Bellon et Austin 1984; Bellon et Austin 1978].

En résumé, la technique de corrélation croisée consiste à superposer deux images produites aux instants t et $t - \Delta t$, et à calculer un coefficient de corrélation croisée en comparant chaque pixel d'une image avec celui de l'autre image. Les images sont ensuite déplacées l'une sur l'autre pour tous les déplacements possibles, en évaluant le coefficient de corrélation croisée à chaque fois. Le coefficient maximum obtenu désigne la similitude optimale entre les deux images. La translation pour laquelle le coefficient de corrélation est maximal donne le déplacement moyen le plus probable de la précipitation du temps t au temps $t + \Delta t$. Le vecteur de déplacement obtenu est ensuite extrapolé en considérant l'image entière. Cette méthode est dite du "status quo" car elle suppose aucune modification d'intensité, de surface, de vitesse et de direction dans le temps c'est-à-dire, entre t et $t + \Delta t$.

La technique de corrélation croisée est la plus simple et la plus fiable dans les cas où tous les échos d'une image radar bougent ensemble et lorsqu'il n'y a aucun changement significatif de taille, de

forme ou d'intensité d'une image à l'autre [Carpenter et Owens 1982]. Afin d'améliorer la méthode, Tsonis et Austin (1981) ont travaillé sur un modèle de reconnaissance des formes dans le but de considérer les variations d'intensité et de taille des structures pluvieuses (croissance et décroissance des échos), entre les instants t et $t + \Delta t$, en appliquant une technique d'extrapolation linéaire. Toutefois, ils n'ont pas jugé que leurs résultats apportaient une amélioration significative par rapport à ceux obtenus par la méthode de corrélation croisée.

Malgré tout, une équipe formée autour de Monsieur G. Jacquet de L'École Nationale des Ponts et Chaussées, a entrepris de travailler sur la méthode de reconnaissance des formes en vue de développer une méthode de prévision de la pluie par radar, adaptée aux besoins de l'hydrologie urbaine [Einfalt *et al.* 1990]. Ils considèrent en fait, que la méthode de reconnaissance des formes présente un potentiel plus grand que les méthodes globales puisqu'elle étudie le comportement individuel de chaque écho. Elle permet, entre autres, de tenir compte du mouvement anisotrope des échos d'une image, de concentrer l'étude sur le comportement des cellules pluvieuses dont l'intensité est la plus forte et enfin, elle offre la possibilité de considérer le phénomène de la croissance et de la décroissance des échos [Einfalt 1988].

Généralement, les méthodes de reconnaissance des formes, dont la structure fut développée dans les années 70 [Wiggert et Oslund 1975; Blackmer *et al.* 1973], considèrent les quatre étapes suivantes [Einfalt *et al.* 1990] :

- . la définition des échos sur une image radar ;
- . la caractérisation des échos ;
- . le couplage d'échos correspondant à une même structure météorologique ;
- . la prévision.

Les méthodes de reconnaissance des formes reposent sur une hypothèse d'uniformité spatiale et temporelle de chacun des échos considérés individuellement. Or, en réalité, ces échos sont susceptibles de se fusionner et se diviser ou encore de croître ou de décroître. C'est pourquoi, l'équipe de Monsieur G. Jacquet a développé une technique permettant d'introduire des échos

imaginaires, dans le but de résoudre les problèmes liés à la fusion et à la séparation des échos. Bien que les méthodes de reconnaissance des formes ont le potentiel nécessaire pour permettre l'étude de la croissance et de la décroissance des échos, les méthodes actuellement disponibles ne permettent pas une modélisation suffisamment simple et efficace de ce phénomène.

Les travaux réalisés par l'équipe de M. Jacquet ont donné naissance au logiciel SCOUT dont une description détaillée apparaît dans la thèse de Einfalt (1988). La prévision de la pluie effectuée à l'aide du logiciel SCOUT se déroule donc en cinq étapes: la définition des échos, la caractérisation des échos, l'introduction d'échos imaginaires, le couplage et finalement la prévision.

La définition des échos est une étape qui consiste à définir un écho comme étant un ensemble connexe de pixels d'un niveau de réflectivité supérieur à un seuil donné. Ce seuil varie d'un événement à un autre en fonction de la distribution des réflectivités sur l'image.

Ces échos sont ensuite caractérisés par un certain nombre de paramètres (taille, élongation, coordonnées du centre de gravité, etc). Ces caractéristiques vont, par ailleurs, servir à reconnaître les échos d'une image à l'autre.

L'introduction d'échos imaginaires est une étape qui consiste à créer des échos artificiels en fusionnant les échos identifiés sur l'image précédente selon qu'ils sont suffisamment proches pour que l'on suppose qu'ils se déplacent et évoluent de façon similaire. Ces échos font alors partie de ce que l'on nomme "une zone de comportement commune". Cette étape a pour objectif de considérer l'évolution des échos (fusion ou séparation) afin de faciliter l'étape du couplage. Cette dernière tente de reconnaître les échos d'une image sur une image ultérieure à partir des caractéristiques reliées à la forme de cet écho et des caractéristiques propres à la situation météorologique (vitesse, historique du mouvement). Ce couplage est vérifié par une analyse heuristique de la forme et de la variation des échos, de façon à valider le couplage et à éliminer les couples qui ne sont pas désirés.

Finalement, on procède à l'évaluation d'un vecteur déplacement pour chaque écho individuel et à l'extrapolation de ce vecteur. Les échos qui n'ont pu être couplés sont déplacés suivant un vecteur global.

1.4 Incertitudes reliées aux modèles de prévision de la pluie

1.4.1 Les sources d'erreurs

Les méthodes de prévision présentées précédemment fournissent des résultats qui sont, bien entendu, entachés d'incertitudes. Les causes de ces incertitudes proviennent essentiellement des caractéristiques des outils utilisés, des conditions dans lesquelles ils sont exploités, ainsi que des limites des méthodes de prévision développées. Ces limites proviennent du caractère aléatoire et variable dans le temps et dans l'espace de la pluie ce qui en fait un phénomène difficile à mesurer et à prévoir.

Aux sections 1.4.1.1 et 1.4.1.2, nous présentons les principales sources d'erreurs identifiées dans la littérature et portant respectivement sur les erreurs liées à la mesure radar [Sauvageot 1982; Zawadski 1984; Denoeux 1989] et sur celles provenant de la méthode de prévision utilisée [Denoeux 1989; Einfalt 1988; Carpenter et Owens 1982].

1.4.1.1 Les sources d'erreurs liées à la mesure radar

Les erreurs induites par la mesure des intensités de la pluie par radar sont causées essentiellement par les approximations successives réalisées à chaque étape conduisant de la mesure de la réflectivité radar, à l'estimation de l'intensité de la pluie tombée au sol [Denoeux 1989]. Les différentes sources d'incertitudes présentées ici sont classées en fonction du type d'erreurs, aléatoire ou systématique, qu'elles engendrent.

Parmi les sources d'erreurs aléatoires, on mentionne principalement:

- . Mauvais étalonnage électronique du radar.
- . Erreurs liées à la présence d'eau sur le radôme ou sur le réflecteur parabolique.
- . Défauts dans le traitement des données en vue d'obtenir une mesure de l'intensité moyenne du signal radar.
- . L'utilisation d'une relation Z-R. L'emploi de cette relation simple repose sur certaines hypothèses (homogénéité du volume sondé, distribution exponentielle des diamètres des gouttes) qui ne sont pas toujours respectées en réalité. De plus, les coefficients a et b qui caractérisent la relation Z-R, sont susceptibles de subir des variations considérables d'un type de précipitation à un autre ainsi qu'au cours d'une même précipitation.
- . Le déplacement de la pluie par le vent entre l'altitude à laquelle la mesure radar est effectuée et le sol.

Les principales sources d'erreurs systématiques sont:

- . La propagation anormale du faisceau radar provoquée par une forte variation de l'indice de réfraction de l'air qui tend à faire incurver la trajectoire des faisceaux vers le sol engendrant ainsi des échos de sol imprévisibles.
- . Les ondes électromagnétiques émises par le radar peuvent subir une atténuation non-négligeable par la présence de fortes précipitations, de nuages ou encore de gaz dans leur trajectoire.
- . L'interception du faisceau par des montagnes. Cette source d'erreurs peut être prise en compte et corrigée par le logiciel météo car l'interception du faisceau par un obstacle aussi important se

perçoit aisément par la présence d'échos fixes et de forte intensité formant ce que l'on nomme un masque d'échos de montagnes sur les images radar.

. Présence d'une bande brillante. Lorsque les ondes émises par le radar traversent une zone que l'on nomme une bande brillante et qui est située sous l'isotherme 0°C, on observe une très forte intensité sur l'image radar due à la présence de particules de neige fondante.

. L'évaporation des précipitations entre l'altitude où sont prises les mesures et le sol.

. La condensation des précipitations entre l'altitude où sont prises les mesures et le sol, ayant pour effet d'accroître l'intensité de la pluie au sol.

. Erreurs liées à l'échantillonnage temporel des images radar. Ces erreurs sont causées par l'échantillonnage discret des images qui ne tient pas compte du déplacement des structures d'une image à l'autre dans le cumul des précipitations. Toutefois, des méthodes d'évaluation de la hauteur d'eau engendrée par la pluie, dont certaines sont présentées dans Fabry *et al.* (1994), ont été développées en vue d'atténuer les incertitudes causées par un échantillonnage discret des images radar.

1.4.1.2 Les sources d'erreurs provenant de la prévision radar

Bien entendu, les erreurs provenant de la mesure des intensités des précipitations se répercutent sur les incertitudes induites lors de la prévision de la pluie. Par ailleurs, les sources d'erreurs inhérentes à la prévision proviennent de l'évaluation du vecteur déplacement et de l'extrapolation de ce vecteur.

Les erreurs produites par l'évaluation du vecteur déplacement sont causées par :

- . le déplacement anisotrope des cellules pluvieuses ;
- . les changements de taille et d'intensité des cellules pluvieuses ;
- . la perte d'une partie de certains échos arrivant sur le bord de l'image.

Lorsqu'on utilise une méthode de prévision globale, le vecteur déplacement évalué en considérant l'image entière est appliqué à tous les échos pluvieux présents sur l'image. Cette façon de procéder augmente l'incertitude dans l'évaluation du déplacement car, pour des événements pluvieux de forte intensité, le déplacement des cellules pluvieuses est souvent anisotrope.

L'estimation du déplacement des échos pluvieux s'effectue en comparant des images perçues au temps $t-\Delta t$ et au temps t . Cette étape peut s'avérer difficile et causer une erreur appréciable car en fonction de la situation météorologique rencontrée, il peut se produire des changements importants au niveau des caractéristiques des structures pluvieuses entre le temps $t-\Delta t$ et le temps t .

Enfin, la procédure visant à évaluer le déplacement des échos pluvieux peut aussi être affectée par la perte d'échos coupés par le bord de l'image. Cette source d'erreur pénalise davantage les méthodes de reconnaissance des formes. En effet, comme on l'a vu précédemment, le couplage des échos s'effectue à l'aide de la prise en compte de certaines de leurs caractéristiques (centre de gravité, taille, moments d'inertie, etc). Or, lorsqu'un écho est coupé par le bord d'une image, ces caractéristiques deviennent erronées et le vecteur déplacement ne peut être évalué adéquatement. Le logiciel SCOUT permet de résoudre ce problème en partie, en utilisant un seuil d'intensité plus élevé lors de l'étape de l'identification des échos, ce qui a pour effet de réduire la taille des échos et ainsi, de diminuer la probabilité qu'ils soient tronqués par le bord de l'image. Pour les cas où il subsiste des échos coupés par le bord d'une image, on ignore ces échos dans l'étape du couplage et leur déplacement est ensuite réalisé suivant un vecteur moyen.

Les erreurs induites lors de l'extrapolation du vecteur déplacement proviennent du fait qu'au moment de l'extrapolation des échos sur un intervalle Δt , on déplace chacun des échos suivant une direction, sans égards aux possibilités de leur évolution en taille ou en intensité ni aux possibilités de naissance ou de disparition de ces échos.

À la section 1.3.3, on a mentionné que, malgré certaines tentatives visant à tenir compte du phénomène de croissance et de décroissance des échos, il n'existe pas encore de méthodes

permettant de considérer cette évolution en apportant une amélioration appréciable de la prévision. Néanmoins, les efforts fournis pour résoudre ce problème demeurent, car la prise en compte des phénomènes de croissance et de décroissance des échos permettront d'améliorer la fiabilité d'une prévision [Bellon et Austin 1984; Einfalt 1988].

1.5 Quantification de la qualité des prédictions

Afin d'évaluer les performances d'un modèle de prévision par radar, il existe divers critères de qualité, qui sont utilisés suivant l'objectif visé par la prévision. Dans le cadre d'une application hydrologique, telle que la gestion globale d'un réseau unitaire, on s'intéresse à la qualité de la prévision des intensités de pluie. Dans cette optique, les critères généralement rencontrés dans la littérature sont basés sur la comparaison des hyétogrammes prévus et mesurés. Cette comparaison s'effectue de façon générale, sur la hauteur d'eau tombée durant un intervalle de temps I , correspondant à la durée de la prévision réalisée entre $[T_0 + DA]$ et $[T_0 + DA + DP]$ où, T_0 est l'heure à laquelle est effectuée la prévision, DA est la durée d'anticipation et DP la durée de la prévision.

Par exemple, une prévision effectuée à midi avec une DA de deux heures et une DP de une heure signifie qu'à midi, on prévoit qu'à deux heures, il tombera une certaine quantité d'eau pendant une heure sur la surface considérée.

Durant cet intervalle de temps, on compare généralement la quantité d'eau mesurée par le pluviomètre avec celle prévue dans le pixel radar contenant ce pluviomètre, à l'aide de l'un des critères suivants:

$$AD = 100 * \frac{\sum_i^N |G_i - R_i|}{N \bar{G}} \quad (10)$$

où : G_i : Valeur mesurée par le pluviomètre sur le pixel i .

R_i : Valeur prévue dans le pixel radar i .

N : Nombre de points de comparaison utilisés.

$$E = 100 * \left[\frac{|\bar{G} - \bar{R}|}{\bar{G}} \right] \quad (11)$$

où : G : Intensité moyenne mesurée sur un bassin par un réseau de pluviomètres.

R : Intensité moyenne prédite pour l'ensemble des pixels couvrant le bassin à l'étude.

Étant donné que les lames d'eau prédites sont comparées aux lames d'eau mesurées par un pluviomètre, les critères AD et E permettent de quantifier la qualité globale d'une prévision en tenant compte des incertitudes liées à la mesure radar et de celles qui sont attribuables à la technique de prévision utilisée.

Il existe peu d'études portant sur l'évaluation quantitative de la qualité des prévisions radar réalisées pour des applications hydrologiques. Certaines de ces études portent sur des modèles de prévision automatique, développés en vue de permettre une gestion en temps réel des eaux usées d'un réseau d'égouts unitaires. C'est le cas des études réalisées par Damant *et al.* (1983), Bellon et Austin (1984) et Maltais (1990). On peut aussi mentionner les ouvrages de Carpenter et Owens (1982) qui préconisent l'utilisation de méthodes semi-automatiques pour la prévision de crues et la régulation de réservoirs et ceux de Tsonis et Austin (1981), où l'on compare deux méthodes de prévision.

1.5.1 Ordres de grandeur des erreurs suivant des critères basés sur la comparaison des hyétogrammes prévus et mesurés

Au tableau 1.1, nous présentons les erreurs moyennes relatives sur les hauteurs d'eau prévues durant un intervalle de temps DP, présentées dans les études énumérées au paragraphe précédent. La majorité des erreurs relatives rapportées au tableau 1.1 ont été évaluées à l'aide du critère AD basé sur la comparaison des hyétogrammes prévus et mesurés. Les auteurs cités ont obtenu une valeur de AD (éq. 10) en calculant la moyenne des différences absolues entre la hauteur d'eau cumulée par un pluviomètre et celle prédite dans le pixel radar contenant le pluviomètre. Bellon et Austin (1984), ont pour leur part utilisé le critère E (éq. 11), afin d'évaluer l'erreur moyenne relative, réalisée sur un territoire déterminé.

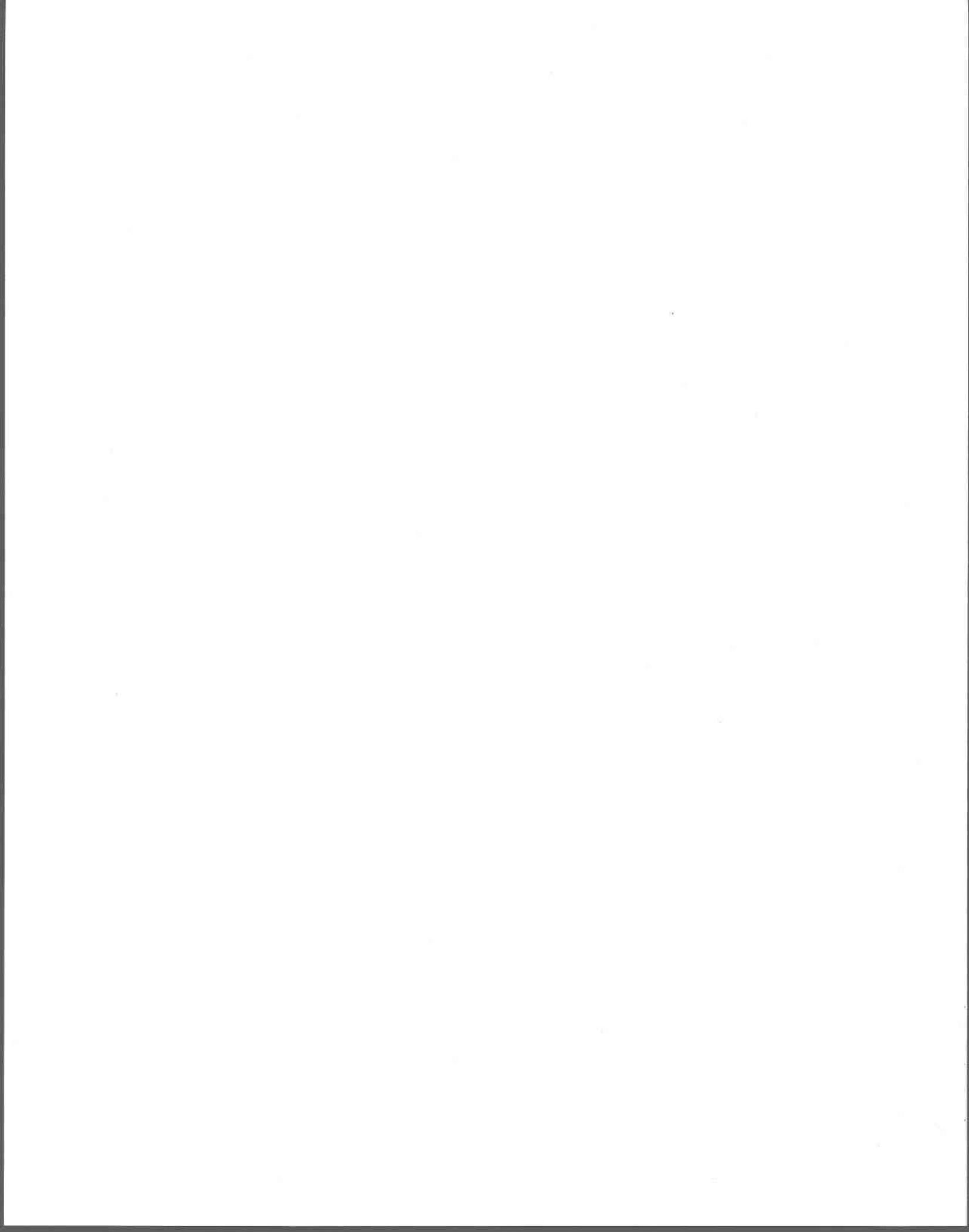
Au tableau 1.1, on remarque que certaines valeurs ont été évaluées en considérant le radar comme mesure de référence. Dans ces cas, l'erreur évaluée provient uniquement de la technique de prévision utilisée. En outre, il importe de noter que la majorité des résultats apparaissant au tableau 1.1 ont déjà été présentés dans la thèse de Denoeux (1989).

La précision d'une prévision est fonction, non seulement de la nature de l'évènement pluvieux considéré mais aussi, de la résolution spatiale et temporelle du radar, de la technique utilisée pour effectuer la mesure de référence, de la méthode de prévision employée ainsi que des conditions dans lesquelles les systèmes sont exploités, pour ne nommer que ces facteurs. C'est pourquoi, il est difficile d'effectuer des comparaisons entre les divers résultats obtenus.

Les différences observées entre les résultats, démontrent que l'évaluation du niveau de précision d'un modèle de prévision doit être réalisée sur les prévisions effectuée par le modèle considéré et ce, dans les conditions dans lesquelles il doit être exploité. Par ailleurs, l'évaluation de l'erreur de prévision globale demeure, dans tous les cas, biaisée par le fait que les mesures de référence, normalement évaluées par un pluviomètre, comportent elles aussi une erreur. Notamment, lorsqu'on utilise un pluviomètre à auget basculant, les erreurs causées essentiellement par la turbulence liée aux effets du vent, peuvent conduire à une sous-estimation allant de 10% à 40% pour un vent de 5 m/s à 30 m/s [Sauvageot H. 1983]

Tableau 1.1 : Erreurs moyennes relatives sur les lames d'eau prévues pendant un intervalle de temps DP

Auteurs	Méthode de prévision	Résolution spatiale de l'image radar (Km ²)	Fréquence de l'image radar (Minutes)	Taille de la zone (Km ²)	Outil de référence	DP (h)	DA (h)	AD (%)
Carpenter et Owens (1981)	Corrélation croisée (semi-automatique)	20 X 20	?	20 X 20	3 pluviomètres	1	1	77
						1	2	95
						1	1	66
						1	2	75
Tsonis et Austin (1981)	Corrélation croisée	?	5	?	?	1	0	40
						2	0	90
Damant et al. (1983)	Corrélation croisée	4.8 X 7.5	?	4.8 X 7.5	1 pluviomètre	1	1	75
						1	2	95
Bellon et Austin (1984)	Corrélation croisée	2 X 2	5 ou 10	2 X 2	1 pluviomètre	0.5	0	59
						1	0	60
						2	0	66
						1	1	88
						1	2	99
Maltais (1990)	Corrélation croisée	2 X 2	10	2 X 2	Radar	0.5	0	30



2 OBJECTIFS DE L'ÉTUDE ET MÉTHODOLOGIE

2.1 Objectifs de l'étude

L'application d'un contrôle prédictif intégré des réseaux d'égouts combinés nécessite une connaissance préalable des débits aux différents ouvrages de contrôle sur un horizon de prédiction au moins égal au temps d'écoulement entre ces ouvrages. Notamment, Trotta *et al.* (1977), Mc Pherson (1981) ainsi que Frérot et Jacquet (1989) ont proposé qu'une gestion prédictive intégrée devrait s'appuyer sur la capacité de prédire les précipitations en vue de prédire ensuite les débits de ruissellement. En ce sens, l'outil de prévision de la pluie constitue le moteur du système de contrôle, dont la précision conditionne l'efficacité d'un contrôle prédictif intégré.

Dans le cadre du projet "The San Francisco Plan for Wastewater Management", Labadie et Lazaro (1981) ont réalisé une étude dans le but d'évaluer dans quelles mesures, étant donné les erreurs reliées à la prévision de la pluie, réalisée à l'aide d'un modèle autorégressif développé par Trotta (1976), un contrôle prédictif intégré pourrait apporter une amélioration par rapport à un contrôle réactif local. Leurs résultats ont démontré que les erreurs engendrées par leur modèle de prévision sont généralement plus faibles que le seuil au-dessus duquel un contrôle réactif devient plus performant qu'un contrôle prédictif local. Labadie et Lazaro (1981) ont, par ailleurs, mentionné que le développement d'un outil de prévision par radar permettrait d'améliorer la qualité de leurs prévisions.

L'amélioration appréciable de la gestion d'un réseau d'égouts unitaires obtenue en optant pour un contrôle basé sur des prévisions entachées d'incertitudes démontre, comme le mentionnent Einfalt et Denoeux (1989), que l'atteinte d'une prévision parfaite n'est ni attendue, ni nécessaire. Toutefois, il est primordial que les utilisateurs de systèmes de contrôle en temps réel soient en mesure d'évaluer l'impact des erreurs réalisées par leur modèle de prévision sur les stratégies de gestion adoptées par leur système [Bellon et Austin 1984].

Dans le cadre de cette étude, nous désirons évaluer quels sont les impacts des erreurs de prévision météorologique sur la performance d'une gestion prédictive intégrée, réalisée à l'aide d'un modèle mathématique minimisant les volumes d'eaux usées déversés. Les erreurs de prévision entraînant

une sous-estimation des débits de ruissellement réels sont susceptibles de provoquer des surcharges dans certaines conduites du réseau et éventuellement, d'occasionner des problèmes de refoulement, suite à l'arrivée d'un débit de ruissellement supérieur au débit prédit. En outre, le volume total déversé, suite à l'écoulement dans le réseau des débits de ruissellement réels, ne correspond pas au volume déversé optimal, prévu en appliquant la stratégie adoptée à partir des débits prédits.

Plus précisément, cette étude a pour principal objectif d'évaluer les effets de certains niveaux d'incertitudes, sur la probabilité d'engendrer des surcharges dans un réseau d'égouts unitaires. Une analyse statistique du pourcentage d'événements susceptibles d'induire des surcharges dans le réseau nous permettra ensuite d'estimer si ces surcharges risquent de limiter l'application d'un contrôle prédictif intégré, étant donné la possibilité qu'elles engendrent des refoulements importants. Afin de s'assurer une marge de sécurité quant à la possibilité de créer des surcharges et donc des refoulements dans le réseau, cette étude vise également à prendre en compte les erreurs de prévision des précipitations en modifiant de façon simple la politique de gestion. Enfin, une analyse simple de l'impact des erreurs de prévision de la pluie sur les volumes totaux déversés sera aussi réalisée.

2.2 Méthodologie

La méthodologie développée en vue d'atteindre nos objectifs est schématisée à la figure 2.1. Cette dernière consiste à utiliser un événement pluvieux survenu sur le territoire étudié, afin d'effectuer une optimisation visant à déterminer les ouvertures optimales à attribuer aux régulateurs. L'événement pluvieux utilisé pour réaliser cette optimisation est alors considéré comme étant la pluie prédite dont un système opérationnel se servirait pour anticiper les débits de ruissellement dans le réseau et établir, à chaque pas de temps de calcul, les ouvertures optimales à attribuer aux régulateurs dynamiques. Par la suite, on génère une pluie en appliquant un bruit aléatoire, distribué normalement, sur les intensités de la pluie prédite à chaque pas de temps. Cette pluie simulée, considérée comme étant une bonne représentation de la pluie réelle, sera ensuite utilisée comme variable d'entrée pour réaliser une simulation, en utilisant les ouvertures des régulateurs établies à partir de la pluie prédite. Enfin, les résultats de simulations nous permettront d'évaluer les effets

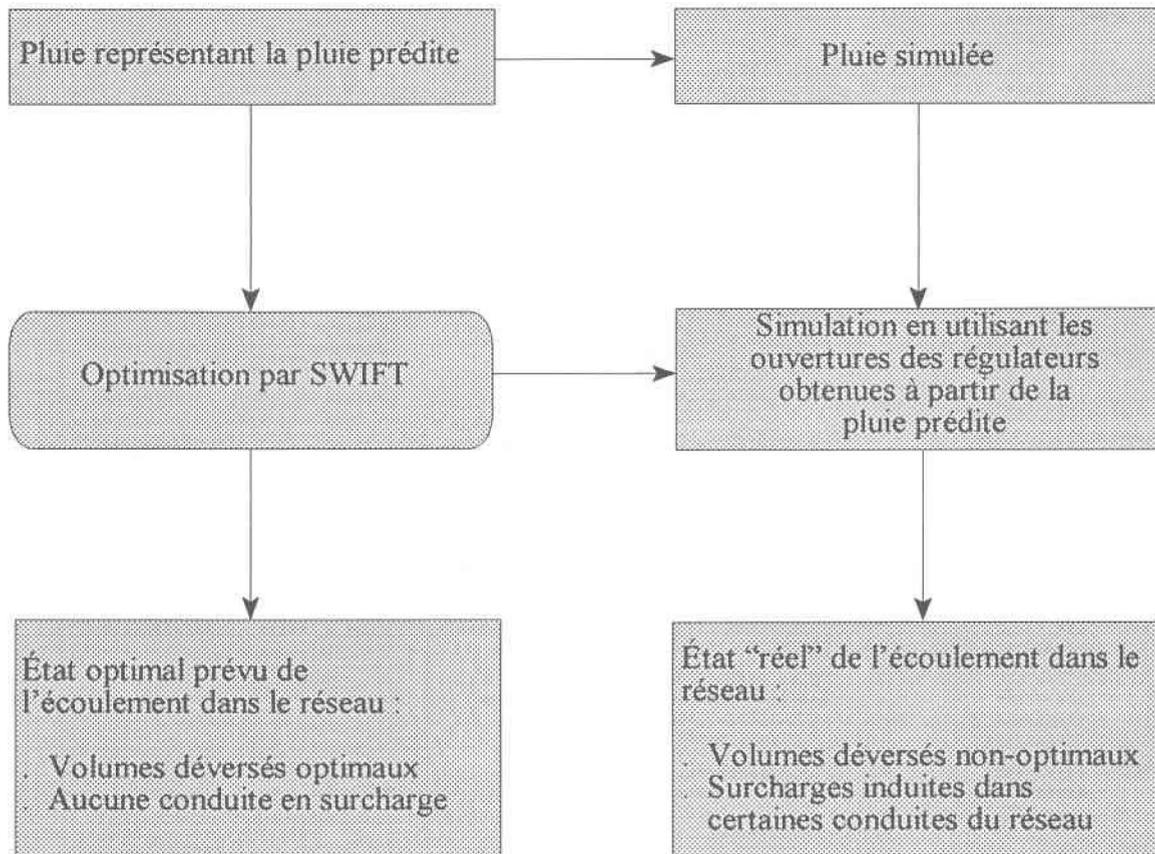


Figure 2.1 : Représentation schématique de la méthodologie développée

des erreurs de prévision de la pluie sur la mise en charge des conduites du réseau et les volumes déversés.

Pour réaliser une étude statistique des effets engendrés par l'application d'une stratégie basée sur des débits prédits, différents des débits réellement véhiculés dans le réseau, nous allons simuler plusieurs événements pluvieux à partir d'une même pluie prédite et d'un même niveau d'incertitude. On aura ainsi le comportement moyen d'un ensemble de situations pouvant être rencontrées selon l'incertitude utilisée. Afin d'évaluer les effets de divers niveaux d'incertitudes, nous allons appliquer successivement des incertitudes relatives sur les intensités de la pluie prédite de 5%, 10%, 15%, 25% et 30%. En outre, pour chaque niveau d'incertitude, nous allons considérer à chaque pas de temps deux types d'erreurs: les erreurs corrélées et les erreurs non-corrélées. Une erreur corrélée signifie qu'elle est identique sur tout le territoire étudié alors qu'une erreur non-corrélée indique qu'une erreur différente est appliquée à chacun des bassins de drainage formant le territoire considéré.

La procédure décrite ici sera reprise en utilisant différents événements pluvieux pour représenter la pluie prédite, dans le but de réaliser une étude couvrant une gamme d'événements représentatifs des pluies survenant sur le territoire de la C.U.Q.

Afin de simplifier notre analyse des résultats, les essais seront d'abord réalisés en utilisant un réseau réduit correspondant à une partie du réseau de la C.U.Q. Par la suite, nous reprendrons notre étude sur un réseau ayant une dimension beaucoup plus importante, pour vérifier si les conclusions tirées à partir du petit réseau peuvent être transposées à un réseau plus étendu.

Les sections suivantes présentent la description du modèle et des réseaux utilisés pour réaliser nos essais. Par la suite, nous présenterons les pluies de référence choisies pour représenter les pluies prédites. Aussi, nous expliquerons comment, à partir d'un bruit aléatoire appliqué sur la pluie prédite, nous allons simuler plusieurs événements pluvieux. Enfin, nous allons discuter de l'utilisation des deux types d'erreurs.

2.3 Contrôle prédictif intégré : le modèle SWIFT

2.3.1 Objectifs du modèle Swift

Le modèle SWIFT, développé à l'INRS-Eau par l'équipe du professeur Jean-Pierre Villeneuve, vise principalement à réduire les volumes déversés dans le milieu récepteur au cours d'un événement pluvieux, en effectuant un contrôle quantitatif des débordements des réseaux d'égouts unitaires qui tient compte de la sensibilité relative du milieu naturel aux différents sites de rejets [Villeneuve *et al.* 1994]. Ce modèle simule l'écoulement des eaux recueillies en milieu urbain et détermine les ouvertures des régulateurs qui permettent d'obtenir une distribution optimale des capacités de rétention disponibles. En outre, le choix des ouvertures optimales s'effectue sur la base d'un contrôle prédictif intégré (CPI), appliqué en vue d'atteindre les objectifs visés. Le lecteur peut consulter deux ouvrages décrivant en détail le logiciel SWIFT et son fonctionnement dans le guide de l'utilisateur [Villeneuve *et al.* 1994a] et dans le manuel de référence du modèle concerné [Villeneuve *et al.* 1994b].

2.3.2 Schématisation du réseau de la C.U.Q

Le réseau de la C.U.Q schématisé par le modèle SWIFT, est divisé en trois types de sous-réseaux appelés axe secondaire, axe primaire et axe majeur. L'axe secondaire comprend les bassins de drainage ainsi que les conduites situées juste en aval de ceux-ci. En aval des axes secondaires, on retrouve les axes primaires et les axes majeurs, constitués d'un ensemble de conduites et de régulateurs du réseau. Les régulateurs fixes (non-contrôlés) doivent tous être localisés sur les axes primaires tandis que l'axe majeur regroupe les régulateurs dynamiques (contrôlés).

2.3.3 Structure du modèle SWIFT

Les principales composantes du modèle SWIFT sont:

- . le modèle de ruissellement ;
- . le modèle hydraulique ;
- . la fonction objectif ;
- . l'algorithme d'optimisation.

Des descriptions sommaires des fonctions réalisées par les différentes composantes du modèle SWIFT sont présentées dans les sections suivantes.

2.3.3.1 Le modèle de ruissellement

Le modèle de ruissellement est un modèle conceptuel capable de transformer les hyétogrammes en hydrogrammes à l'exutoire de chacun des axes secondaires. Cette transformation s'effectue en simulant d'abord le phénomène du ruissellement sur les surfaces perméables et imperméables d'un bassin de drainage urbain, en vue de transformer la hauteur d'eau générée par la pluie en débit de ruissellement. Le modèle de ruissellement assimile l'écoulement de l'eau sur un bassin à un écoulement dans un canal de section uniforme. Ainsi, la relation utilisée pour évaluer le débit de ruissellement est obtenue à partir du produit de l'aire de la section d'écoulement par la vitesse d'écoulement, laquelle est évaluée par l'équation de Manning. Le débit de temps sec est ensuite ajouté au débit provenant du ruissellement. Enfin, à partir d'un hydrogramme d'entrée, formé du débit de temps sec et du débit de ruissellement, le modèle simule l'écoulement de conduite en conduite (décalage et lissage de l'hydrogramme) jusqu'à l'exutoire de l'axe secondaire.

En ce qui concerne la gestion en temps réel du réseau de la C.U.Q, les hyétogrammes d'entrée utilisés par le modèle de ruissellement pourront éventuellement être fournis par un modèle de prévision permettant la mesure et la prévision des intensités de précipitation à partir du traitement d'images radar par une méthode de reconnaissance des formes.

2.3.3.2 Le modèle hydraulique

Le modèle hydraulique simule l'écoulement dans les conduites situées sur les axes primaires et majeurs. Cet écoulement est constitué à la fois des débits de ruissellement, d'infiltration et sanitaire. Le modèle hydraulique est composé du modèle Muskingum-Cunge qui simule le phénomène de l'écoulement à surface libre et d'un modèle linéaire (modèle piston) qui simule l'écoulement en charge dans les conduites toujours en charge. Le modèle hydraulique ne peut simuler la transition d'un écoulement à surface libre vers un écoulement en charge et vice et versa. Lorsqu'une telle situation se présente, l'état de mise en charge est spécifié à l'utilisateur mais, le modèle Muskingum-Cunge simule toujours un écoulement à surface libre en considérant que les

conduites en charge ont la capacité de laisser passer toutes les eaux véhiculées. Par conséquent, aucun refoulement n'est simulé. C'est ce qui explique pourquoi, lors d'une optimisation, les mises en charge des conduites doivent être évitées.

2.3.3.3 La fonction objectif

La sélection des ouvertures optimales des régulateurs contrôlés s'effectue selon un ensemble de contraintes d'opération du système. Ces contraintes sont prises en compte par la fonction objectif qui s'écrit comme suit:

$$\begin{aligned}
 f = & \sum_{j=1}^{nb_{reg}} \sum_{t=1}^{nb_t} W_j \max[Q_a^j(t) - Q_r^j(t), 0] \\
 & + \sum_{j=1}^{nb_{con}} \sum_{t=1}^{nb_{dt}} W_s \max[(Q_j(\{Q_r^k(t)\}; t) - Q_{max}^j), 0] \\
 & + \sum_{j=1}^{nb_{reg}} \sum_{t=2}^{nb_{dt}} W_v |Q_r^j(t) - Q_r^j(t - \Delta t)|
 \end{aligned} \tag{12}$$

où:

- nb_{dt} : nombre de pas de temps formant l'horizon de prédiction.
- nb_{reg} : nombre de régulateurs dynamiques.
- nb_{con} : nombre de conduites formant l'axe majeur.
- W_j : coefficient de distribution ou facteur de pénalité associé au régulateur j.
- $Q_a^j(t)$: débit dans la conduite en amont du régulateur j au temps t.
- $Q_r^j(t)$: débit maximal permis au régulateur j au temps t.
- W_s : poids de pénalité pour la mise en charge des conduites. Cette valeur est fixée à 10 quelle que soit la conduite.
- $Q_j(\{Q_r^k(t)\}; t)$: débit calculé à l'aval de la conduite j au temps t. Cette valeur dépend de l'ensemble des capacités des régulateurs au même pas de temps t.

- $Q_{\max}^{\text{①}}$: débit maximal pouvant transiger par la conduite j au temps t avant qu'elle ne devienne en charge. Cette valeur est évaluée à partir des caractéristiques de la conduite j .
- W_v : facteur de pénalité sur la variation des ouvertures des régulateurs. Cette valeur est fixée à .1 pour l'ensemble des régulateurs du réseau.

Le premier terme de la fonction objectif, proportionnel au volume déversé, est donc minimal lorsque le volume total déversé aux régulateurs dynamiques est minimal. Le deuxième terme est proportionnel à l'importance d'une mise en charge. Dès qu'il y a une surcharge, il devient non nul ce qui permet de minimiser la probabilité de mise en charge des conduites lorsqu'on minimise la fonction objectif. Quant au dernier terme, il favorise une faible variation entre les ouvertures des régulateurs d'un pas de temps à un autre. La prise en compte de l'importance relative des déversements, des surcharges et des interventions aux régulateurs est réalisée en pondérant chacun des termes de la fonction objectif par les paramètres W_j , W_r et W_v . Ainsi, le rapport de 100 entre la valeur de W_r et de W_v indique qu'il est beaucoup plus favorable d'éviter les mises en charge que les interventions aux régulateurs. Par ailleurs, le paramètre W_j associé au régulateur j , permet d'établir des préférences au niveau des divers points de rejets, ce qui permet de prendre en compte la sensibilité relative du milieu récepteur. En outre, en pondérant le régulateur situé à l'entrée de l'usine, on peut considérer implicitement la contrainte associée au respect de la capacité de traitement de l'usine.

2.3.3.4 L'algorithme d'optimisation

L'algorithme d'optimisation utilisé pour minimiser la fonction objectif est celui de Powell [Powell 1965 ; Press *et al.* 1988]. Afin d'évaluer la solution optimale, l'algorithme de Powell effectue plusieurs itérations au cours desquelles on fixe l'ouverture des régulateurs contrôlés, pour ensuite évaluer l'écoulement dans les conduites situées en aval de ces régulateurs pendant la durée de l'horizon de prédiction. Enfin, on évalue la valeur de la fonction objectif et les itérations sont répétées avec de nouvelles consignes aux régulateurs jusqu'à ce que le minimum de la fonction soit atteint.

Dans cette étude, suivant l'algorithme décrit à la figure 2.2, un scénario optimal est estimé à chaque pas de temps de cinq minutes, en considérant le comportement du réseau sur un horizon de prédiction de 20 minutes.

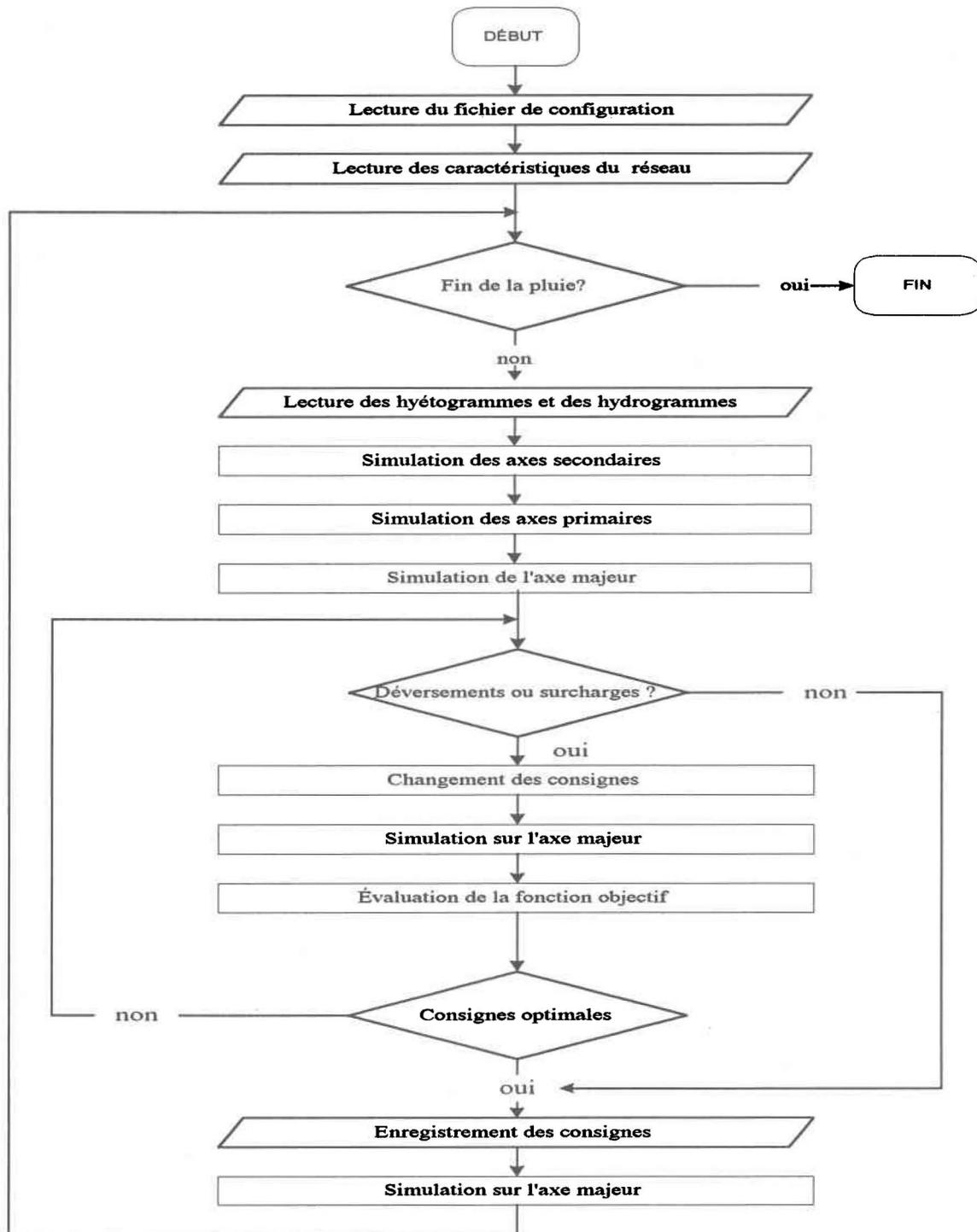


Figure 2.2 : Algorithme du simulateur-optimisateur du modèle SWIFT

2.4 Réseaux utilisés dans le cadre de cette étude

Deux réseaux de conduites seront utilisés dans le cadre de cette étude. Dans un premier temps, nous examinerons un réseau simple afin de, autant que possible, mieux comprendre les résultats. Ainsi, dans un deuxième temps, l'analyse des résultats réalisée sur un plus grand réseau en sera davantage simplifiée.

2.4.1 Réseau simplifié

La majorité des optimisations et des simulations qui seront effectuées dans le cadre de cette étude seront réalisées en utilisant une partie du réseau de conduites de la C.U.Q, schématisé par le modèle SWIFT. Cette portion du réseau recueille les eaux domestiques et les eaux pluviales de la Ville de Vanier située dans la partie Est-Ouest du territoire couvert par la C.U.Q. Ce réseau, présenté à la figure 2.3, dessert un territoire d'environ 1 km². Il comprend un intercepteur constitué de 12 conduites, quatre bassins et deux régulateurs dynamiques qui régularisent le débit provenant de deux bassins. Les caractéristiques principales des composantes du réseau étudié sont présentées aux tableaux 2.1, 2.2 et 2.3.

Deux critères essentiels nous ont guidé dans le choix de cette partie du réseau de la C.U.Q : (1) de nombreux débordements sont observés dans cette partie du réseau, (2) l'on y retrouve deux régulateurs contrôlés.

Tableau 2.1 : Superficie des bassins de drainage.

No. Bassin	Superficie (m ²)
4180	389060
3900	7700
4000	361600
3700	2900

Tableau 2.2 : Caractéristiques des régulateurs

No. Régulateur	Capacité (m ³ /sec)	Type de régulateur
11	0,035	Contrôlé
14	0,03	Contrôlé

Tableau 2.3 : Caractéristiques des conduites

No. Conduites	Diamètre (m)	Longueur (m)	Capacité max (m ³ /sec)
39	-1*	-1	-1
137	0,6	70	0,295
138	0,9	72	1,742
139	-1	-1	-1
140	0,9	43	0,515
141	0,6	108	0,256
142	0,6	108	0,256
143	0,525	138	0,384
144	-1	-1	-1
145	0,53	99	0,212
146	-1	-1	-1
147	0,53	153	0,212
148	0,53	89	0,281
149	0,53	100	0,212
150	0,53	102	0,212
151	0,53	68	0,296

* Conduite fictive recevant son débit d'un axe secondaire et identifiant le point d'entrée d'un axe secondaire dans le réseau.

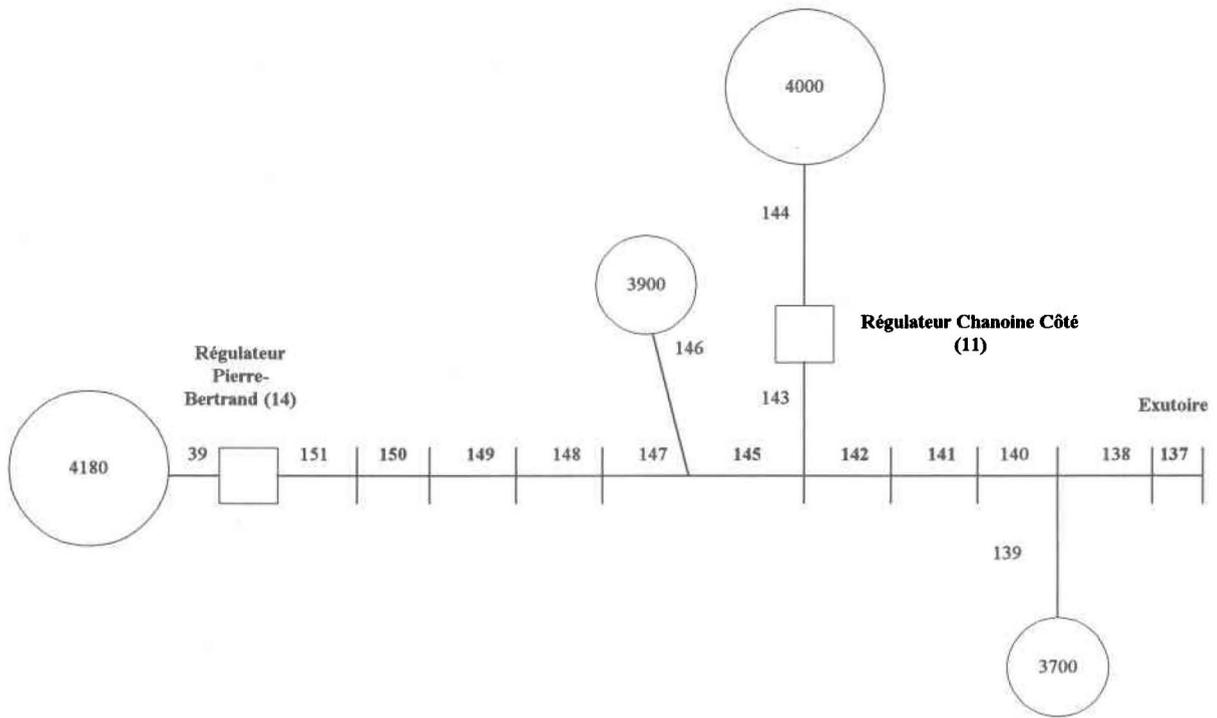


Figure 2.3 : Partie du réseau Est-Ouest localisé à Ville de Vanier

2.4.2 Réseau étendu

L'étude réalisée sur le réseau simplifié sera reprise, d'une façon plus modeste, en réalisant nos essais sur la partie du réseau de la C.U.Q qui recueille toutes les eaux usées générées par la population des bassins de drainage formant la partie contrôlée du réseau Est-Ouest de la C.U.Q. Au total, ces bassins couvrent une superficie de 10 km². Comme on peut le voir sur la figure 2.4, ce réseau, dans lequel est compris le réseau simplifié, dessert les populations des Villes de Vanier, Duberger et une partie de celle de la Ville de Québec résidant dans le secteur Est-Ouest. Le réseau considéré comprend 36 bassins de drainage, 15 régulateurs contrôlés et 73 conduites sur son intercepteur.

2.5 Les pluies de référence utilisées

Au total, quatre pluies de référence ont été choisies afin de représenter les pluies prédites utilisées lors des optimisations. Ces quatre événements pluvieux ont été sélectionnés parmi les 56 pluies survenues sur le territoire de la C.U.Q au cours de l'été 1988.

La sélection des événements de référence a été effectuée en se basant sur un ensemble de critères. Notamment, ces pluies devaient générer un volume d'eau suffisamment important pour causer des débordements au cours d'une optimisation. Par ailleurs, les événements pluvieux retenus devaient présenter des caractéristiques différentes en terme de durée, d'intensité maximale sur dix minutes, de hauteur d'eau totale générée et, de volume total déversé lors de l'optimisation. Finalement, les événements sélectionnés devaient compter des pluies statistiquement représentatives des précipitations qui causent des déversements au cours d'un été sur le territoire de la C.U.Q.

Les déversements observés suite à une optimisation, dépendent des différentes caractéristiques d'une pluie. Ainsi, une pluie qui produit une certaine quantité d'eau peut engendrer un volume déversé moindre qu'une pluie de volume total identique mais dont l'intensité maximale est plus élevée. Les pluies sélectionnées, présentées au tableau 2.4, sont classées par ordre décroissant de volume déversé au cours d'une optimisation. On y retrouve également la durée, la hauteur d'eau tombée, l'intensité maximale sur 10 minutes, de même que la période de récurrence de chacune de ces pluies. Les hyétogrammes des événements pluvieux étudiés sont présentés à l'annexe A.

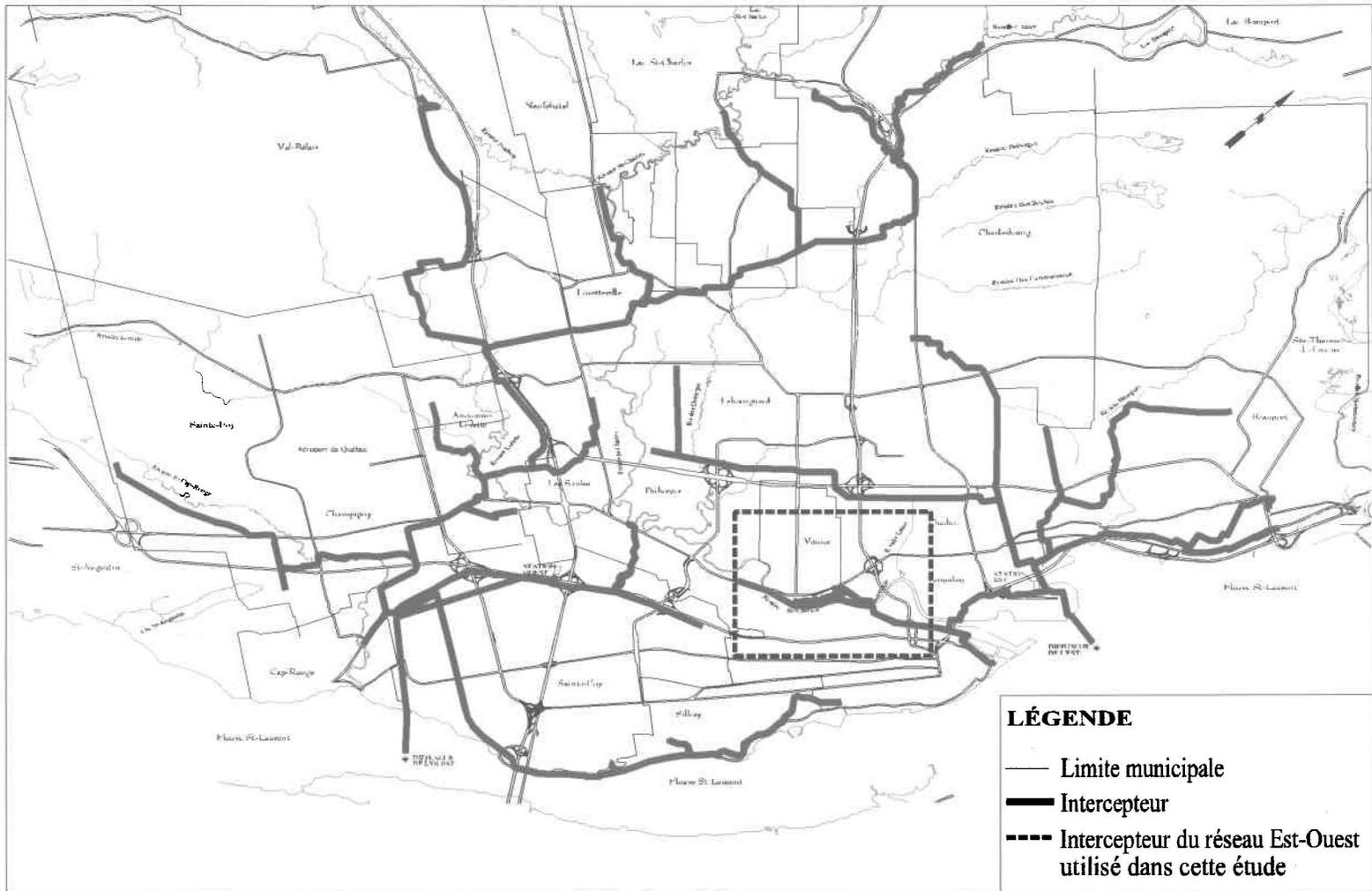


Figure 2.4 : Intercepteur du réseau Est-Ouest utilisé dans cette étude

Les périodes de récurrence ont été déterminées en se basant d'une part, sur la hauteur d'eau de pluie et la durée de la pluie (Récurrence durée-hauteur) et, d'autre part, sur l'intensité maximale évaluée sur 10 minutes (Récurrence I_{max10}). À la lumière des récurrences calculées, on peut affirmer que les pluies de référence couvrent une bonne gamme de récurrence.

Tableau 2.4 : Caractéristiques des pluies utilisées

Date	Volume total débordé SWIFT (m ³)	Durée (min)	Hauteur (mm)	Récurrence durée-hauteur	I_{max10} (mm/h)	Récurrence I_{max10}
10/07/88	4621	180	26,4	1 an	58,6	≈2 ans
11/07/88	4590	140	21,5	1 an	48,9	1.5 ans
16/05/88	1745	300	18,5	< 1 an	9,7	2 sem
14/07/88	764	10	6,1	< 1 an	29,2	2 mois

2.6 Simulation des pluies

2.6.1 Distribution statistique de l'erreur sur la pluie

Les pluies simulées représentent les pluies passant dans le réseau de conduites où les ouvertures des régulateurs ont été optimisées à partir des intensités prédites. Ces pluies seront créées en générant un bruit aléatoire distribué normalement autour de chacune des intensités de la pluie de référence considérée.

La distribution réelle des erreurs n'est probablement pas normale puisqu'il est impossible que l'intensité de la pluie soit négative (*cf.* section 2.6.2). Néanmoins, nous avons opté pour l'application d'une erreur distribuée normalement car c'est l'hypothèse la plus simple compte tenu que nous ne connaissons pas la distribution statistique des erreurs générées par un modèle de prévision qui serait exploité sur le territoire de la C.U.Q. La représentation des erreurs par une loi normale implique les hypothèses suivantes :

- Les erreurs commises sur la prévision sont aléatoires. En d'autres mots, on suppose qu'aucune erreur systématique ou aberrante n'est commise sur la prévision;
- L'utilisation d'une distribution symétrique suppose que la valeur prédite est une bonne représentation de la valeur moyenne réelle.

Dans le cadre de cette étude, la simulation de pluies s'effectue de façon automatique à l'aide d'un programme dans lequel nous avons intégré un générateur de nombres aléatoires. Le générateur peut tirer uniquement des variables distribuées selon une loi $N(0,1)$ car à partir d'une variable $X \sim N(0,1)$, on peut facilement obtenir une variable $X' \sim (\mu, \sigma)$ en utilisant la relation suivante :

$$X' = \mu + \sigma X \quad (13)$$

- X' : intensité de la pluie simulée.
- μ : intensité de la pluie prédite.
- σ : écart-type des valeurs prédites.
- X : nombre aléatoire de loi $N(0,1)$.

L'écart-type de la distribution des intensités prédites représente l'incertitude relative. L'incertitude relative sur les prévisions est donc, dans 70% des cas, située entre $-\sigma$ et σ . Les écarts-type considérés dans cette étude ont été choisis sur la base de considérations décrites à la section 2.6.2.

La méthode employée dans cette étude pour générer une variable aléatoire suivant une loi $N(0,1)$ fut développée par Box et Muller (1958). Elle consiste à générer deux nombres aléatoires U_1 et U_2 suivant une loi uniforme $U(0,1)$. Ces deux nombres permettent ensuite de générer une variable de loi $N(0,1)$, en utilisant l'équation suivante :

$$X = (-2 \ln U_1)^{1/2} \cos(2\pi U_2) \quad (14)$$

Les pluies simulées sont obtenues en appliquant une erreur aléatoire sur les intensités de la pluie prédite, à chaque pas de temps de calcul. Ainsi, on génère autant de nombres X qu'il y a de pas de temps de cinq minutes formant la durée totale de la pluie prédite. Par la suite, on évalue l'intensité de la pluie simulée à l'aide de l'équation 13.

2.6.2 Écart-type de l'erreur appliquée sur la pluie prédite

L'application d'un bruit aléatoire distribué normalement, implique qu'il faille limiter l'erreur relative maximale à 100% étant donné qu'une valeur supérieure à 100% conduirait à générer des intensités négatives. Sachant que dans une distribution normale, environ 98% des valeurs se situent entre -3σ et 3σ , nous avons décidé d'utiliser un écart-type maximal équivalent à 30% de l'intensité prédite tout en étant conscient que cet écart-type ne correspond pas aux ordres de grandeur des erreurs relevées dans la littérature (*cf.* tableau 1.1). Parmi ces ordres de grandeur, l'erreur moyenne relative de 59% sur une durée de prévision de 30 minutes évaluée par Bellon et Austin (1984), à l'aide d'images radar ayant une résolution de $2 \text{ km}^2 \times 2 \text{ km}^2$, est celle qui apparaît la plus près de la moyenne des possibles erreurs de prévision des précipitations survenant sur le territoire de la C.U.Q. En effet, dans le cadre de la gestion en temps réel du réseau de la C.U.Q, on prévoit de réaliser la prévision des précipitations à partir d'images radar ayant une résolution de $1 \text{ km}^2 \times 1 \text{ km}^2$ et en considérant un horizon de prédiction de 20 minutes. Bellon et Austin (1984) ont évalué une erreur moyenne sur une quantité d'eau cumulée pendant 30 minutes. Or, dans cette étude, nous utilisons un écart-type sur une intensité prédite à chaque pas de temps de cinq minutes. Dans ce contexte, l'écart-type sur l'intensité des précipitations devrait théoriquement être supérieur à 59%. Dans ce mémoire, nous allons toutefois utiliser un écart-type maximal de 30% tout en sachant qu'en réalité, l'écart-type sur les intensités des pluies prédites puissent être beaucoup plus important.

Avant de prendre cette décision, nous avons envisagé d'utiliser un écart-type plus grand et de tirer un nouveau nombre aléatoire chaque fois qu'une intensité négative de la pluie était générée. Toutefois, cette solution n'a pas été retenue car un biais systématique sur le volume moyen de la pluie simulée apparaissait alors que nous voulions une distribution symétrique afin d'obtenir, en moyenne, la valeur du volume de la pluie prédite.

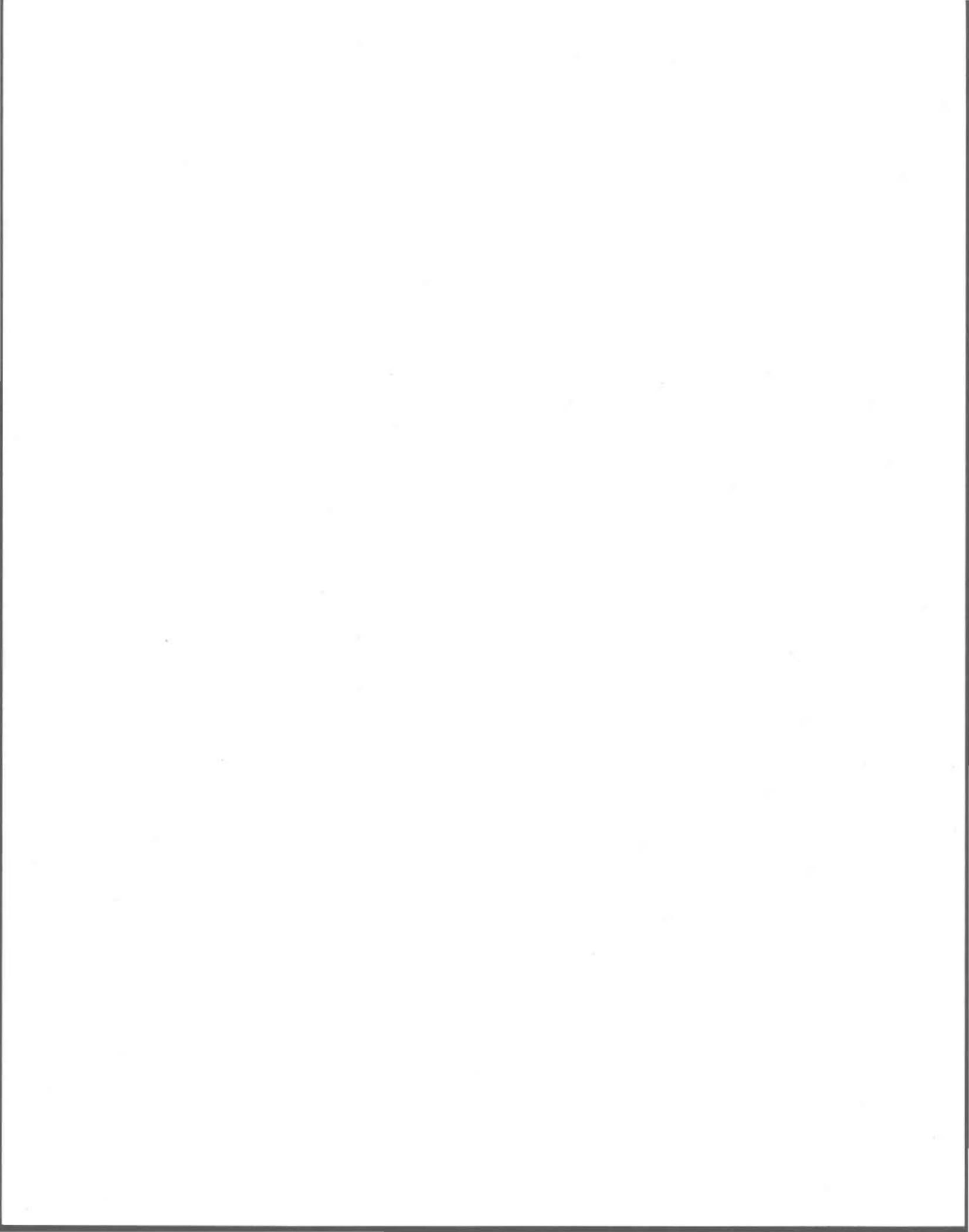
Afin de faciliter la réalisation de cette étude, l'écart-type utilisé est appliqué uniformément à la pluie de référence, sans égard à la diminution réelle de la précision des prévisions avec l'accroissement des pas de temps formant l'horizon de prédiction.

2.6.3 Types d'erreurs considérés

Comme nous l'avons mentionné dans la littérature, une des principales causes d'erreurs dans la mesure et la prévision de la pluie par radar est la variabilité spatiale et temporelle des précipitations. Cette variabilité est fonction du type de précipitation rencontré. Les précipitations dites frontales ont un caractère plus ou moins homogène dans l'espace et dans le temps alors que les précipitations convectives durent peu de temps et sont très localisées.

Afin de considérer la variabilité spatiale des précipitations, nous avons posé comme hypothèse que, sur des bassins ou des portions de bassins de drainage rapprochés, il est probable que les erreurs effectuées soient identiques alors que les bassins éloignés les uns des autres seraient plutôt affectés d'une erreur différente due à l'effet de la distribution spatiale de la pluie. C'est pourquoi, dans notre étude réalisée à l'aide du réseau simplifié, nous avons étudié ces deux cas extrêmes en générant d'une part, des erreurs corrélées et d'autre part, des erreurs non-corrélées entre les bassins. Cette façon de procéder suppose que le comportement réel d'un réseau de conduites devrait se situer quelque part entre les comportements observés dans ces deux situations extrêmes. En ce qui concerne la partie de l'étude portant sur un réseau ayant une dimension beaucoup plus importante, nous avons jugé qu'il était plus simple de considérer uniquement les cas où les erreurs varient d'un bassin à un autre.

Enfin, nous n'avons considéré aucune corrélation temporelle entre les erreurs à l'intérieur d'une même précipitation. Ainsi, l'erreur appliquée à chacune des intensités de la pluie prédite était statistiquement indépendante à chaque pas de temps de calcul formant la durée de la pluie.



3 INFLUENCE DES ERREURS DE PRÉDICTION DE LA PLUIE SUR LA PERFORMANCE DU MODÈLE SWIFT

3.1 Validation des essais

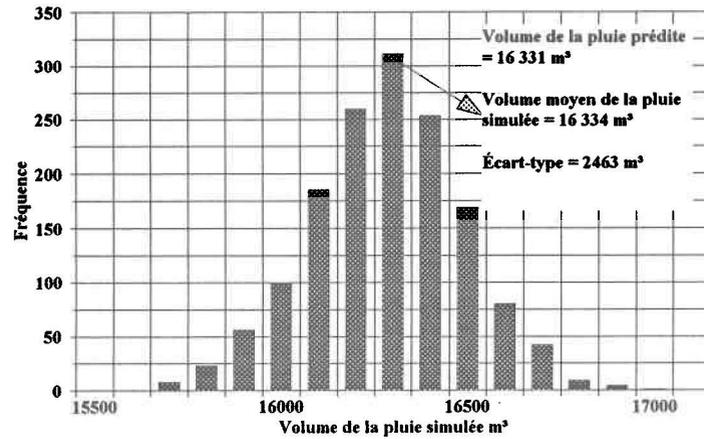
Comme nous l'avons mentionné dans la méthodologie, des pluies ont été générées en superposant un bruit de nature aléatoire sur une pluie de référence, considérée comme étant la pluie prédite, en vue de réaliser une série de simulations nous permettant d'évaluer les effets des erreurs de prédiction sur la performance du modèle SWIFT.

Afin de nous assurer du bon fonctionnement de cette procédure, une validation des résultats a été réalisée. Celle-ci consiste, en premier lieu, à vérifier la distribution statistique des volumes des pluies simulées. Cette distribution doit être normale avec une moyenne égale au volume de la pluie prédite et un écart-type qui augmente avec celui du bruit aléatoire appliqué à la pluie prédite. Il importe de noter ici que la valeur attribuée à l'écart-type du bruit aléatoire est représentée par σ . En second lieu, nous effectuerons une analyse des volumes déversés aux régulateurs ainsi que des surcharges induites dans certaines conduites du réseau.

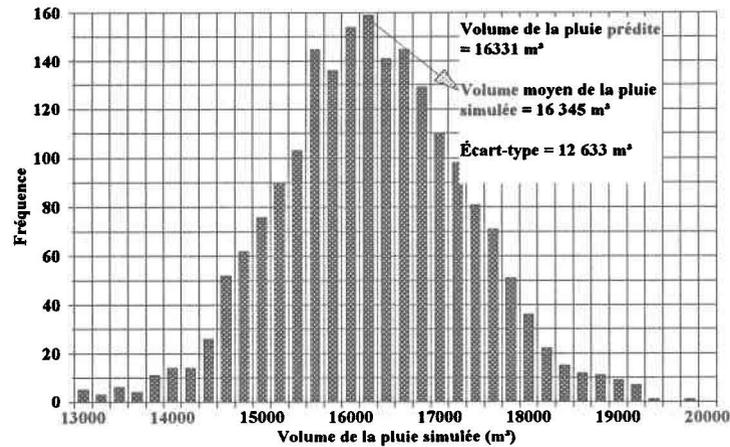
3.1.1 Validation des distributions

Les distributions des volumes des pluies simulées s'obtiennent en divisant ces volumes en classes égales comprises entre le volume minimal et le volume maximal et en traçant un histogramme de la fréquence des volumes des pluies simulées obtenus, regroupés selon ces classes.

À titre d'exemple, la figure 3.1 présente les distributions obtenues en considérant des pluies générées à partir de la pluie du 11 juillet 1988 et des erreurs non-corrélées de 5% et 25%. On y retrouve également le volume moyen des pluies simulées, l'écart-type de la distribution de même que le volume de la pluie prédite. Afin d'obtenir un échantillon suffisamment représentatif, nous avons réalisé entre 1500 et 2000 simulations pour chaque incertitude considérée.



(a)



(b)

Figure 3.1 : Distribution des volumes des pluies simulées à partir de la pluie du 11 juillet 1988, en considérant une erreur non-corrélée
 (a) incertitude = 5% (b) incertitude = 25%

On peut affirmer, à la lumière des distributions obtenues, qu'elles correspondent à des distributions normales centrées sur une valeur moyenne égale au volume de la pluie prédite. En effet, nous avons évalué, pour la pluie du 11 juillet 1988, que la différence relative absolue entre le volume moyen de la pluie simulée et celui de la pluie de prédite ne dépasse pas .09% lorsque les erreurs sont non-corrélées contrairement à .13% lorsqu'elles le sont. Ces écarts ne sont donc pas statistiquement représentatifs. On note également que l'augmentation de l'incertitude se traduit par une distribution plus étalée des volumes par rapport à la moyenne, ce qui signifie que l'écart-type de cette distribution augmente avec σ .

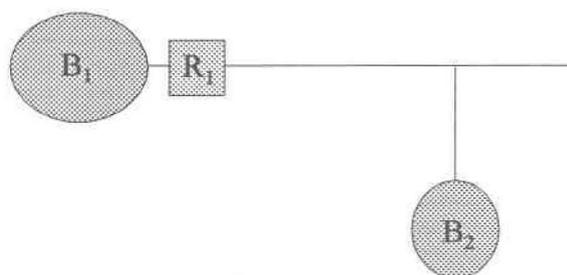
3.1.2 Validation du comportement du réseau

À la suite de l'exécution de chacune des simulations, nous avons conservé dans un fichier le volume de la pluie simulée sur chacun des bassins, le volume d'eau déversé aux régulateurs et l'utilisation maximale de la capacité de chacune des conduites. Une analyse de ces données nous a donc permis de vérifier la validité des résultats tant au niveau des volumes d'eau déversés que des surcharges induites dans le réseau.

Les surcharges dans les conduites où l'on a prévu, lors de l'optimisation, une utilisation quasi-maximale sont causées par l'arrivée d'un surplus d'eau sur les bassins où le débit est non-contrôlé. Lorsque ce surplus d'eau, par rapport au volume de la pluie prédite, survient sur les bassins contrôlés par un régulateur, on note une augmentation du volume déversé. On a constaté, en outre, certains cas de surcharges dans les conduites situées en aval d'un régulateur contrôlé et en amont d'une arrivée d'eau supplémentaire. Ces cas qui semblent impossibles *à priori*, sont attribuables à la contrainte mécanique sur les ouvertures des régulateurs (*cf.* équation 12). Considérons l'exemple suivant afin de mettre en lumière la nature de cette contrainte. Comme le montre la figure 3.2, on suppose qu'au pas de temps d'optimisation t_1 , on prévoit que la pluie va générer un volume de 10 m^3 sur le bassin de drainage B_1 . Une consigne C_1 est alors établie au régulateur R_1 afin de limiter le volume déversé à 1 m^3 et de laisser passer 9 m^3 d'eaux usées dans les conduites du réseau. Supposons maintenant qu'au pas de temps d'optimisation t_2 , le volume de pluie prévu est de 5 m^3 et que le modèle SWIFT n'observe aucun déversement ou aucune surcharge en conservant la consigne c_1 établie au pas de temps t_1 . Le modèle SWIFT va donc

conserver cette consigne car il donne priorité à la contrainte prise en compte par la fonction objectif, voulant que les interventions aux régulateurs soient limitées. Or, si au pas de temps t_2 la pluie réelle engendre un volume de 8 m^3 sur le bassin B_1 , ce volume sera entièrement acheminé vers le réseau de conduites car le régulateur a alors la capacité de laisser passer un volume d'eau de 9 m^3 . Par conséquent, il est possible d'observer une surcharge dans les conduites situées en aval du régulateur R_1 et en amont du bassin B_2 . Sans la contrainte mécanique, l'ouverture du régulateur aurait été fixée de façon à laisser passer uniquement un volume d'eau prédit de 5 m^3 . Par conséquent tout volume d'eau réel supérieur à 5 m^3 aurait été déversé et aucune surcharge n'aurait pu être observée entre le régulateur R_1 et le bassin B_2 .

Optimisation au régulateur R_1



Pas d'optimisation t_1	Pluie prédite : 10 m^3		Volume déversé : 1 m^3
		c_1	
Pas d'optimisation t_2	Pluie prédite : 5 m^3		Volume déversé : 0 m^3
		$c_2 = c_1$	
	Pluie réelle : 8 m^3		Volume déversé : 0 m^3
		$c_2 = c_1$	

Figure 3.2 : Effet de la contrainte mécanique sur l'optimisation des ouvertures d'un régulateur

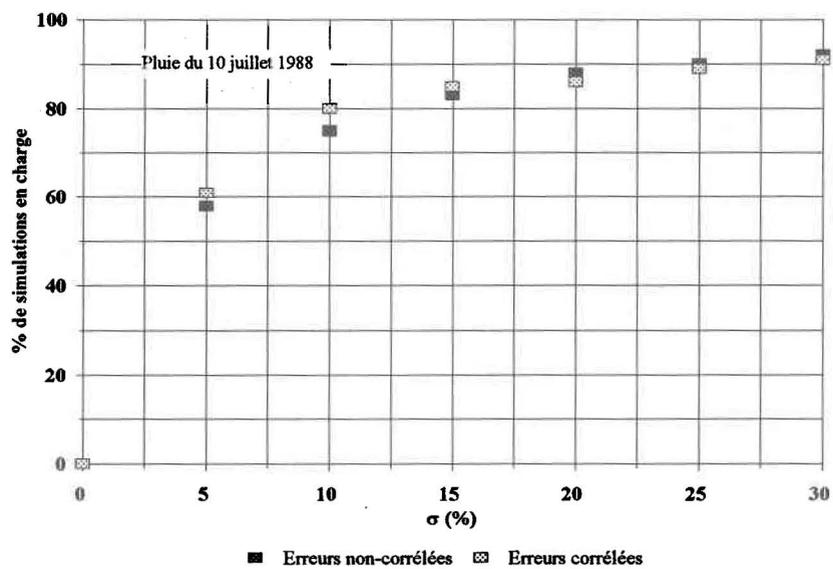
3.2 Présentation et analyse des résultats

Les résultats présentés à la section 3.2.1 font suite à une analyse statistique réalisée sur les simulations comportant des surcharges. Les résultats relatifs aux simulations n'ayant subi aucune surcharge sont analysés aux sections 3.2.2 et 3.2.3. Cette analyse, portant sur le volume de la pluie simulée et le volume d'eau déversé, ne tient pas compte des résultats évalués à partir des simulations créant des surcharges car le modèle SWIFT ne peut simuler le refoulement provoqué par la mise en charge d'une conduite.

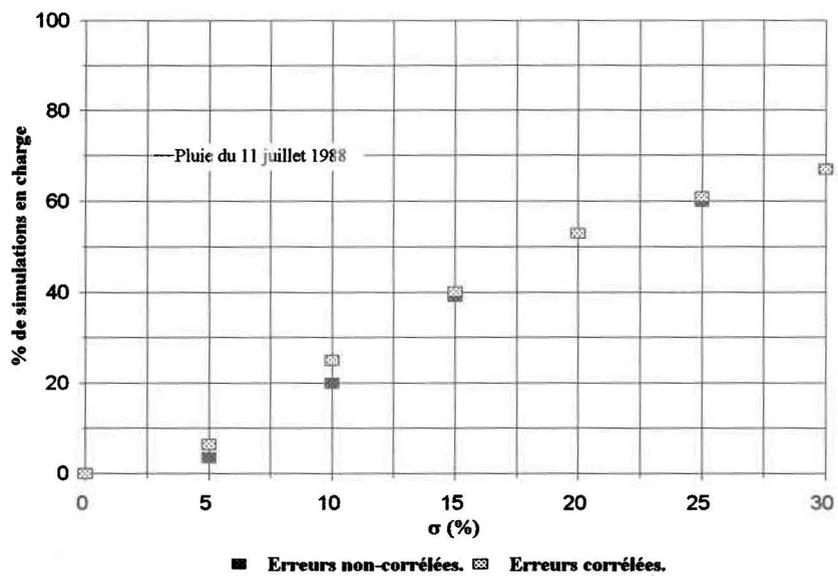
3.2.1 Les surcharges

Au moment de l'optimisation, les capacités de certaines conduites à certains pas de temps, sont utilisées à leur maximum. Étant donné que les ouvertures optimales des régulateurs sont déterminées en se basant sur un débit prédit, on risque de créer une surcharge si le débit passant durant les pas de temps contraignants est supérieur au débit prédit. La figure 3.3 montre, en fonction de l'incertitude considérée, le pourcentage de simulations où l'on a détecté des surcharges. On constate que l'évolution du nombre d'événements pluvieux causant des surcharges en fonction de σ , varie d'un événement pluvieux à un autre. Pour les pluies simulées à partir des pluies du 10 juillet et du 14 juillet, le nombre d'événements créant des surcharges croît rapidement, dès l'application d'une incertitude aussi faible que 5%. En ce qui concerne les pluies générées à partir des pluies prédites du 11 juillet et du 16 mai, l'accroissement maximal est observé pour un sigma se situant entre 10% et 15%. Pour tous les événements considérés, cet accroissement diminue ensuite de plus en plus, au fur et à mesure que l'on augmente l'incertitude sur la pluie prédite. À la figure 3.3, on note également que la probabilité qu'un événement pluvieux produise une surcharge dans le réseau est pratiquement la même que les erreurs sur la prévision soient corrélées ou non.

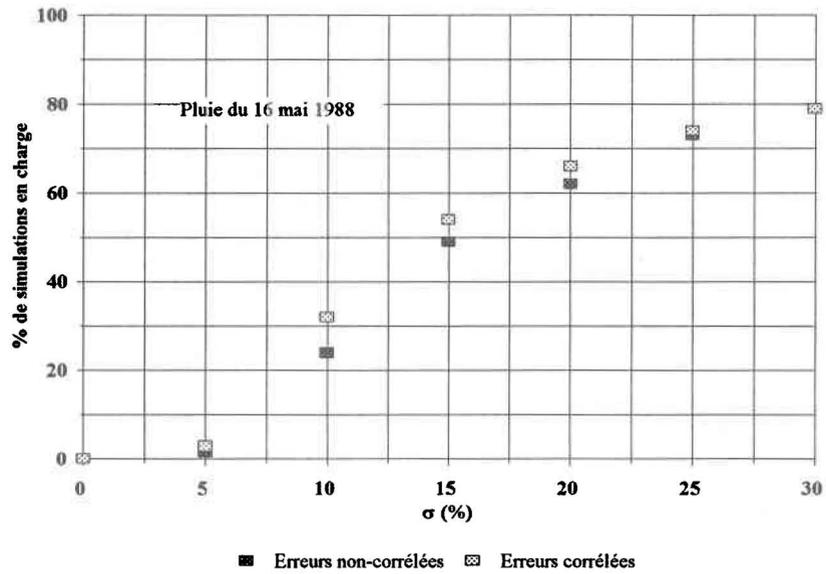
En examinant (*cf.* annexe B), les fichiers de l'utilisation maximale des capacités des conduites à l'optimisation, on réalise que plus le nombre de conduites, le pourcentage de l'utilisation maximale de la capacité de ces conduites et le nombre de pas de temps où ces conduites sont contraignantes sont élevés, plus le nombre de simulations au cours desquelles des surcharges se sont produites



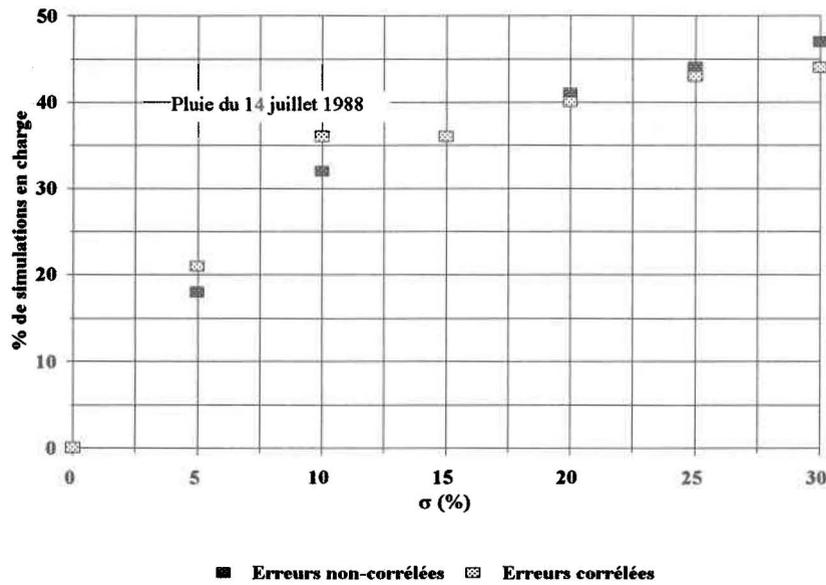
(a)



(b)



(c)



(d)

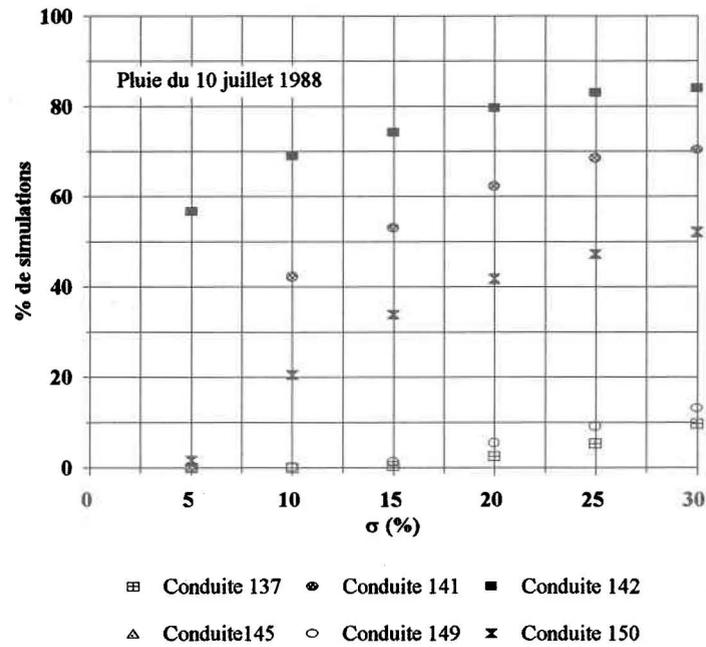
Figure 3.3 : Pourcentage de simulations avec surcharges en fonction de l'incertitude (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet

est important. La création de surcharges et l'état des conduites à l'optimisation dépendent, en outre, de la structure du réseau et des caractéristiques de la pluie considérée. Ces caractéristiques sont, essentiellement, la durée de la pluie, son intensité maximale et la hauteur totale d'eau tombée.

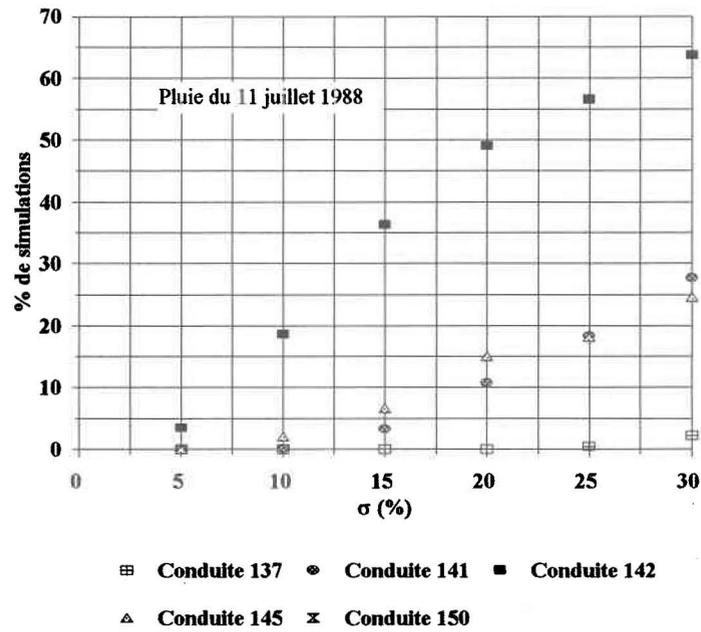
La figure 3.4 nous montre que sur le réseau étudié, la conduite 142 est la plus contraignante (cf. figure 2.3). Cette conduite est la plus fréquemment en charge pour toutes les pluies et toutes les incertitudes considérées. Lorsqu'une surcharge est créée dans le réseau, c'est également la conduite 142 qui subit la mise en charge la plus intense. Pour chaque valeur de σ et chaque événement pluvieux étudiés, nous avons évalué la moyenne des utilisations maximales de la capacité de la conduite 142, rencontrées au cours des simulations effectuées. L'évolution de cette moyenne en fonction de sigma, montrée à la figure 3.5, démontre que l'accroissement de l'incertitude appliquée sur la pluie prédite se traduit par une augmentation de l'intensité des surcharges produites dans le réseau. Néanmoins, les surcharges ne sont pas très intenses. En effet, en considérant une incertitude de 30%, le débit maximal moyen s'écoulant dans le réseau de conduites ne dépasse pas de plus de 15% la capacité de la conduite 142, lorsque les erreurs sont corrélées et de 9% lorsque elles ne le sont pas.

La présence de surcharges dans les conduites 149 et 150, localisées en aval d'un régulateur contrôlé et en amont d'un bassin de drainage, illustre bien l'effet de la contrainte mécanique dont on a discuté à la section 3.1.2. En effet, sans cette contrainte, tout débit excédant le débit prédit devrait être déversé au régulateur amont avant de parvenir jusqu'à ces conduites et par conséquent, aucune surcharge ne devrait être observée.

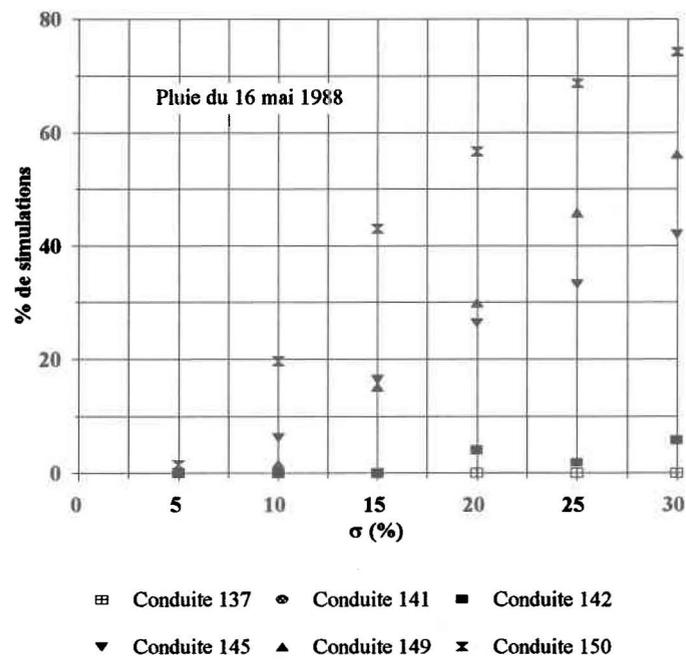
Lorsque σ augmente, la probabilité que la pluie prédite sous-estime la pluie simulée de façon importante augmente également, ce qui se traduit par un accroissement du nombre de conduites en surcharge et du nombre de pas de temps de cinq minutes pendant lesquels ces conduites subissent des surcharges. C'est ce que l'on observe sur la figure 3.6 qui montre quel est, pour une simulation où l'on a observé des surcharges et une valeur de σ donnée, le nombre moyen de conduites en surcharge et de pas de temps pendant lesquels ces conduites sont en surcharge.



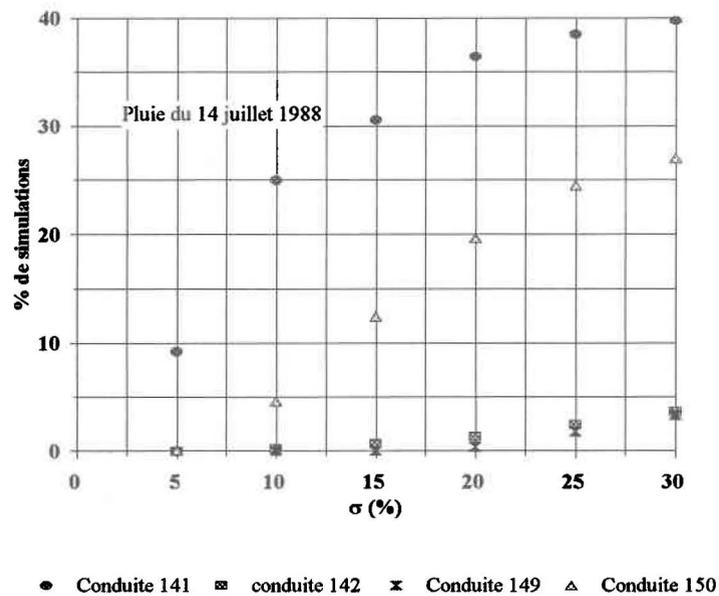
(a)



(b)

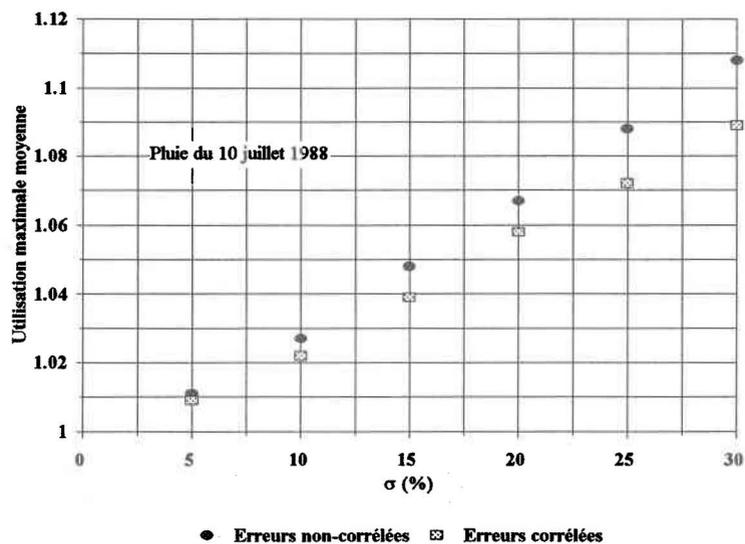


(c)

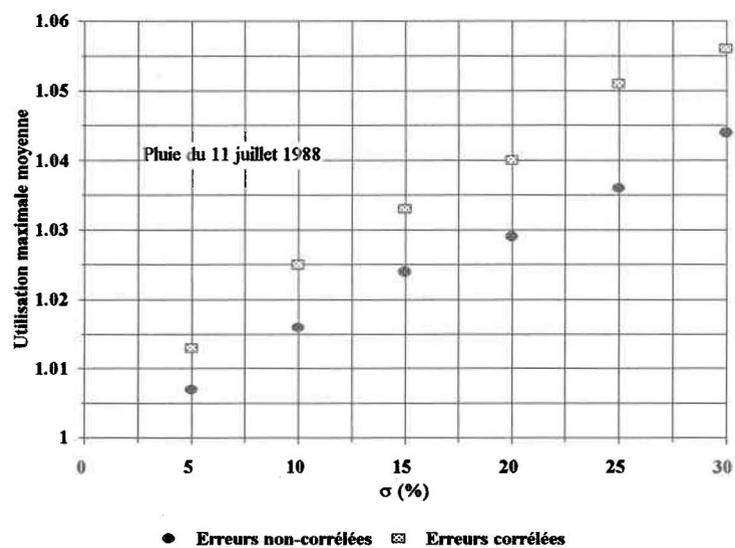


(d)

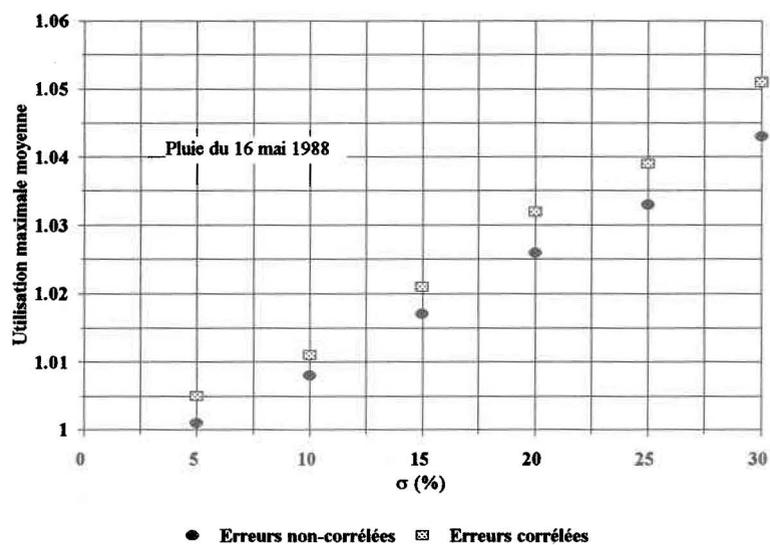
Figure 3.4: Pourcentage de simulations où les conduites contraignantes sont en surcharge en fonction de l'incertitude
 (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet
 (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet



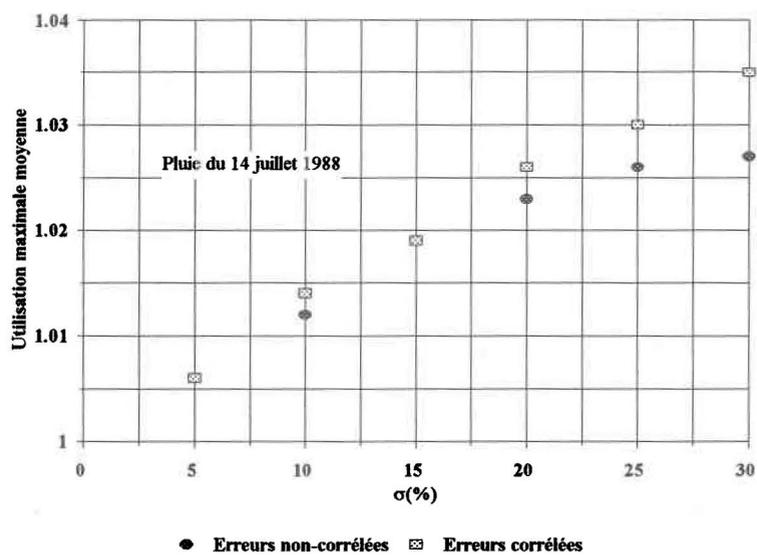
(a)



(b)

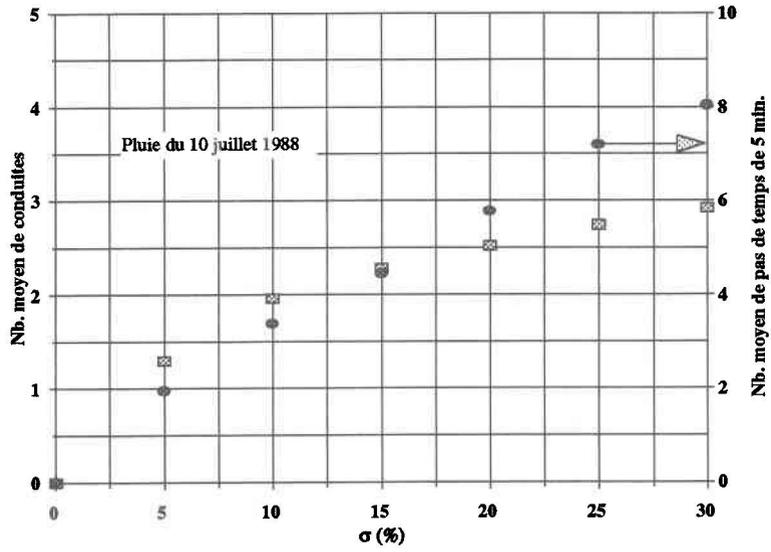


(c)

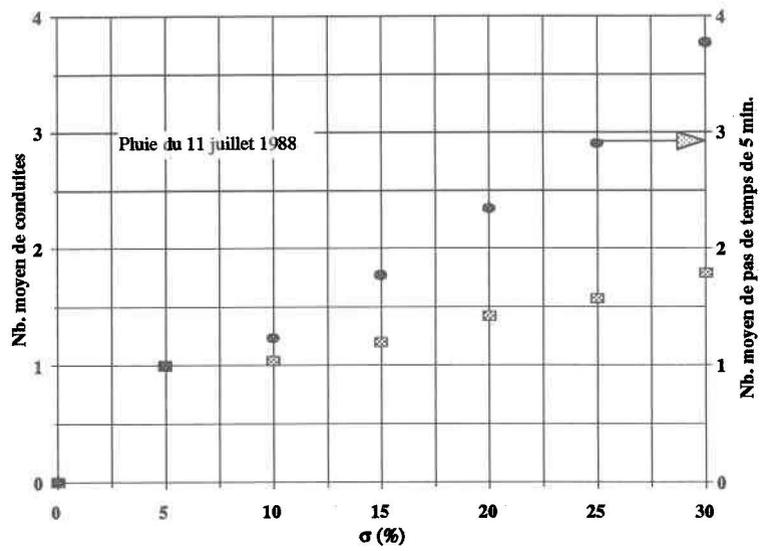


(d)

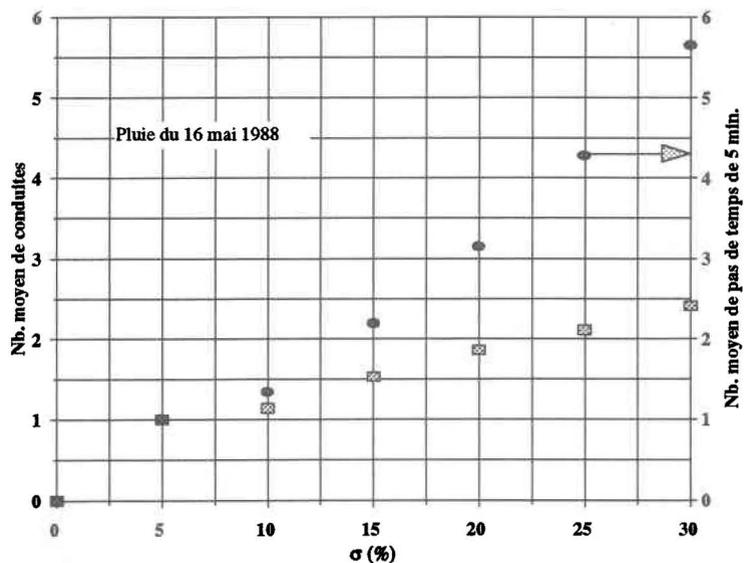
Figure 3.5 : Utilisation maximale moyenne de la capacité de la conduite 142 en fonction de l'incertitude
 (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet
 (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet



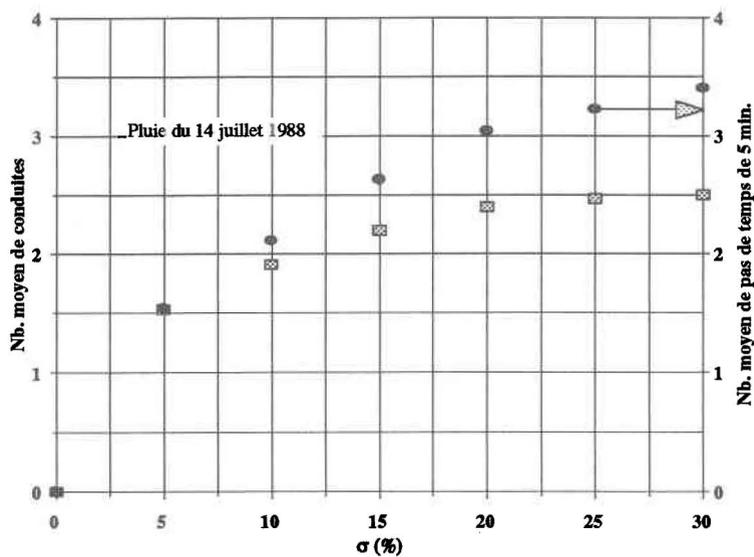
(a)



(b)



(c)



(d)

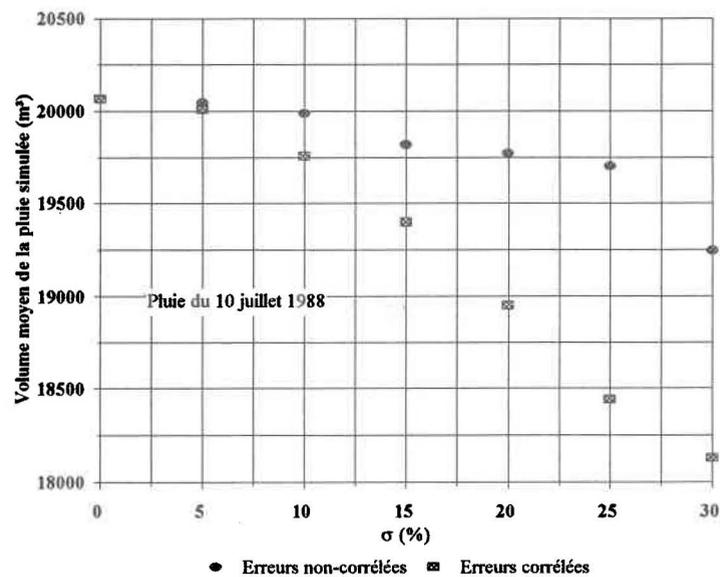
Figure 3.6: Nombre moyen de conduites en charge et de pas de temps pendant lesquels ces conduites sont en charge en fonction de l'incertitude
 (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet (c) pluie du 16 mai
 (d) pluie du 14 juillet

Contrairement à l'évolution du nombre de pas de temps, celle du nombre de conduites semble vouloir atteindre un plateau ce qui est normal étant donné l'écart entre les conduites contraignantes et celles qui ne le sont pas (*cf.* Annexe B). Toutefois, si on continuait d'augmenter l'incertitude sur la pluie prédite, on observerait sans doute un nouvel accroissement du nombre de conduites car la probabilité grandissante de générer des pluies ayant un volume beaucoup plus élevé que celui de la pluie prédite finirait par causer un accroissement du nombre de conduites subissant des surcharges.

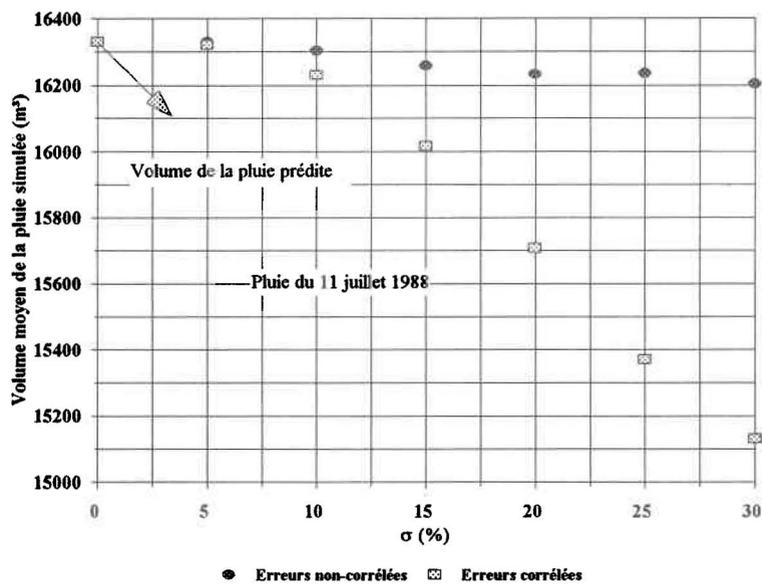
Étant donné que le modèle SWIFT ne simule pas les refoulements, les conclusions précédentes ne donnent qu'une vision globale de l'effet des surcharges sur le réseau. Bien que le modèle SWIFT permette d'identifier les conduites contraignantes, il nous est impossible d'évaluer les impacts négatifs réels des surcharges engendrées dans le réseau suite à une sous-estimation de la pluie. En effet, les modèles hydrauliques mis en oeuvre dans SWIFT ne permettent pas de tenir compte de la transition d'un écoulement à surface libre vers un écoulement en charge, provoquée par des contraintes d'aval. Or, dans les écoulements en charge, ce sont ces contraintes qui contrôlent l'ensemble des écoulements. Par ailleurs, sauf en cas de conduites ayant une pente très faible, la mise en charge n'autorise qu'une légère augmentation du débit. Par conséquent, un point de mise en charge à l'aval d'un réseau provoque fréquemment la mise en charge complète du réseau. Pour réaliser une étude détaillée des conséquences de la mise en charge de certaines conduites du réseau, il conviendrait donc de réaliser des simulations à l'aide d'un modèle hydraulique décrivant les mises en charge transitoires.

3.2.2 Volumes générés par les pluies simulées pour les cas sans surcharge

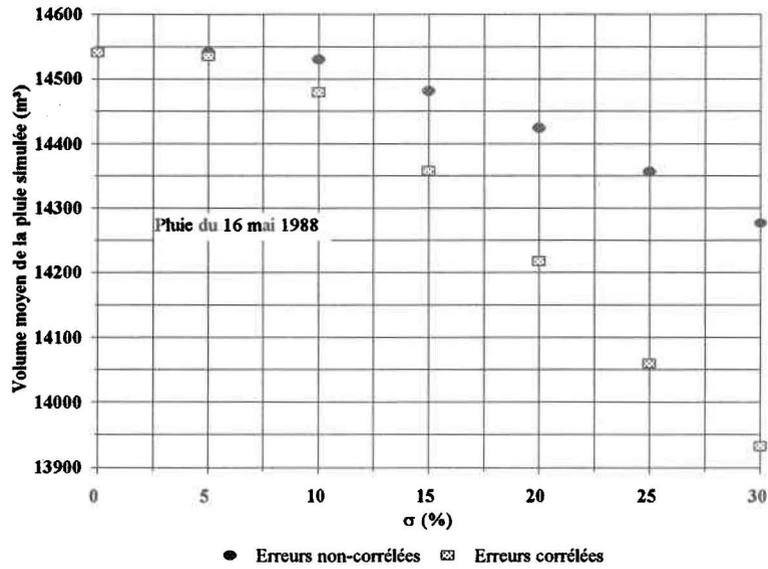
La figure 3.7 montre l'évolution du volume moyen des pluies simulées n'ayant pas causé de surcharge en fonction de σ , pour les quatre pluies prédites et les deux types d'erreurs étudiés. Pour tous les événements considérés, on remarque une diminution du volume moyen de la pluie simulée qui s'accroît avec l'augmentation de l'incertitude pour s'éloigner de plus en plus du volume de la pluie prédite. On constate également une diminution plus marquée lorsqu'on applique la même erreur sur tous les bassins. Cette différence est imputable aux surcharges qui, pour les cas où l'erreur est corrélée, semblent dépendre essentiellement du volume total de la pluie simulée sur le



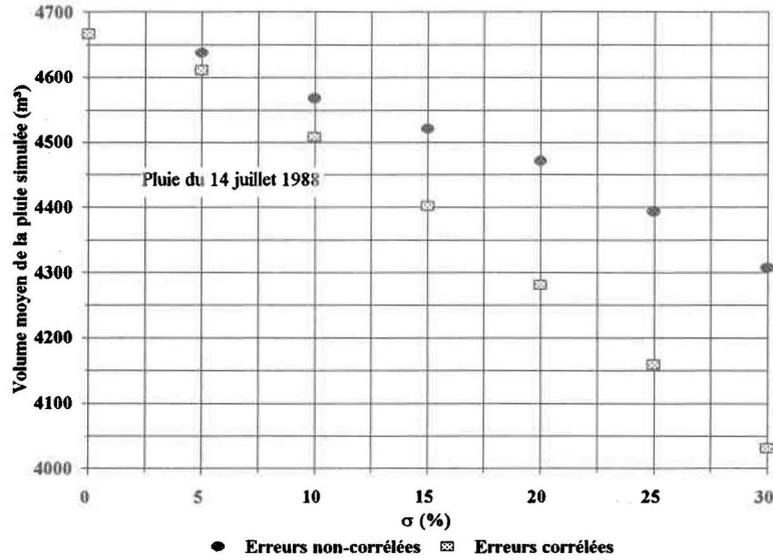
(a)



(b)



(c)



(d)

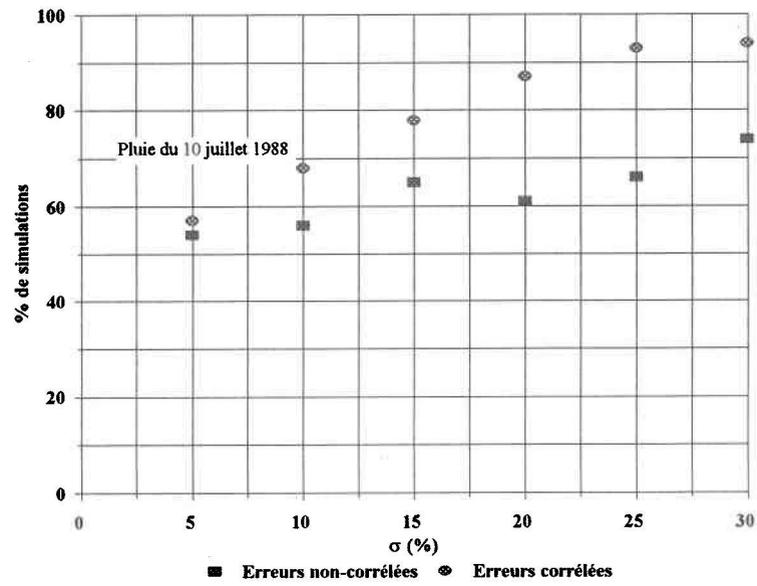
Figure 3.7 : Volume moyen de la pluie simulée ne causant pas de surcharge en fonction de l'incertitude
 (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet
 (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet

le territoire concerné, alors que pour les cas où l'erreur est non-corrélée, elles semblent dépendre en partie de la distribution spatiale de la pluie sur les différents bassins du réseau.

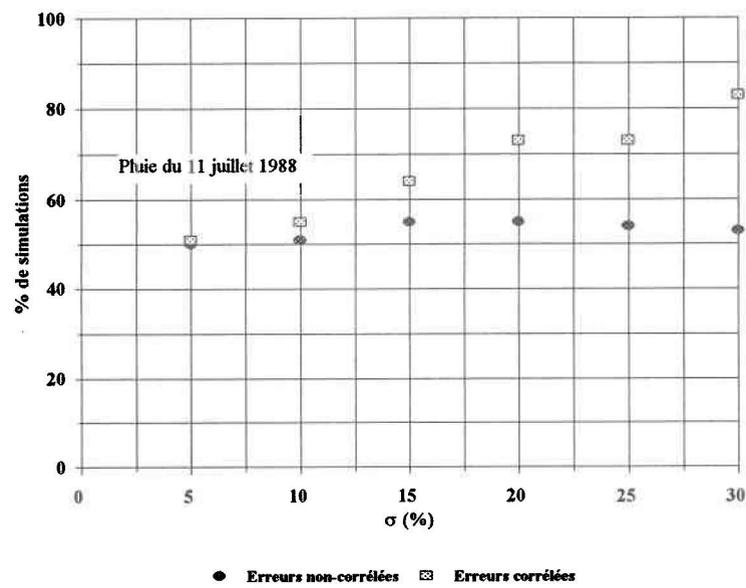
En appliquant la même erreur sur tous les bassins, une sous-estimation de la pluie simulée à un pas de temps donné a lieu sur tous les bassins, ce qui augmente les risques de provoquer une surcharge dans le réseau. Si, au contraire, la pluie prédite surestime la pluie simulée sur tout le territoire, les risques de créer une surcharge sont nuls. De plus, un accroissement de l'incertitude signifie que l'on augmente aussi la probabilité de générer une pluie beaucoup plus forte ou beaucoup plus faible que la pluie prédite. Lorsqu'elles surviennent, les sous-estimations s'intensifient alors davantage, créant ainsi une surcharge dans les conduites d'une façon de plus en plus systématique. Par conséquent, les volumes des pluies simulées qui en moyenne ne causent pas de surcharge sont de plus en plus faibles.

Lorsque l'erreur diffère d'un bassin à un autre, la création d'une surcharge suite à une sous-estimation de la pluie simulée dépend à la fois du volume total de la pluie simulée et de la distribution spatiale de ce volume sur les différents bassins du réseau. Ainsi, lorsque le volume de la pluie simulée est supérieur au volume de la pluie prédite, la distribution spatiale de la pluie peut faire en sorte qu'il n'y aura pas de surcharge. C'est pourquoi, à la figure 3.7, on observe que le volume moyen de la pluie simulée ne causant pas de surcharge est plus élevé lorsque l'erreur appliquée est non-corrélée que lorsqu'elle est corrélée. Néanmoins malgré l'effet de la distribution spatiale de la pluie, les risques de causer une surcharge suite à l'arrivée d'un débit supérieur au débit prédit demeurent élevés.

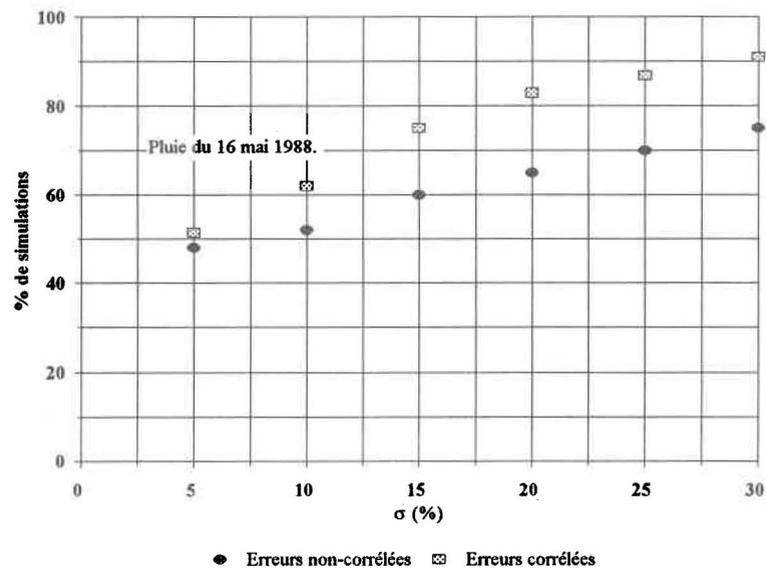
Que l'erreur soit corrélée ou non, il serait alors possible d'identifier un volume d'eau, généré par la pluie, à partir duquel il est presque certain qu'une surcharge sera produite au cours de l'événement. Afin de réaliser davantage l'importance du volume de la pluie en tant que cause des surcharges, on montre à la figure 3.8, le pourcentage de simulations où aucune surcharge ne s'est produite et dont le volume de la pluie simulée est inférieur au volume de la pluie prédite en fonction de σ . Là encore, on observe que plus l'incertitude sur la pluie prédite augmente, plus la probabilité de générer une surcharge suite à une sous-estimation de la pluie augmente.



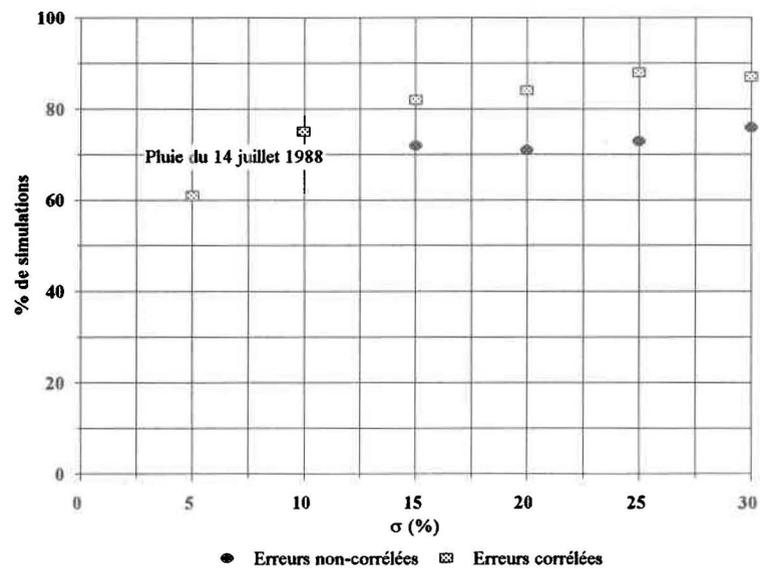
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 3.8 : Pourcentage de simulations ne causant pas de surcharge, dont le volume de la pluie simulée est inférieur au volume de la pluie prédite
 (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet
 (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet

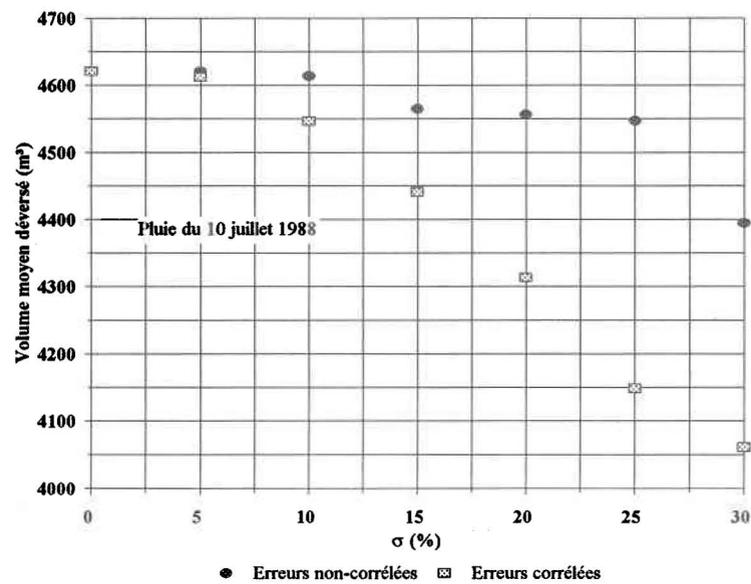
Cette probabilité est inférieure lorsqu'on considère une erreur non-corrélée et ce, pour la raison invoquée précédemment.

3.2.3 Les volumes déversés pour les cas sans surcharge

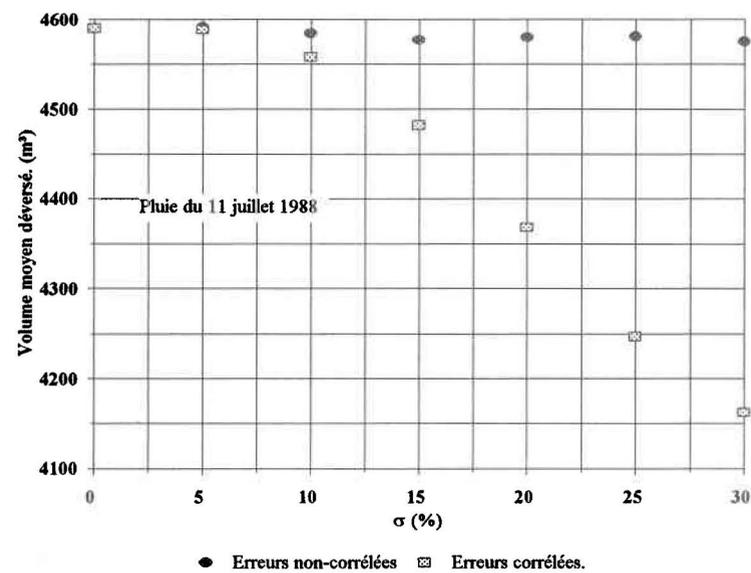
L'évolution du volume moyen d'eau déversé est illustrée à la figure 3.9. Pour les quatre événements de référence considérés, la relation entre les volumes moyens déversés et l'incertitude appliquée sur la pluie prédite est similaire à celle observée entre les volumes moyens des pluies simulées et cette même erreur.

La relation entre le ruissellement causé par la pluie et le déversement produit est évidente lorsque les erreurs sont corrélées, puisqu'une diminution moyenne du ruissellement urbain sur le territoire à l'étude signifie que tous les bassins subissent cette réduction. En conséquence, les pluies générées sur les bassins contrôlés à partir d'une pluie prédite, dont le volume était supérieur au volume de la pluie simulée, génèrent nécessairement un volume déversé inférieur. On montre à la figure 3.10 le lien entre la diminution relative de la pluie simulée sur le territoire et celle du volume déversé lorsque l'erreur est corrélée. On observe clairement qu'une réduction du volume de la pluie simulée entraîne une diminution plus importante du volume déversé. De plus, il semble qu'une baisse du volume de la pluie simulée, par rapport à une pluie prédite générant un volume déversé moyen (16 mai et 14 juillet 1988), provoque une baisse d'autant plus importante des déversements. Intuitivement, on peut affirmer qu'une augmentation du volume de la pluie entraînerait une augmentation plus importante du volume déversé. En effet, supposons, par exemple, qu'à un pas de temps d'optimisation donné on prévoit un volume d'eau de 10 m^3 sur un bassin contrôlé produisant un volume déversé optimal au régulateur de 1 m^3 . Supposons maintenant qu'en réalité le volume d'eau est de 20 m^3 , le volume déversé serait alors de 11 m^3 si on néglige l'effet de la contrainte mécanique dont on a discuté à la section 3.1.2.

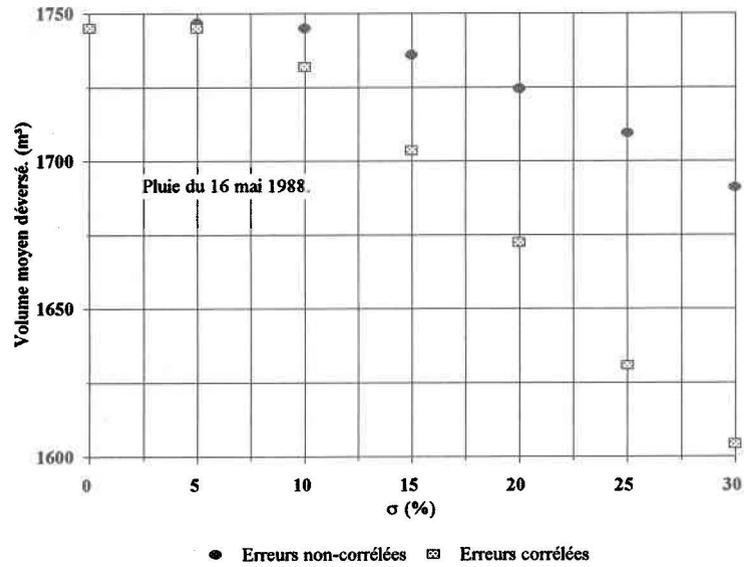
Lorsque les pluies sont générées en appliquant un bruit non-corrélé, les volumes déversés subissent une baisse par rapport au volume déversé à l'optimisation si la distribution spatiale de la pluie favorise une diminution du volume de la pluie simulée sur les bassins comportant des ouvrages de régulation. D'après la figure 3.9, il apparaît qu'une diminution du volume moyen de la pluie simulée



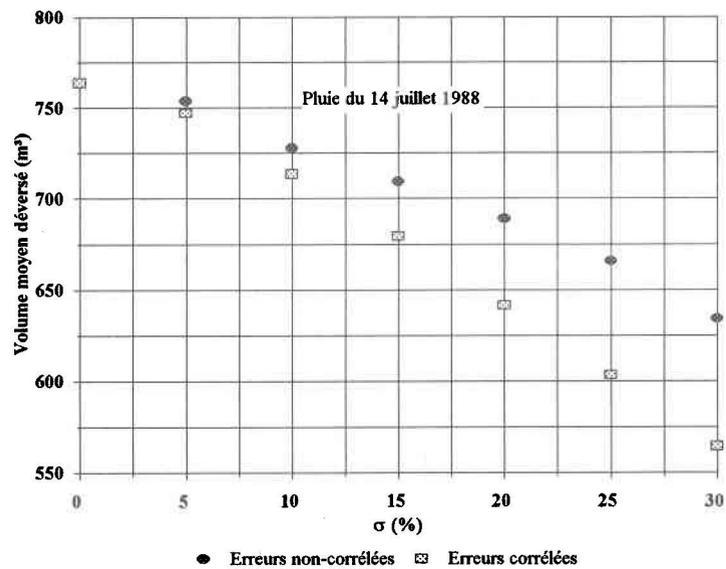
(a)



(b)

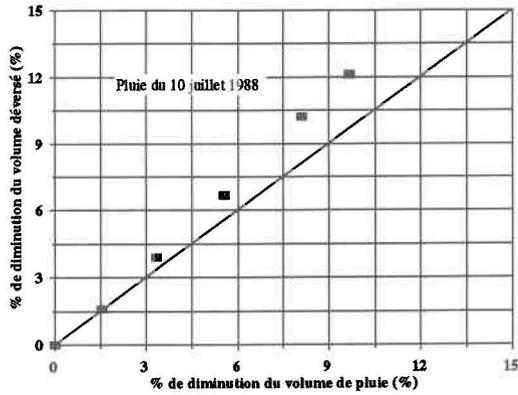


(c)



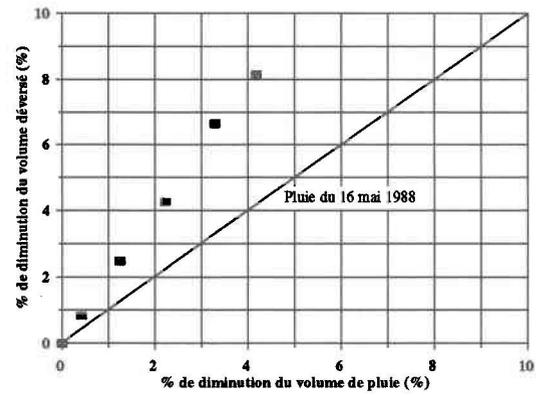
(d)

Figure 3.9 : Volume moyen déversé en fonction de l'incertitude
 (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet
 (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet



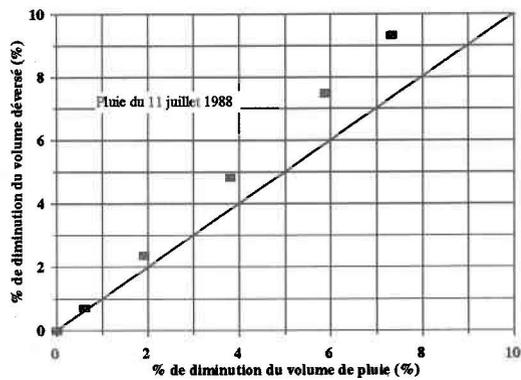
■ Erreurs corrélées

(a)



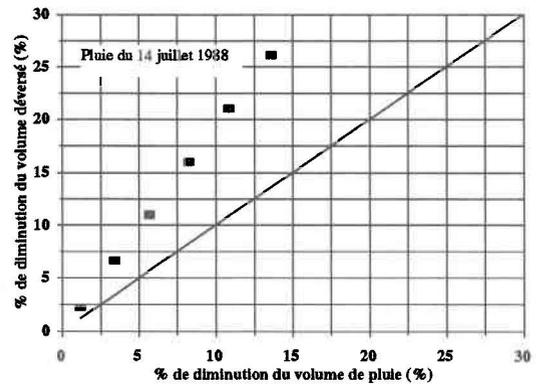
■ Erreurs corrélées

(c)



■ Erreurs corrélées

(b)



■ Erreurs corrélées

(d)

Figure 3.10 : Diminution du volume moyen déversé en relation avec la diminution du volume moyen de la pluie simulée, lorsque les erreurs sont corrélées
 (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet

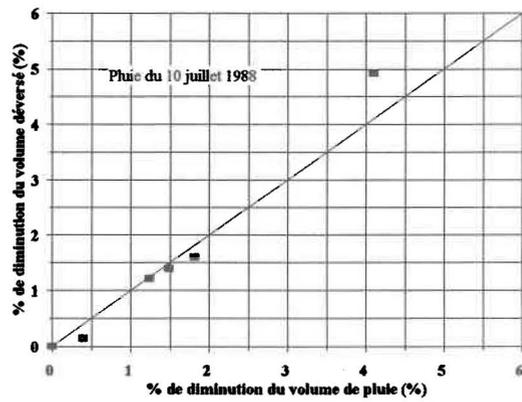
provoque une diminution du volume moyen déversé aux régulateurs. Toutefois, à cause de la distribution spatiale de la pluie, on observe à la figure 3.11 que la relation existant entre la diminution relative du volume de la pluie simulée sur le territoire et celle du volume déversé, varie en fonction des caractéristiques de l'événement pluvieux considéré. En effet, pour certains événements pluvieux, une diminution du volume de la pluie simulée entraîne une diminution plus importante du volume déversé alors que pour d'autres, c'est la relation contraire qui est observée. Les résultats obtenus en appliquant une erreur non-corrélée indiquent, par ailleurs, que la distribution spatiale de la pluie contribue, pour la majorité des événements pluvieux, à diminuer l'impact des incertitudes de prévision des précipitations sur les volumes totaux déversés.

3.3 Discussion

Dans ce chapitre, nous avons analysé ce qui arrive en temps de pluie, lorsque les ouvertures des ouvrages de régulation sont optimisées en se basant sur le débit engendré par une pluie prédite entachée d'incertitudes. On a alors constaté qu'une sous-estimation de la pluie passant réellement dans les conduites est susceptible de causer une surcharge dans le réseau. D'après les résultats présentés à la section 3.2.1, en considérant un σ de 30%, entre 45% et 90% des événements pluvieux causeraient des surcharges suite à une gestion en temps réel des ouvrages de régulation. Toutefois, ces surcharges ne semblaient pas très intenses et se limitaient à certaines conduites dont la capacité est plus restreinte de même qu'à certains pas de temps au cours d'un événement pluvieux.

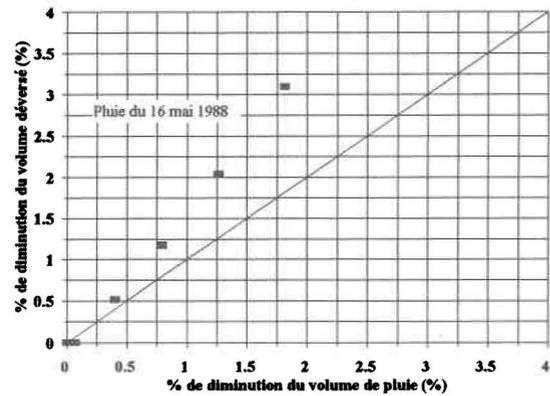
En admettant qu'il est fort probable qu'en réalité, la valeur de σ soit supérieure à 30%, les probabilités de surcharges peuvent être considérablement plus élevées. De plus, en ce qui concerne l'intensité des surcharges, le nombre de conduites en charge et le nombre de pas de temps durant lesquels ces conduites sont en charge, les résultats obtenus sous-estiment l'effet des surcharges sur un réseau de conduites car le modèle SWIFT est incapable de simuler le phénomène du refoulement de l'eau dans les conduites.

L'apparition de surcharges dans le réseau et les limites du modèle SWIFT nous ont conduit à ne considérer dans cette étude que les volumes moyens des pluies simulées et les volumes déversés



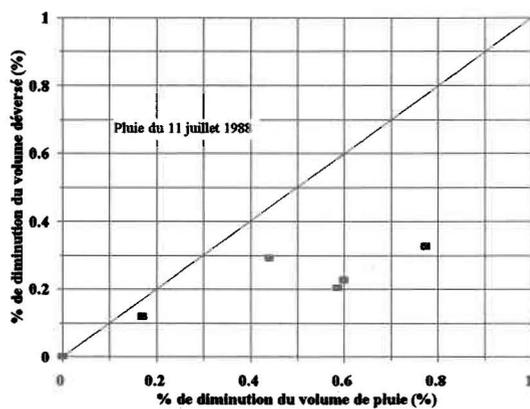
■ Erreurs non-corrélées

(a)



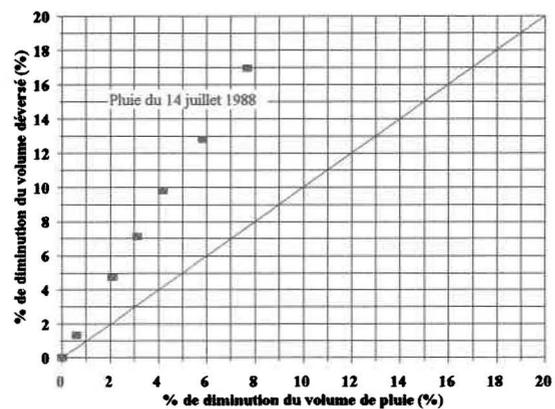
■ Erreurs non-corrélées

(c)



■ Erreurs non-corrélées

(b)



■ Erreurs non-corrélées

(d)

Figure 3.11 : Diminution du volume moyen déversé en relation avec la diminution du volume moyen de la pluie simulée, lorsque les erreurs sont non-corrélées
 (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet

pour les événements n'ayant causé aucune surcharge. Dans un premier temps, nous avons analysé l'effet du volume moyen de la pluie sur les surcharges engendrées dans le réseau et ce, en considérant deux types d'erreurs (corrélées ou non-corrélées). Lorsque l'incertitude sur la pluie prédite est de 30% et que l'erreur est corrélée, la probabilité de générer une surcharge suite à une sous-estimation de la pluie est très élevée. En effet, plus de 80% des événements pluvieux simulés n'ayant pas causé de surcharge ont un volume de pluie total inférieur au volume de la pluie prédite (cf. figure 3.8). Pour les cas où l'erreur considérée est non-corrélée, la distribution spatiale de la pluie diminue la probabilité de surcharges suite à une sous-estimation de la pluie, bien que, pour la majorité des événements étudiés, cette probabilité demeure élevée.

Dans un deuxième temps, nous avons abordé l'étude des volumes déversés aux ouvrages de régulation en considérant, là aussi, les deux types d'erreurs. En appliquant une erreur corrélée, nous avons noté que l'impact de la variation du volume de la pluie par rapport au volume de la pluie prédite, se traduisait par une variation plus importante des volumes déversés. En considérant une erreur non-corrélée, cet impact est en moyenne plus faible étant donné l'effet de la distribution spatiale de la pluie sur les différents bassins du réseau.

Les surcharges engendrées dans certaines conduites se traduisent par le refoulement des eaux dans les conduites amont ce qui peut causer des problèmes si celui-ci est assez important pour remonter jusqu'aux résidences desservies par le réseau concerné. Pour pallier ces inconvénients, il est donc important de tenir compte de ces incertitudes sur la prévision afin de réduire la probabilité de surcharges et de refoulements.

Il existe un moyen simple de prendre en compte les incertitudes de prévision lors d'une optimisation des ouvertures des ouvrages de régulation. Ce dernier consiste à changer la politique de gestion actuelle en diminuant le débit maximal admissible dans les conduites au moment de l'élaboration du plan d'action optimal. Le changement de la politique de gestion permettrait alors aux conduites d'absorber une sous-estimation éventuelle de la pluie et ainsi, de réduire la probabilité de générer des surcharges. Par ailleurs, le changement de la politique de gestion aura pour effet d'augmenter le volume déversé à l'optimisation. Au chapitre 4, afin d'évaluer la

performance de cette solution, nous allons donc appliquer deux nouvelles politiques de gestion pour ensuite évaluer leurs impacts sur le volume déversé et la probabilité de surcharges.

4 CHANGEMENT DE LA POLITIQUE DE GESTION

4.1 Objectifs poursuivis

La mise en place d'une politique de gestion plus sévère a pour principal objectif de tenir compte des possibles incertitudes sur la pluie prédite, afin de réduire les probabilités d'engendrer des surcharges et par conséquent, des refoulements dans le réseau. Une politique de gestion plus sévère est, par ailleurs, susceptible d'engendrer des débordements plus importants. C'est pourquoi, il importe de trouver un point d'équilibre acceptable où l'on ait une diminution du nombre de simulations avec surcharges et une augmentation raisonnable des volumes d'eau déversés, et ce, en tenant compte de la représentativité des pluies étudiées. L'atteinte d'un tel équilibre pourrait ainsi nous permettre d'augmenter la fiabilité d'une gestion basée sur des prévisions en optant pour une solution dont l'application est fort simple.

4.2 Présentation et analyse des résultats

Deux nouvelles politiques de gestion ont été utilisées dans le cadre de cette étude. Il s'agit d'une politique à 95% et d'une autre à 90%. Ainsi, au cours d'une optimisation, suivant la politique de gestion choisie, le débit passant dans une conduite au cours d'une optimisation pourra, au plus, atteindre 95% ou 90% de la capacité de cette conduite au lieu de 100% comme le permet la politique de gestion actuelle.

Afin d'analyser les performances qu'offrent ces nouvelles politiques de gestion, nous utiliserons la même procédure qu'au chapitre 3 et les mêmes événements pluvieux de référence pour représenter les pluies prédites. Au total, 1000 simulations ont été effectuées à chaque pluie de référence en fixant la valeur de σ à 30% et en ne considérant que le cas où l'erreur appliquée sur les intensités de la pluie prédite est non-corrélée. Cette simplification est motivée par le fait qu'il existe peu de différences entre le pourcentage de simulations avec surcharges suivant l'application d'une erreur corrélée ou non (*cf.* Section 3.2.1).

4.2.1 Simulations créant des surcharges et volumes d'eau déversés

Les tableaux 4.1 et 4.2 indiquent, pour tous les événements pluvieux étudiés, le pourcentage de diminution des simulations où il y a présence de surcharges ainsi que le pourcentage d'augmentation des volumes d'eau déversés à l'optimisation, suite au changement de la politique de gestion, et ce, pour une incertitude de 30% attribuée à la pluie de référence.

Globalement, on remarque une diminution du nombre de simulations créant des surcharges, beaucoup plus importante que l'augmentation observée du volume déversé. En effet, alors que le volume déversé n'augmente que de 7% en moyenne, lorsqu'on passe d'une politique de gestion de 100% à 90%, les surcharges subissent, quant à elles, une diminution d'environ 90% en moyenne. Il importe de noter ici que l'augmentation moyenne observée du volume déversé ne compromet donc pas l'efficacité globale relative d'une gestion prédictive intégrée comparativement à une gestion statique des ouvrages de régulation. En effet, une étude réalisée par Villeneuve *et al.* (1992) sur 5 événements pluvieux a démontré que l'application d'un contrôle statique générerait une augmentation des volumes déversés variant de 32% à 65% par rapport aux volumes déversés en optant pour un contrôle prédictif intégré.

L'analyse des résultats portant sur les surcharges a démontré, entre autres, qu'elles ne semblaient pas très intenses (*cf.* section 3.2.1). C'est pourquoi, dès l'application d'une politique de gestion légèrement plus sévère, on note une diminution significative des simulations où il y a présence de surcharges.

Si, par exemple, on abaisse l'utilisation maximale de la capacité des conduites à 90%, le volume d'eau supplémentaire déversé est celui qui, avec une politique de gestion à 100%, provoquait une utilisation de certaines conduites, supérieure à 90% de leur capacité. Comme on l'a constaté au chapitre 3, la conduite 142 est la plus contraignante du réseau étudié. C'est donc cette conduite qui, lorsqu'on diminue la capacité de rétention des tronçons, contrôle la quantité d'eau supplémentaire déversée. En utilisant une politique de gestion à 90%, le nombre de pas de temps durant lesquels la conduite 142 était utilisée à plus de 90% de sa capacité avec la politique de gestion à 100% demeurent limités. C'est ce qui explique qu'on puisse abaisser la capacité

Tableau 4.1 : Pourcentage de simulations créant des surcharges pour chaque politique de gestion utilisée et, pourcentage de diminution de ces simulations suite au changement de la politique de gestion, en considérant une incertitude de 30%.

Pluie	Pourcentage de simulations avec présence de surcharges			% de diminution des simulations créant des surcharges	
	Politique à 100%	Politique à 95%	Politique à 90%	Politique passant de 100 à 95%	Politique passant de 100 à 90%
10 juillet	92	65	34	29	63
11 juillet	67	8	3	88	95
16 mai	79	47	5	41	94
14 juillet	47	30	0	37	100

Tableau 4.2: Volume d'eau déversé à l'optimisation pour chaque politique de gestion appliquée et, augmentation des volumes d'eau déversés suite au changement de la politique de gestion, en considérant une incertitude de 30%.

Pluie (1988)	Volume d'eau déversé à l'optimisation			Pourcentage d'augmentation du volume d'eau déversé	
	Politique à 100%	Politique à 95%	Politique à 90%	Politique passant de 100 à 95%	Politique passant de 100 à 90%
10 juillet	4621	4742	4844	3	5
11 juillet	4590	4668	4768	2	4
16 mai	1745	1829	1985	5	14
14 juillet	764	779	799	2	5

maximale de rétention des conduites à 90% sans augmenter de façon significative le volume d'eau déversé.

Il importe de noter que, plus on abaisse la limite de l'utilisation de la capacité maximale des tronçons, plus le nombre de pas de temps d'optimisation où les conduites sont utilisées au-delà de cette limite est élevé. Ainsi, si on appliquait une politique de gestion de plus en plus sévère, on finirait par augmenter considérablement les volumes d'eau déversés. Par conséquent, on ne peut espérer abaisser continuellement le nombre de surcharges en augmentant d'une quantité négligeable les déversements.

Pour une structure de réseau donnée, l'augmentation du volume d'eau déversé suite au changement de la politique de gestion, dépend des caractéristiques de l'événement pluvieux considéré. Par exemple, au tableau 4.2, on remarque qu'à la suite du changement de la politique de gestion, la pluie du 16 mai provoque une augmentation des débordements à l'optimisation beaucoup plus importante que celle produite par les autres pluies. La pluie du 16 mai possède, par ailleurs, une durée beaucoup plus longue que les autres pluies. Ainsi, lorsqu'on abaisse la limite de l'utilisation de la capacité maximale des conduites, la pluie du 16 mai, comparativement aux autres pluies, engendre plus de pas de temps d'optimisation pendant lesquels les conduites sont utilisées au-delà de cette limite lors de l'application d'une politique à 100%. C'est ce qui explique que pour la pluie du 16 mai, on observe une augmentation plus importante du volume d'eau déversé.

4.2.2 Les conduites en charge et la durée des surcharges

Afin d'analyser plus précisément les impacts d'un changement de la politique de gestion sur les simulations avec surcharges, il est intéressant d'observer, comme le montre les tableaux 4.3 et 4.4, l'évolution du nombre moyen de conduites en charge et de pas de temps de cinq minutes pendant lesquels on observe une surcharge. Les résultats présentés dans cette section portent uniquement sur les événements produits à partir d'une erreur de 30% appliquée sur les pluies de référence choisies.

Tableau 4.3: Nombre moyen de conduites en charge par simulation en charge.

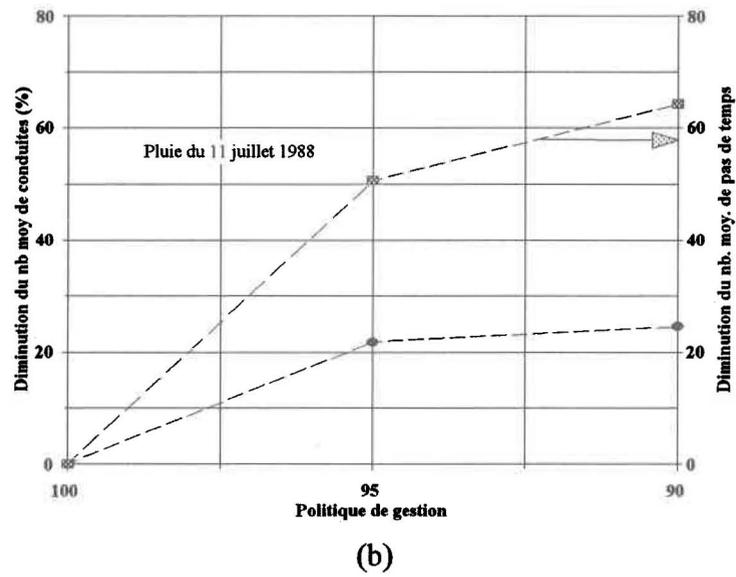
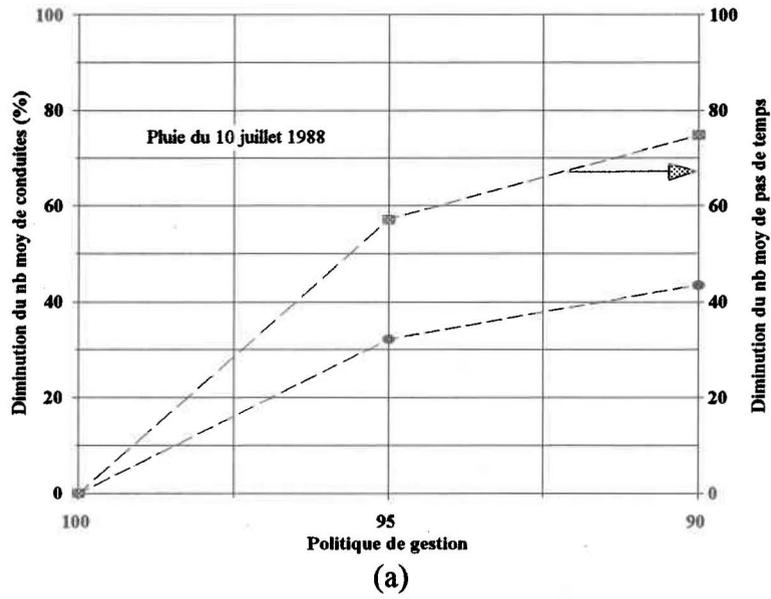
Pluie	Nombre moyen de conduites en charge par simulation en charge.		
	Politique à 100%	Politique à 95%	Politique à 90%
10 juillet 1988	2,9	2,0	1,7
11 juillet 1988	1,8	1,4	1,4
16 juillet 1988	1,8	1,6	1,2
14 juillet 1988	2,5	1,5	0,0

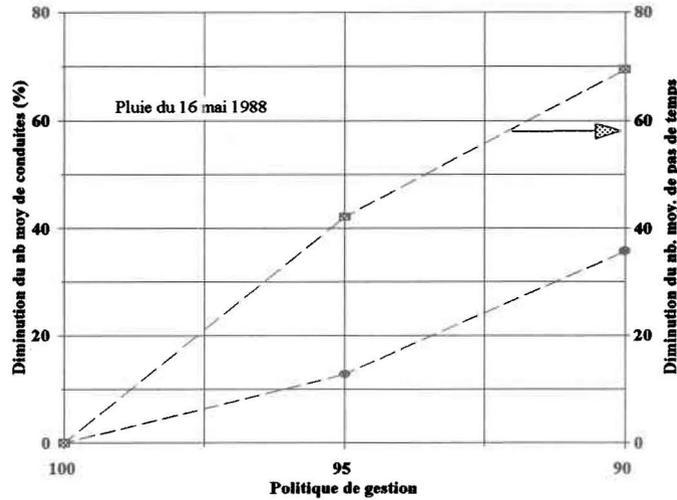
Tableau 4.4: Nombre moyen de pas de temps de 5 minutes où les conduites sont en charge.

Pluie	Nombre moyen de pas de temps de 5 minutes par simulation en charge		
	Politique à 100%	Politique à 95%	Politique à 90%
10 juillet 1988	8,0	3,5	2,0
11 juillet 1988	3,8	1,9	1,4
16 juillet 1988	3,8	2,2	1,2
14 juillet 1988	3,4	1,5	0,0

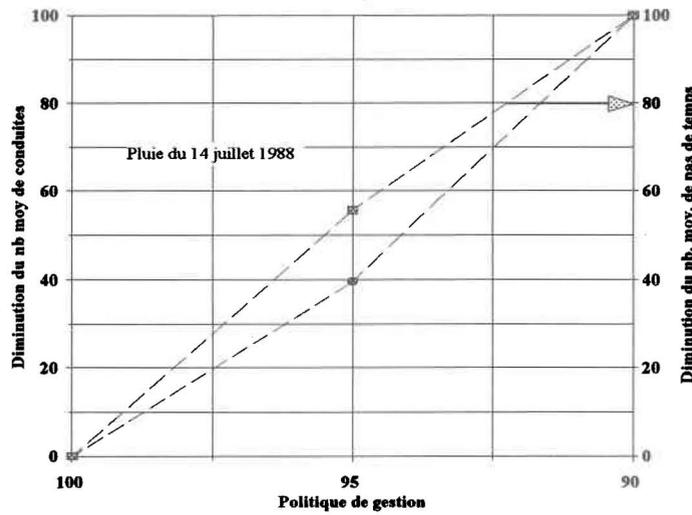
Les résultats présentés aux tableaux 4.3 et 4.4 indiquent qu'en adoptant une politique de gestion à 95%, il y a, en moyenne, au cours d'une simulation créant des surcharges dans le réseau, moins de deux conduites en charge et de trois pas de temps pendant lesquels ces conduites sont en charge. En appliquant une politique de gestion à 90%, on obtient en moyenne, qu'il y a une conduite en charge et un pas de temps de 5 minutes où l'on observe une surcharge.

À la figure 4.1, on constate que la diminution la plus importante du nombre de pas de temps durant lesquels les conduites sont en charge, a lieu lorsqu'on passe d'une politique de gestion de 100% à 95%. La diminution rapide de ce nombre de pas de temps, confirme qu'une majorité des surcharges causées en appliquant une politique à 100%, sont de faibles intensités. Par ailleurs, les pas de temps en charge qui subsistent malgré l'application d'une nouvelle politique de gestion,





(c)



(d)

Figure 4.1: Diminution, en pourcentage, du nombre moyen de conduites en charge et de pas de temps de 5 minutes pendant lesquels ces conduites sont en charge
 (a) pluie du 10 juillet (b) pluie du 11 juillet
 (c) pluie du 16 mai (d) pluie du 14 juillet

sont ceux où l'intensité des surcharges était plus forte au moment de la gestion du réseau suivant la politique à 100%. Toutefois, puisque ces surcharges surviennent maintenant sur un réseau où l'on a réduit la limite de l'utilisation de la capacité maximale des conduites à l'optimisation, elles sont alors moins intenses. À titre d'exemple, on donne à la figure 4.2, pour les pluies simulées à partir des événements pluvieux du 10 et du 11 juillet 1988, la moyenne des utilisations maximales des capacités des conduites rencontrées au cours des diverses simulations effectuées, et ce, pour les différentes politiques de gestion appliquées.

L'analyse statistique dont il a été question dans cette section, offre une bonne idée de l'état des mises en charge produites au cours d'une pluie. Toutefois, il est important de mentionner que ces calculs ont parfois été effectués à partir d'un petit échantillon, constitué uniquement des simulations où l'on a observé des mises en charge.

4.3 Discussion

Sur la base des résultats obtenus, en admettant une incertitude maximale de 30% sur l'intensité de la pluie prédite, il serait possible de diminuer de façon considérable les surcharges, en augmentant très peu les volumes déversés par un changement de la politique de gestion à l'intérieur de certaines limites. On réalise notamment, qu'il est possible d'éliminer la presque totalité des surcharges en utilisant une politique de gestion à 90%, sauf pour les événements simulés à partir de la pluie du 10 juillet 1988, où l'on constate 35% de probabilités de surcharges pour une incertitude sur la pluie prédite de 30%. Toutefois, en ce qui concerne ces pluies, puisque la diminution de la politique de gestion implique aussi une diminution de l'intensité des surcharges, il est fort probable que la majorité des surcharges engendrées n'occasionnent pas de refoulement problématique. Par ailleurs, la pluie du 11 juillet génère un volume déversé presque aussi important que celui engendré par la pluie du 10 juillet (cf. Tableau 2.4). En outre, elle possède une période de récurrence similaire à celle de la pluie du 10 juillet (cf. Tableau 2.4). Or, en appliquant une politique de gestion à 90%, on réussit à réduire de 95% les événements pluvieux, simulés à partir de la pluie du 11 juillet, causant des surcharges. Il semble alors qu'une politique de gestion à 90% serait un moyen simple et efficace de tenir compte des incertitudes sur les prévisions et d'éviter

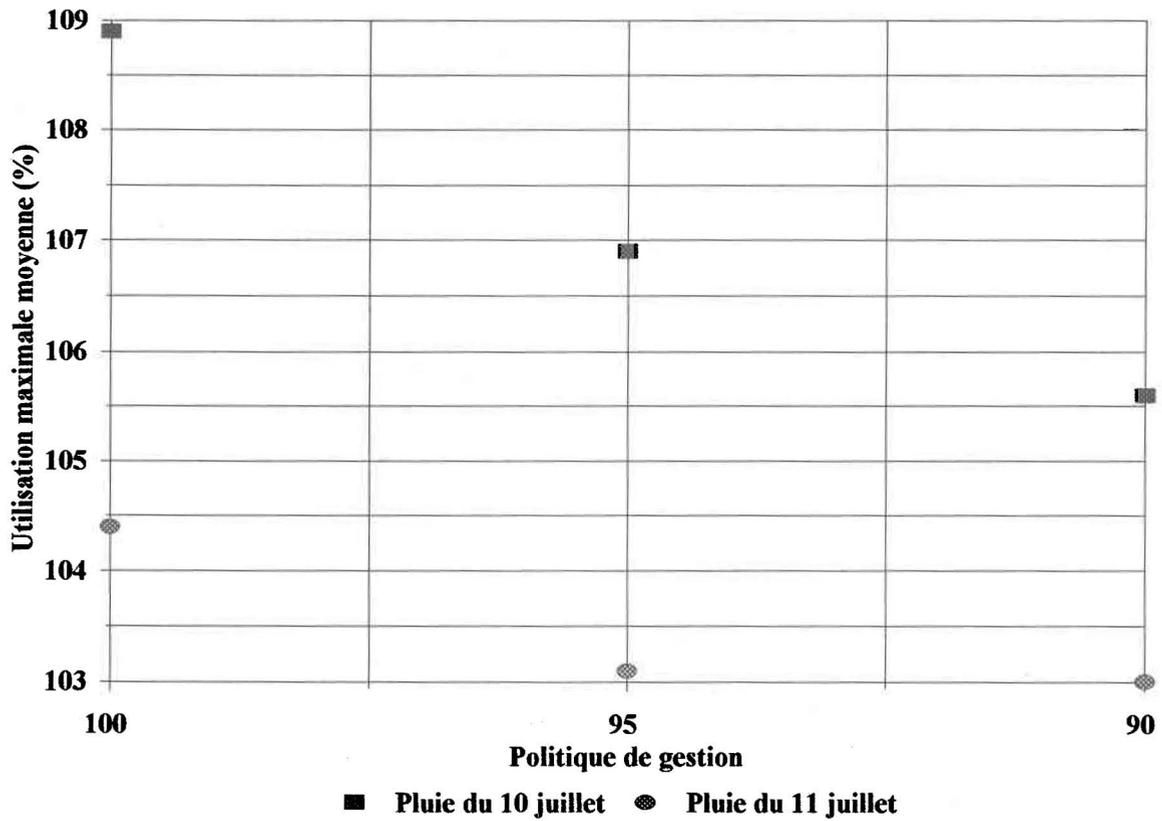


Figure 4.2 : Utilisation maximale moyenne de la capacité d'une conduite au cours d'une simulation en surcharge, en fonction de l'incertitude

les refoulements dans le réseau suite à l'apparition d'une surcharge et ce, pour la majorité des événements pluvieux survenant sur le territoire de la Communauté Urbaine de Québec.

Malgré le fait qu'une politique à 95% occasionne une diminution moins importante des simulations créant des surcharges, nous croyons que nous devons tout de même considérer la possibilité d'opter pour cette politique. En effet, à la section 4.2.2, on a constaté qu'en passant d'une politique de gestion de 100% à 95%, on obtient la diminution la plus importante du nombre de pas de temps où l'on observe une surcharge au cours d'une pluie. Le nombre moyen de conduites en charge et de pas de temps durant lesquels ces conduites sont en charge, ainsi que l'intensité des surcharges semblent, en outre, peu importantes lorsqu'on applique une politique à 95%. Par conséquent, malgré une probabilité de surcharges variant de 8% à 65%, il est très probable que le refoulement généré par ces surcharges ne soit pas très significatif.

L'analyse des résultats a démontré que l'adoption d'une politique de gestion plus sévère est une solution intéressante afin de prendre en compte les possibles erreurs de prévision sur les précipitations. En effet, en considérant une incertitude de 30% et des erreurs non-corrélées, on obtient un compromis fort acceptable entre la diminution des surcharges et l'augmentation des volumes déversés. En outre, la réduction du nombre d'événements susceptibles de causer des surcharges permet de diminuer la probabilité que ces surcharges engendrent du refoulement dans le réseau de conduites au cours d'une gestion prédictive des ouvrages de régulation. Par ailleurs, la prise en compte des erreurs de prévision sur les précipitations permet d'assurer la fiabilité des résultats évalués par le modèle SWIFT.

D'un point de vue pratique, il serait aussi intéressant d'analyser la possibilité d'augmenter la capacité des quelques conduites contraignantes. Cette solution permettrait, d'une part, de diminuer le nombre de mises en charge puisque les conduites contraignantes auraient alors la possibilité d'accueillir un plus grand volume d'eau supplémentaire non-prévu. Par conséquent, la politique de gestion actuelle pourrait peut-être être maintenue. D'autre part, l'augmentation de la capacité des conduites contraignantes permettrait de réduire les volumes déversés au milieu récepteur. Dans l'éventualité où il serait nécessaire de changer la politique de gestion actuelle, l'augmentation de

la capacité des conduites contraignantes permettrait de diminuer plus rapidement le nombre de cas en charge et ainsi de limiter davantage l'augmentation du volume déversé.



5 APPLICATION DE L'ÉTUDE AU RÉSEAU EST-OUEST

Le présent chapitre reprend les études réalisées aux chapitres 3 et 4, en réalisant nos essais sur tout le réseau Est-Ouest de la Communauté Urbaine de Québec. L'objectif visé est de vérifier si les conclusions tirées de l'analyse des résultats obtenus en utilisant un réseau réduit de conduites, s'appliquent à un réseau dont la superficie représente mieux celle du réseau en son entier. Rappelons ici qu'une description du réseau Est-Ouest a été présentée à la section 2.3.

Dans un premier temps, nous allons présenter les résultats obtenus en appliquant la politique de gestion actuelle, pour laquelle le débit maximal admissible dans les conduites lors d'une optimisation correspond à 100% de la capacité de la conduite. Nous discuterons tout d'abord des résultats relatifs aux simulations comportant des surcharges. Par la suite, notre analyse portera sur le volume d'eau généré par la pluie simulée et le volume déversé pour les simulations n'ayant subies aucune surcharge.

Afin de limiter le temps de calcul, nous avons utilisé la procédure décrite au chapitre 2 en utilisant seulement une pluie de référence pour représenter la pluie prédite. Cet événement pluvieux est celui du 11 juillet 1988 (b) dont les caractéristiques sont présentées au tableau 5.1. Le hyétogramme de cet événement pluvieux apparaît à l'annexe C. La pluie du 11 juillet (b) est différente de la pluie du 11 juillet utilisée auparavant, car elle a été mesurée en utilisant un autre pluviomètre. Entre 1500 et 2000 pluies ont été générées à partir de la pluie prédite, en considérant une erreur non-corrélée entre les différents bassins de drainage et des incertitudes allant de 5% à 30%. Plus précisément, 1500 pluies ont été simulées pour les incertitudes de 5% et 10%, alors que 2000 événements pluvieux ont été créés pour les incertitudes allant de 15% à 30%.

Tableau 5.1 : Caractéristiques de la pluie du 11 juillet 1988 (b)

Pluie	Volume total déversé SWIFT (m ³)	Durée (min)	Hauteur (mm)	Réurrence (Hauteur-durée)	I _{max10} (mm/h)	Réurrence I _{max10}
11/07/88 (b)	74 834	210	16.49	< 1 an	29.1	2 mois

Dans un deuxième temps, nous allons modifier la politique de gestion actuelle en limitant le débit maximal admissible dans les conduites au moment de l'optimisation, de façon à réduire les probabilités de surcharges et de refoulements. Enfin, nous allons évaluer la performance de cette solution sur le réseau concerné. L'étude du changement de la politique de gestion a été réalisée en générant 500 pluies à partir de la pluie prédite et, en considérant une incertitude de 30%.

5.1 Application de la politique de gestion actuelle

5.1.1 Les surcharges

La figure 5.1 montre le pourcentage de simulations où l'on a noté l'apparition de surcharges en fonction de l'incertitude appliquée sur la pluie prédite. On dénote alors une très forte probabilité de surcharges, soit 80%, dès l'application d'une incertitude de 5%. L'évolution du nombre d'événements ayant provoqué des surcharges dans le réseau est beaucoup plus importante que l'évolution observée sur le petit réseau considéré au chapitre 3. En effet, bien que la pluie du 11 juillet (b) possède des caractéristiques qui permettent de la situer entre les événements pluvieux du 16 mai et du 14 juillet, les probabilités de surcharges sont supérieures à celles engendrées sur le petit réseau par les événements simulés à partir de la forte pluie du 10 juillet. L'augmentation du pourcentage d'événements pluvieux susceptibles de causer des surcharges est normale étant donné le nombre plus élevé de conduites contraignantes et de bassins contribuant à amener un débit dans ces conduites supérieur au débit prédit.

Les surcharges engendrées sur le réseau Est-Ouest semblent aussi de faible intensité. En effet, les résultats obtenus suite à nos simulations indiquent qu'en moyenne, le débit maximal véhiculé dans les conduites du réseau dépasse la capacité des conduites de seulement 3%. Bien entendu, cette

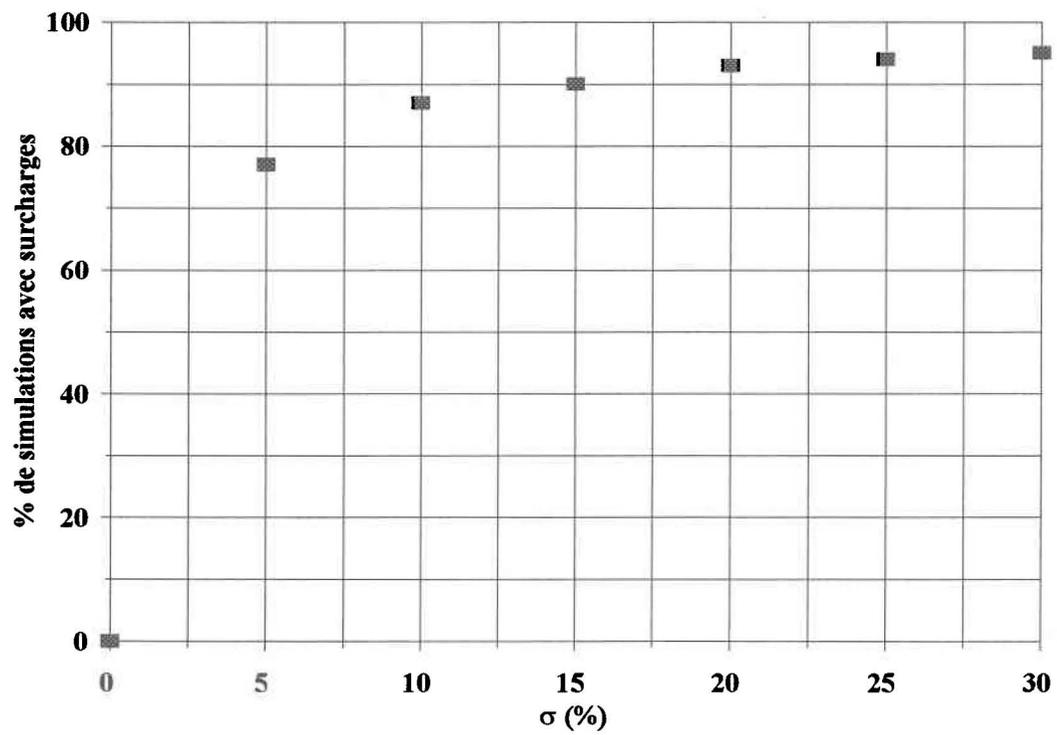


Figure 5.1 : Pourcentage de simulations avec surcharges en fonction de l'incertitude

évaluation du débit maximal ne donne qu'une indication de l'intensité réelle des surcharges. En effet, comme nous l'avons mentionnée à la section 3.2.1, le modèle SWIFT ne simule pas les mises en charge transitoires et par suite, on ne peut évaluer les conséquences réelles de ces mises en charge sur le refoulement des eaux en amont.

Sur la figure 5.2, il est intéressant de noter que, malgré le fait que le réseau Est-Ouest couvre une superficie dix fois plus grande que celle couverte par le petit réseau, le nombre moyen de conduites en charge n'est qu'environ deux fois supérieur au nombre moyen de conduites observés sur le petit réseau pour les événements pluvieux similaires à celui du 11 juillet 1988 (b). Par conséquent, sur le réseau plus étendu, le pourcentage de conduites contraignantes, par rapport au nombre total de conduites est plus restreint que sur le réseau réduit. Toutefois, au cours d'un événement pluvieux, le nombre de pas de temps pendant lesquels les conduites subissent une surcharge est plus important.

5.1.2 Les volumes des pluies simulées pour les cas sans surcharge

L'évolution du volume moyen des pluies simulées ne causant pas de surcharge en fonction de σ apparaît à la figure 5.3. Contrairement à ce que l'on a observé lors de l'étude du petit réseau, le volume moyen des pluies simulées ne causant pas de surcharge n'est pas différent du volume de la pluie prédite.

Pour le petit réseau, la diminution du volume moyen de la pluie simulée par rapport au volume de la pluie prédite était imputable à l'apparition de surcharges dans le réseau, qui, pour les cas où l'erreur était non-corrélée, dépendait à la fois du volume moyen d'eau généré sur le territoire couvert par ce réseau et de la distribution spatiale de la pluie. La distribution spatiale de la pluie avait alors pour effet de diminuer la probabilité de surcharges, suite à l'arrivée d'un volume de pluie simulée supérieur au volume de pluie prédite. Cependant, cet effet était limité par la faible possibilité de répartition des volumes des pluies offerte par un réseau réduit comportant uniquement quatre bassins de drainage.

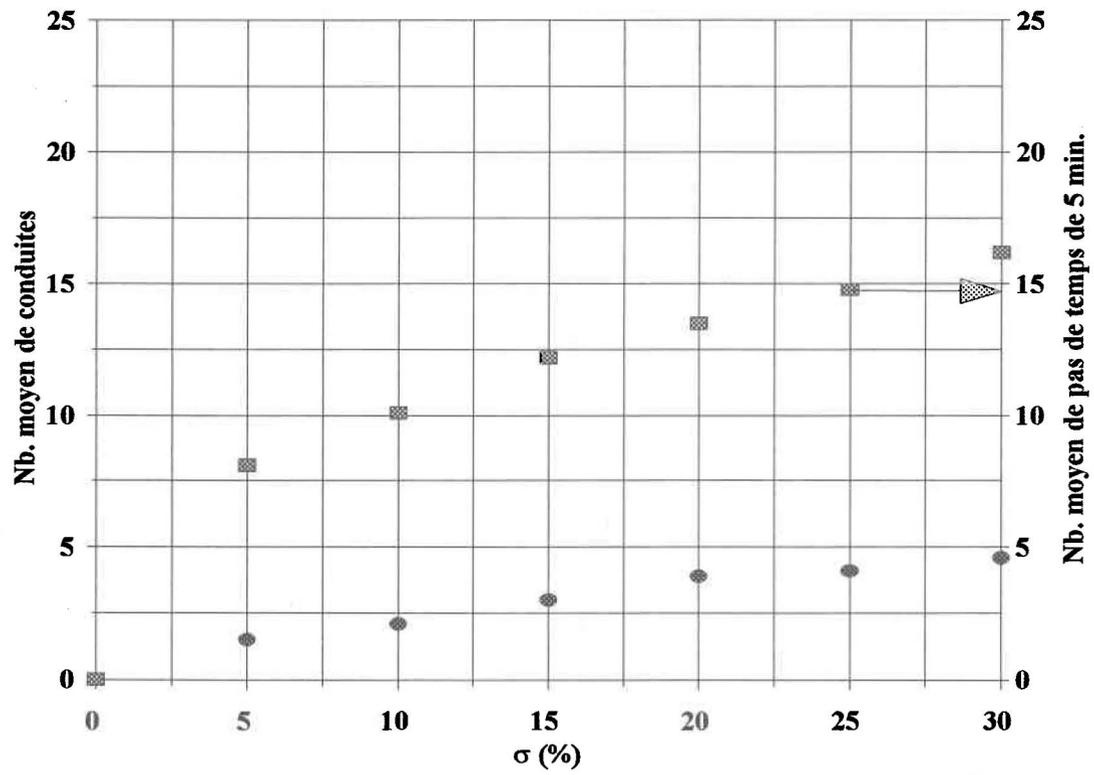


Figure 5.2 : Nombre moyen de conduites en charge et de pas de temps pendant lesquels ces conduites sont en charge en fonction de l'incertitude

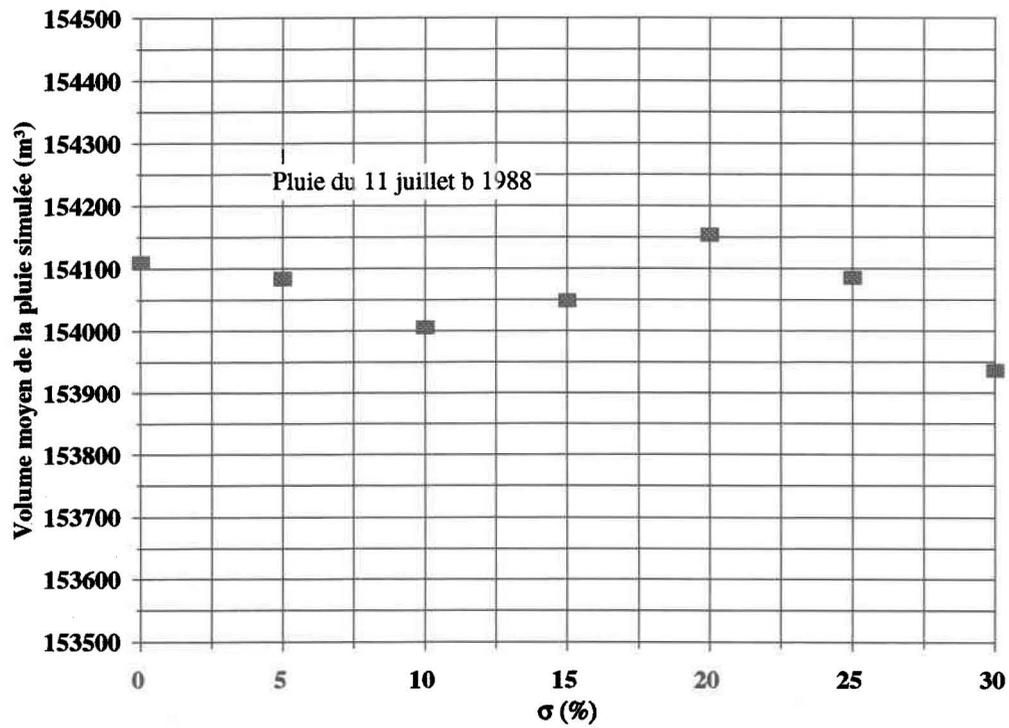


Figure 5.3 : Volume moyen de la pluie simulée ne causant pas de surcharge en fonction de l'incertitude

Sur un réseau plus étendu formé de 36 bassins de drainage, on remarque que la probabilité de créer des surcharges dans le réseau dépend en grande partie de la distribution spatiale de la pluie sur les différents bassins du réseau. En effet, comme le montre la figure 5.4, lorsqu'il y a une surcharge, la probabilité que le volume de la pluie simulée soit supérieur ou inférieur au volume de la pluie prédite demeure la même.

5.1.3 Les volumes déversés

Le volume d'eau moyen déversé en fonction de l'incertitude relative appliquée sur la pluie prédite apparaît à la figure 5.5. Tout comme pour le volume moyen de la pluie simulée, la différence entre le volume moyen déversé et le volume déversé optimal n'est pas significative. Par ailleurs, en comparant le volume moyen de la pluie simulée et le volume moyen déversé, on note que, contrairement à ce que l'on a observé sur le petit réseau, une diminution du volume de pluie n'implique pas nécessairement une diminution du volume moyen déversé et vice-versa. Ce comportement s'explique, là encore, par l'influence marquée de la distribution spatiale de la pluie sur les bassins du réseau considéré.

Au chapitre 3, nous avons remarqué que l'attribution d'une erreur non-corrélée, comparativement à une erreur corrélée, contribuait à minimiser les impacts des erreurs de prévision des précipitations sur la variation des volumes déversés par rapport au volume déversé optimal prévu. Sur tout le réseau Est-Ouest, la distribution spatiale de la pluie amenuise davantage ces impacts étant donné le nombre important de bassins comportant des ouvrages de régulation. En effet, la diversité de répartition alors offerte permet de compenser l'augmentation du volume déversé à un régulateur par une diminution observée à un autre régulateur.

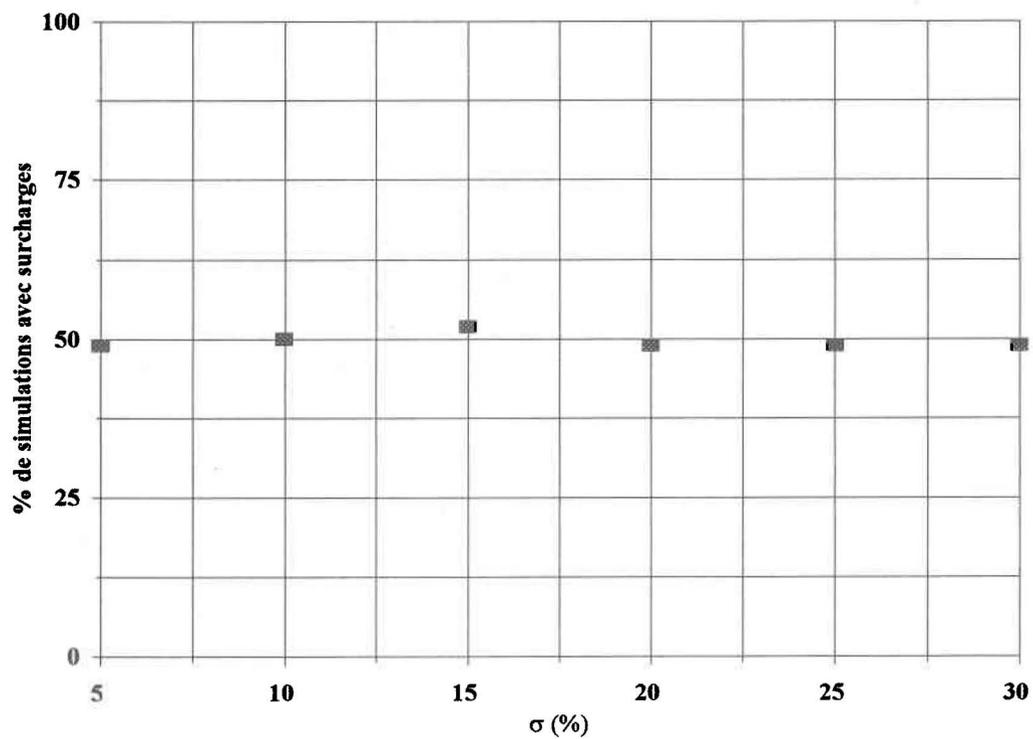


Figure 5.4 : Pourcentage de simulations avec surcharges dont le volume de la pluie simulée est supérieur au volume de la pluie prédite et ce, en fonction de l'incertitude

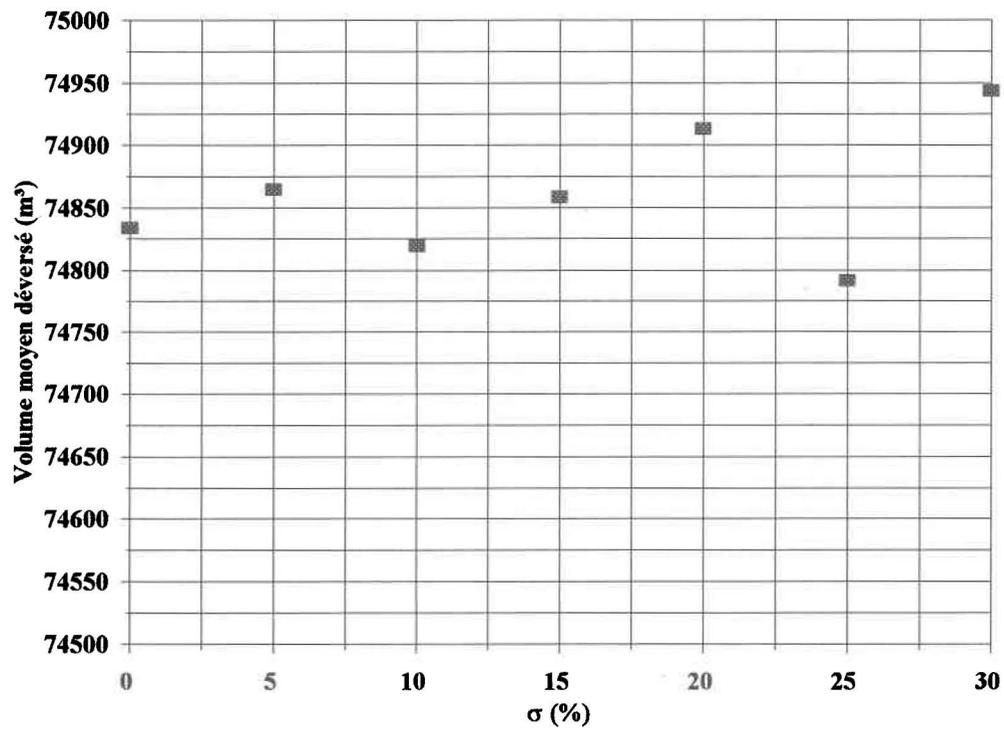


Figure 5.5 : Volume moyen déversé en fonction de l'incertitude

5.2 Changement de la politique de gestion

5.2.1 Impacts du changement de la politique de gestion sur les surcharges et les volumes déversés

La figure 5.6 montre, en considérant une incertitude de 30% sur la prévision, le pourcentage de diminution du nombre de simulations avec surcharges ainsi que le pourcentage d'augmentation du volume moyen déversé suite à l'application de deux nouvelles politiques de gestion : une politique à 95% et une autre à 90%.

Lorsqu'on abaisse l'utilisation maximale de la capacité des conduites on note une diminution de 85% des surcharges alors que le volume déversé n'augmente que de 1%. En appliquant une politique de gestion à 90%, on réussit à éliminer tous les événements susceptibles de causer des surcharges en augmentant le volume déversé de seulement 2%.

Comme nous l'avons noté lors de l'étude du réseau réduit, la diminution importante du nombre d'événements pluvieux causant des surcharges, confirme que les surcharges engendrées lors de l'application d'une politique de gestion à 100% ne sont pas très intenses. En outre, l'étude d'un réseau plus étendu montre également une faible augmentation du volume moyen déversé par rapport au volume déversé optimal et ce, à cause du nombre limité de conduites contraignantes et de pas de temps durant lesquels ces conduites sont contraignantes au cours d'une optimisation (*cf.* Annexe D).

Nous constatons, par ailleurs, que l'augmentation du volume déversé obtenue sur le réseau Est-Ouest est plus faible que l'augmentation moyenne évaluée en réalisant nos essais sur un petit réseau. Ce phénomène s'explique notamment par le fait que, comme nous l'avons mentionné à la section 5.1.1, le pourcentage de conduites contraignantes par rapport au nombre total de conduites est beaucoup plus faible sur le réseau étendu que sur le réseau réduit. En outre, les conduites contraignantes sont localisées à trois endroits différents à travers le réseau. Par conséquent, la proportion de bassins contrôlés où il est possible d'observer une augmentation du volume déversé est faible comparativement à la proportion de bassins contrôlés du petit réseau où une telle

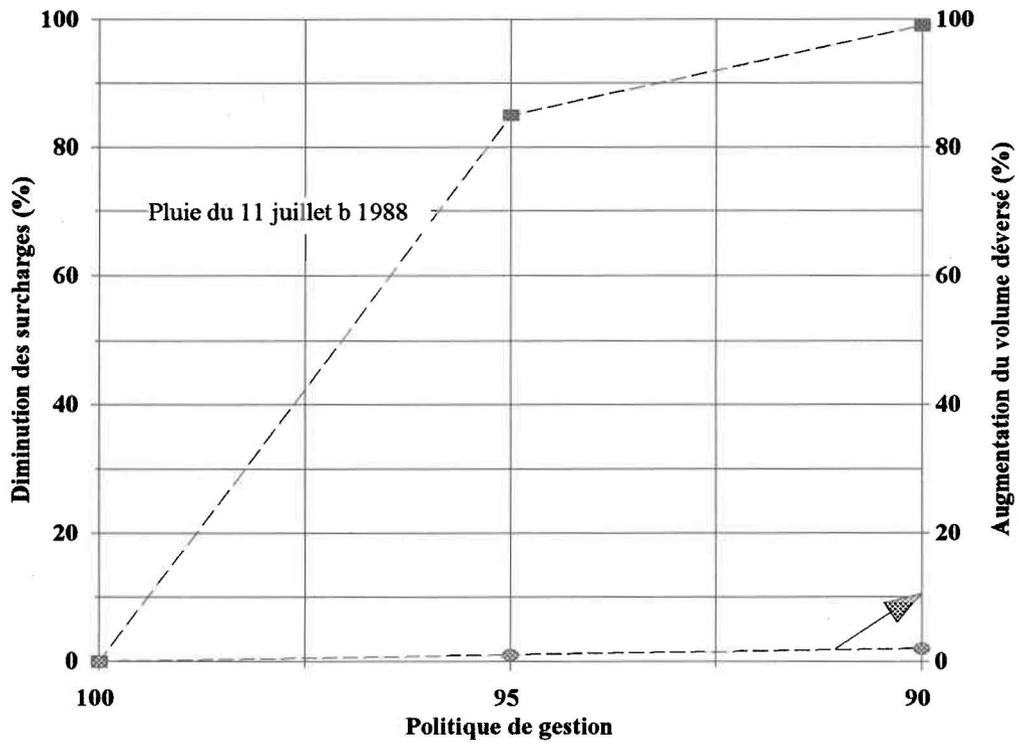


Figure 5.6 : Impacts du changement de la politique de gestion sur les probabilités de surcharges et les volumes déversés

augmentation puisse être observée. En effet, sur le réseau réduit où des surcharges ont été observées dans des conduites situées en aval des deux régulateurs, le volume déversé est susceptible d'augmenter à ces deux régulateurs suite au changement de la politique de gestion. Par contre, sur un réseau plus étendu contenant un nombre important de régulateurs et où les surcharges sont localisées, il y a seulement quelques régulateurs sur le nombre total de régulateurs qui sont susceptibles de subir cette augmentation.

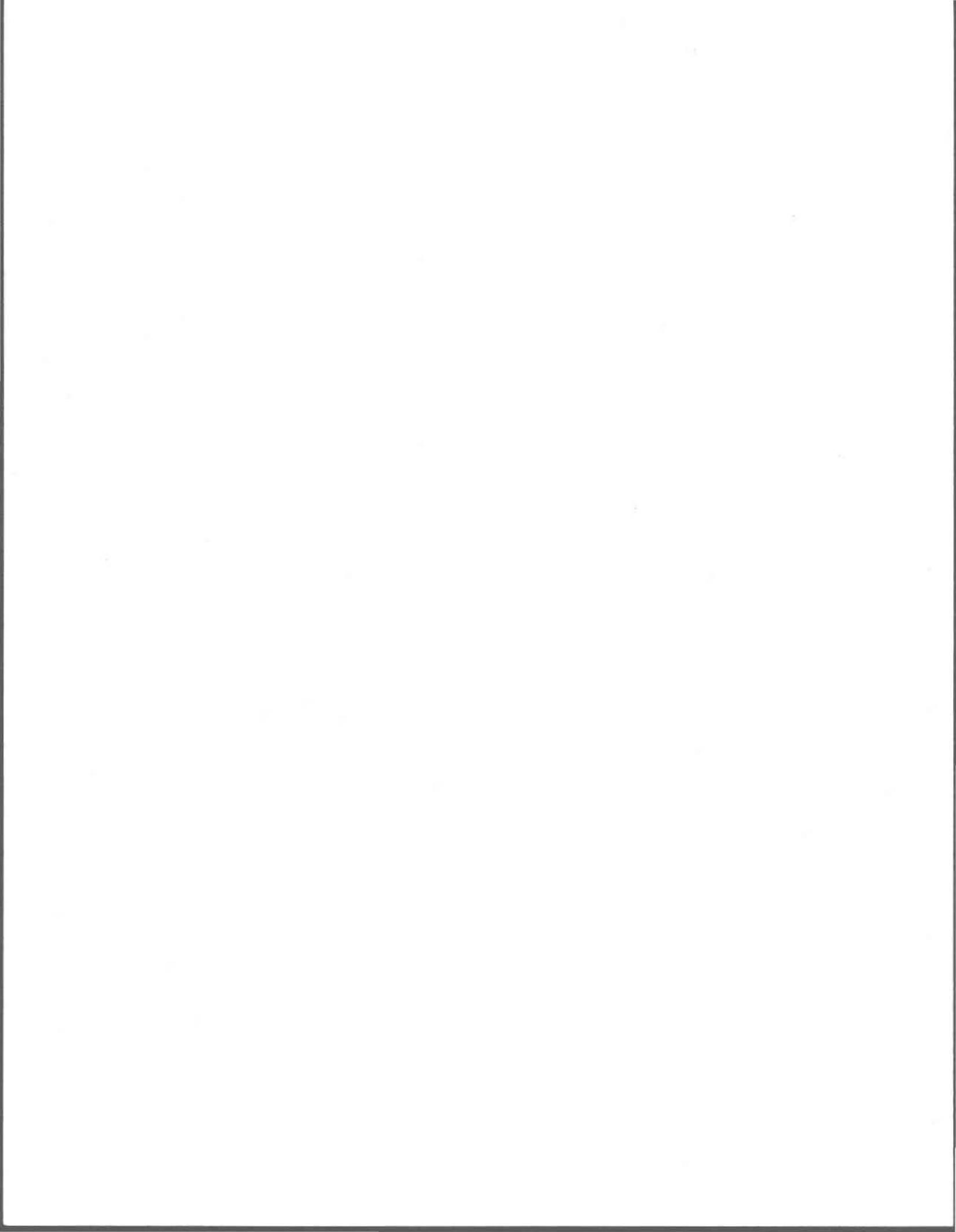
5.3 Discussion

L'application de notre étude au réseau Est-Ouest nous a d'abord permis de confirmer qu'en temps de pluie, les erreurs de prévision des précipitations sont susceptibles de provoquer des surcharges et subséquemment, de causer des problèmes de refoulement dans le réseau suite à l'arrivée de débits de ruissellement différents des débits de ruissellement prédits.

En considérant que l'erreur sur la prévision est non-corrélée entre les bassins, nous avons ensuite constaté que sur le réseau étendu, les effets de la distribution spatiale de la pluie sont beaucoup plus importants que sur le réseau couvrant une faible superficie. Notamment, nous avons noté que cette distribution spatiale avait pour effet de réduire considérablement l'impact des erreurs de prévision des précipitations sur la différence entre le volume total réellement déversé et le volume déversé optimal.

Enfin, le changement de la politique de gestion s'est avéré un moyen encore plus efficace de réduire les probabilités de surcharges lorsqu'appliqué sur le réseau étendu. En effet, sur un réseau dont la structure et la superficie représentent davantage celles du réseau d'assainissement urbain de la C.U.Q en son entier, la diminution des probabilités de surcharges s'accompagne d'une augmentation plus faible des volumes déversés. Ainsi, il appert que sur le réseau étendu, il serait possible d'obtenir un équilibre attrayant entre la réduction des probabilités de surcharges et l'augmentation des volumes déversés pour un plus grand nombre d'événements pluvieux survenant sur le territoire de la C.U.Q. Par conséquent, dans l'éventualité où les incertitudes sur la prévision auraient pour effet de causer des refoulements importants dans le réseau, le changement de la

politique de gestion serait un moyen simple d'éviter de tels problèmes lors d'une gestion prédictive d'un réseau unitaire.



6 CONCLUSION

Le contrôle prédictif intégré des réseaux d'égouts unitaires répond à plusieurs préoccupations environnementales dont celle de limiter les déversements de polluants au milieu récepteur. Cependant, pour être applicable, le contrôle prédictif intégré doit s'appuyer sur la connaissance de l'état actuel et futur du système. Cette connaissance est acquise en se basant sur la mesure et la prévision des intensités de précipitation réalisées en temps réel. La qualité de ces informations va donc conditionner l'efficacité d'un contrôle prédictif intégré.

Étant donné que les erreurs de prévision peuvent être relativement importantes, il est impératif non seulement de quantifier la qualité des données fournies par l'outil de prévision des précipitations utilisé mais aussi, de connaître les impacts de ces erreurs sur le système de gestion d'un réseau d'assainissement. Il est alors possible d'envisager des mesures permettant de prendre en compte ces incertitudes afin d'assurer une meilleure efficacité d'un système de gestion basé sur des prévisions.

L'objectif principal de ce travail était d'évaluer les impacts des erreurs de prévision des précipitations sur la performance d'une gestion prédictive intégrée axée sur la réduction des volumes totaux déversés. Dans un premier temps, nous avons analysé les impacts des erreurs de prévision sur les surcharges engendrées dans certaines conduites du réseau, suite à une sous-estimation du débit passant réellement dans ces conduites. Les surcharges induites dans un réseau d'égouts se traduisent par des refoulements qui risquent d'incommoder la population desservie. Face à ces risques, il nous a semblé important, dans un deuxième temps, de prendre en compte les erreurs de prévision des précipitations afin de prévenir une sous-estimation éventuelle des débits de ruissellement et ainsi d'éviter les problèmes de refoulement. Une analyse de l'impact des erreurs de prévision météorologique sur le volume déversé optimal prévu a également été réalisée.

Ce travail fut réalisé en considérant le réseau unitaire de la Communauté Urbaine de Québec. En outre, nos essais ont été effectués à l'aide du modèle SWIFT développé en vue de réaliser la gestion en temps réel de ce réseau. L'outil de prévision des précipitations permettant de fournir les variables d'entrée au modèle SWIFT n'étant pas encore opérationnel, nous avons une

connaissance limitée de la nature et des ordres de grandeur des erreurs de prévision. Certaines hypothèses ont donc été considérées. En premier lieu, nous avons supposé que les erreurs de prévision étaient distribuées normalement autour de la pluie prédite. De plus, nous avons supposé que sur un réseau formé de plusieurs bassins, les erreurs de prévision pouvaient être corrélées entre les bassins suffisamment rapprochés et non-corrélées entre les bassins plus éloignés. Nous avons donc étudié ces deux cas extrêmes en admettant que le comportement réel du réseau se situerait quelque part entre les comportements observés dans ces deux cas, selon la nature de l'événement météorologique considéré.

À l'aide du modèle SWIFT, nous avons tout d'abord réalisé une étude statistique portant sur la probabilité que des événements pluvieux causent des surcharges dans un réseau où les ouvertures des régulateurs ont été établies en se basant sur des données prédites. Les résultats obtenus indiquent que les risques d'engendrer des surcharges dans un réseau unitaire sont importants. Ces risques dépendent des caractéristiques de l'événement pluvieux et de la structure du réseau considérés.

L'influence de la répartition spatiale des erreurs de prévision des précipitations sur les surcharges engendrées dans le réseau a également été analysée. Nous avons alors observé que les probabilités de surcharges étaient similaires que l'erreur entre les différents bassins de drainage soit corrélée ou non. Toutefois, des différences ont été observées entre ces deux types d'erreur au niveau des causes des surcharges. Ainsi, si un événement pluvieux engendre des erreurs de prévision qui sont davantage non-corrélées entre les bassins du réseau considéré, la probabilité que cet événement induise des surcharges dans le réseau va dépendre en grande partie de la distribution spatiale de la pluie. Par conséquent, que le volume total de la pluie soit supérieur ou inférieur au volume de la pluie prédite, les probabilités de surcharges sont semblables. Par ailleurs, si un événement pluvieux entraîne des erreurs de prévision qui sont plutôt corrélées, les risques de causer des surcharges suite à une sous-estimation du volume de la pluie sont élevés alors qu'ils sont très faibles lorsqu'on surestime la pluie.

Les impacts des incertitudes de prévision sur le volume total déversé aux différents régulateurs ont ensuite été étudiés. Nous avons constaté que ces impacts dépendent des caractéristiques de l'événement pluvieux considéré et du type d'erreur effectué entre les différents bassins du réseau. D'une façon générale, nous avons noté qu'une erreur de prévision des précipitations effectuée sur un bassin comportant un régulateur, se traduisait par une erreur d'autant plus importante sur le volume déversé à ce régulateur. Par conséquent, pour les cas où les erreurs entre les différents bassins du réseau seraient corrélées, une sous-estimation de la pluie pourrait provoquer une augmentation considérable du volume total déversé, par rapport au volume déversé optimal prévu. En ce qui concerne les cas où l'on observerait des erreurs non-corrélées entre les bassins, la distribution spatiale de la pluie contribuerait à réduire l'écart entre le volume total réellement déversé et le volume déversé optimal prévu au cours d'un événement pluvieux, étant donné qu'une sous-estimation de la pluie prédite à un bassin pourrait être compensée par une surestimation à un autre bassin.

Face à l'impact important des erreurs de prévision météorologique sur la probabilité d'engendrer des surcharges dans le réseau, nous avons examiné la possibilité de prendre en compte ces erreurs en diminuant le débit maximal admissible dans les conduites du réseau lors d'une optimisation. Ce changement de la politique de gestion actuelle avait donc pour objectif de réduire les probabilités de surcharges dans le réseau et d'éviter de possibles refoulements. En considérant une incertitude de 30% sur les prévisions, les résultats obtenus ont démontré qu'en diminuant légèrement le débit maximal admissible dans les conduites du réseau, on réussit à réduire considérablement les probabilités des surcharges et même, dans certains cas, à les éliminer en augmentant faiblement le volume déversé optimal.

L'analyse des impacts d'un changement de la politique de gestion sur les probabilités de surcharges et les volumes déversés a démontré que les surcharges induites dans le réseau, en appliquant la politique de gestion actuelle, ne sont pas très intenses. Aussi, nous avons constaté que les surcharges sont produites dans un nombre limité de conduites, dont les capacités sont les plus contraignantes, et qu'elles surviennent seulement à certains pas de temps d'optimisation. Bien qu'il nous ait été impossible, étant donné les limites du modèle SWIFT, d'observer les effets des

surcharges sur le refoulement des eaux, nous sommes donc portés à croire que ces surcharges ne causeraient pas de problème majeur. Cependant, dans l'éventualité où les incertitudes sur la prévision avaient pour conséquence de causer des problèmes de refoulement suite à l'application d'une gestion prédictive intégrée, la mise en oeuvre d'une nouvelle politique de gestion serait un moyen simple d'assurer la fiabilité et l'efficacité de ce type de gestion.

L'analyse portant sur les surcharges nous a de plus permis d'identifier les conduites du réseau qui sont contraignantes. Advenant le cas où ces conduites devraient être remplacées, il serait donc intéressant d'envisager à augmenter leur capacité. En effet, l'augmentation de la capacité de ces conduites aurait un impact direct sur les volumes déversés au milieu récepteur.

Plusieurs pistes de recherche sont dorénavant possibles suite à ces travaux. Notamment, puisque cette étude a été réalisée en émettant des hypothèses sur la nature et les ordres de grandeur des erreurs de prévision des précipitations, il serait intéressant de réaliser une étude exhaustive des erreurs engendrées par un système de prévision exploité sur le territoire de la C.U.Q. Ainsi, nous pourrions par la suite évaluer si les impacts des erreurs de prévision des précipitations, observés en se basant sur certaines hypothèses, risquent d'être plus importants ou moins importants que les impacts réels.

Enfin, il serait pertinent de reprendre cette étude lorsqu'éventuellement le modèle SWIFT sera en mesure de simuler les régimes transitoires entre l'écoulement à surface libre et l'écoulement en charge et vice-versa. Il serait alors possible d'observer les impacts réels des surcharges sur le refoulement des eaux usées dans les conduites du réseau.

BIBLIOGRAPHIE

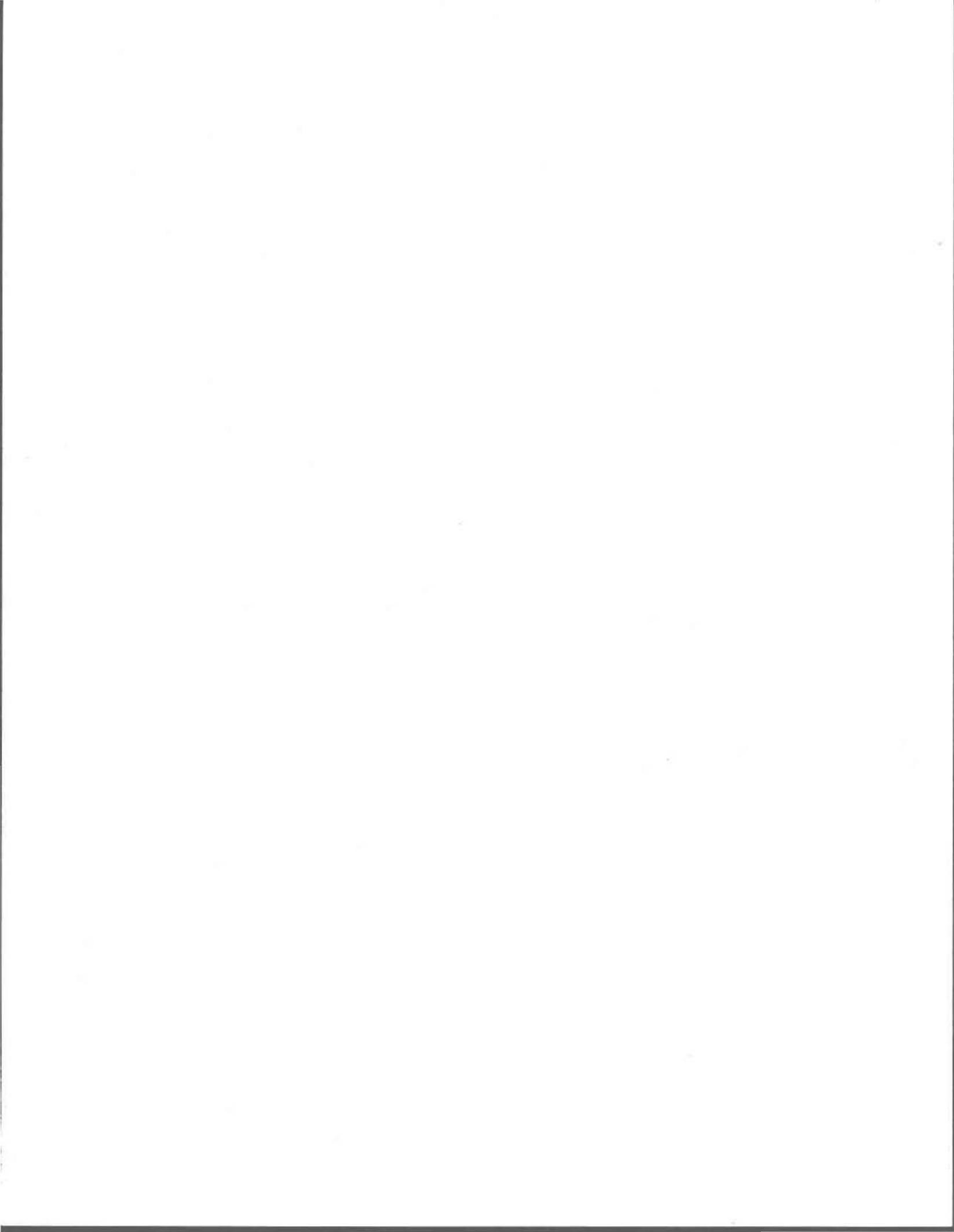
- Austin, G.L. (1985). Application of Pattern-Recognition and Extrapolation Techniques to Forecasting. *ESA Journal*, 9 :147-155.
- Austin, G.L. et L.B. Austin (1974). The Use of Radar in Urban Hydrology. *Journal of Hydrology*, 22 : 131-142.
- Battan, L.J. (1973). *Radar Observation of the Atmosphere*. Chicago, University of Chicago Press.
- Bellon, A. et G.L. Austin (1978). The Evaluation of Two Years of Real-Time Operation of a Short-Term Precipitation Forecasting Procedure (SHARP). *Journal of Applied Meteorology*, 17 : 1778-1787.
- Bellon, A. et G.L. Austin (1984). The Accuracy of Short-Term Radar Rainfall Forecasts. *Journal of Hydrology*, 70 : 35-49.
- Blackmer Jr., R.H., R.O. Duda et E., Reboh (1973). *Application of Pattern Recognition Techniques to Digitized Weather Radar Data. Final Report, covering period Marsh 31, 1972-Avril 1, 1973*. Stanford, Stanford Research Institute.
- Box, G.E.P. et M.E. Muller (1958). A note on the generation of Random Normal Deviates. *Annals of Mathematical Statistics*, 29 : 610-611.
- Brueck, T.M., D.I. Knudson et D.F. Peterson (1981). Automatic Computer-Based Control of a Combined Sewer System. *Water Science and Technology*, 13 : 103-109.
- Carpenter, K.M. et R.G. Owens (1982). *Use of Radar Network Data for Forecasting Rain*. Malvern, Meteorological Office Radar Research Laboratory, 20 p.
- Charron, A. (1990). *Modélisation de l'aspect qualitatif du ruissellement urbain*. Mémoire de maîtrise, Québec, INRS-eau, Université du Québec, 109 p.
- Collier, C.G. (1986). Accuracy of Rainfall Estimates by Radar, Part 1: Calibration by Telemetering Raingauges. *Journal of Hydrology*, 83 : 207-223.
- Damant, C., G.L. Austin, A. Bellon, M. Osseyrane et N. Nguyen (1983). Radar Rain Forecasting for Wastewater Control. *Journal of Hydraulic Engineering*, 109 (2) : 293-297.
- Delrieu G., A. Bellon et J.D. Creutin (1988). Estimation de lames d'eau spatiales à l'aide de données de pluviomètres et de radar météorologique. Application au pas de temps journalier dans la région de Montréal. *Journal of Hydrology*, 98 : 315-344.
- Denoeux, T. (1989). *Fiabilité de la prévision de pluie par radar en hydrologie urbaine*. Thèse de doctorat, Paris, École Nationale des Ponts et Chaussées, 246 p.

- Einfalt, T. (1988). *Recherche d'une méthode optimale de prévision de pluie par radar en hydrologie urbaine*. Thèse de doctorat, Paris, École Nationale des Ponts et Chaussées, 189 p.
- Einfalt T., et T. Denoeux (1989). Never Expect a perfect forecast. Dans: *Proceeding of International Symposium on Hydrological Applications of Weather Radar*, University of Salford, Grande-Bretagne, 21 juin, pp. 452-458. Salford : University of Salford.
- Einfalt, T., T. Denoeux et G. Jacquet (1990). A Radar Rainfall Forecasting Method Designed For Hydrological Purposes. *Journal of Hydrology*, 114 : 229-244.
- Fabry, F., A. Bellon, M.R. Duncan et G.L. Austin (1994). High Resolution Rainfall Measurements by Radar for Very Small Basins : the Sampling Problem Reexamined. *Journal of Hydrology*, 161 : 415-428.
- Field, R. (1986). State-of-the-art Update on Combined Sewer Overflow Control. *CRC Critical Reviews in Environmental Control*, 16 (2) : 147-165.
- Field, R. et R. Turkeltaub (1981). Urban Runoff Receiving Water Impacts: Program Overview. *Journal of the Environmental Engineering Division, ASCE*, 107 (EE1) : 83-100.
- Frérot, A. et G. Jacquet (1989). Contrôle-commande et gestion en temps réel des réseaux d'assainissement. *Annales Des Ponts et Chaussées*, 49 : 3-25.
- Grigg, N., et J.W. Labadie (1976). *Computerized City-Wide Control of Urban Storm Water, A.S.C.E.*. New-York, ed. ASCE, 81p. (Technical Memorandum, 28)
- Hilst, G.R. et J.A. Russo Jr. (1960). *An Objective Extrapolation Technique for Semi-Conservative Fields with an Application to Radar Patterns*. The travelers Weather Research Center Inc. (Technical Memorandum No. 3).
- Huff, F.A., J.L. Vogel, et S.A. Changnon (1981). Real-Time Rainfall Monitoring-Prediction System and Urban Hydrologic Operations. *Journal of The Water Resources Planning and Management Division, ASCE*, 107 (WR2) : 419-435.
- Jacquet, G. (1988). *La mesure de la pluie par radar et pluviographe*. Nancy : Colloque NANCIE : nouvelle méthode de gestion automatisée des réseaux d'assainissement. pp. 27-43.
- Jacquet, G., A. Bachoc, J. Chéron et L. Herremans (1983). Intérêt technique et économique des radars d'investigation des précipitations en matière d'assainissement urbain. *La Houille Blanche*, 5-6 : 341-348.
- Jones, D.M.A. (1956). *Rainfall Drop-Size Distribution and Radar Reflectivity*. Urbana, Meteorological Laboratory, Illinois State Water Survey. (Research Report. No.6)

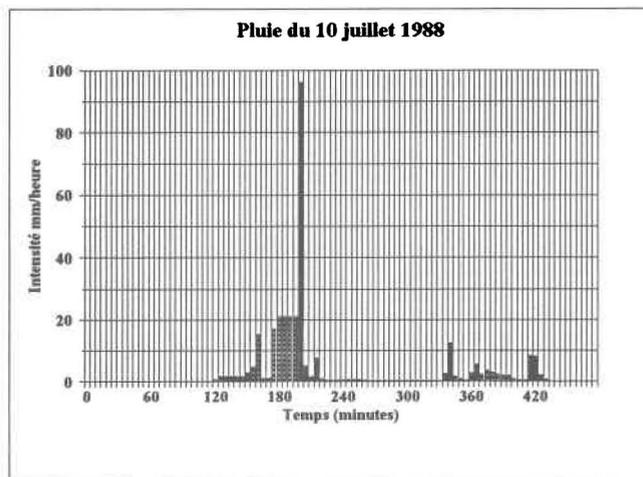
- Labadie, J.W. et R.C. Lazaro (1981). Worth of Short-Term Rainfall Forecasting for Combined Sewer Overflow Control. *Water Resources Research*, 17 (5) : 1489-1497.
- Labadie, J.W., D.M. Morrow et Y.H. Chen (1980). Optimal Control of Unsteady Combined Sewer Flow. *Journal of the Water Resources Planning and Management Division, ASCE*, 106 (WR1) : 205-223.
- Lavallée, P. et P. Lessard (1984). Importance de la contamination des débordements de réseaux unitaires. *Sciences et techniques de l'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 : *Proceeding of the Third International Conference on Urban Storm Drainage*, Göteborg, Suède, 4-8 juin, pp. 761-769. Göteborg : Chalmers University of Technology.
- Maltais, Y. (1990). *Prévision en temps réel des précipitations de pluie à l'aide d'un radar. Projet C.U.Q.* Québec, Institut National de la Recherche scientifique - Eau, 155 p.
- Marshall J.S., et W.M.K. Palmer (1948). The Distribution of Raindrops with Size. *Journal of Meteorology*, 5 : 165-166.
- Mc Pherson, M.B. (1981). *Integrated Control of Combined regulators Using Weather Radar.* Washington D.C., U.S. EPA, 89 p.
- Nelen, F. (1993). On the Potentiel of Real Time Control of Urban Drainage Systems. *Water Science and Technology*, 27 (5-6) : 111-122.
- Nguyen Van H.N. et M. Osseyrane (1987). Contrôle centralisé des régulateurs de l'intercepteur nord de la Communauté Urbaine de Montréal. *Sciences et techniques de l'eau*, 20 (1) : 37-52.
- Novotny, V., A. Capodaglio et H. Jones (1992). Real Time Control of Wastewater Treatment Operations. *Water Science and Technology*, 25 (4-5) : 89-101.
- Papageorgiou, M. (1983). Automatic Control Strategies for Combined Sewer Systems. *Journal of the Environmental Engineering Division, ASCE*, 109 (6) : 1385-1402.
- Patry, G.G. (1986). Operational Algorithms for Applications in Real Time Control of Combined Sewer Systems. *Urban Runoff Pollution, NATO ASI Series*, G10 : 843-868.
- Patry, G.G., G. Marchi et J. Rousselle (1982). Prédiction des débits de ruissellement pour le contrôle des réseaux d'égouts unitaires. *Revue canadienne de génie civil*, 9 : 537-548.

- Patry, G.G. et M.A. Marino (1982). Real-Time Control of Combined Sewer Systems : Short-Term Runoff Forecast Models. Dans : *Urban Drainage System : Proceeding of the first International Seminar*, Reifeatherstone and James (Eds), pp. 4135-4148. Southampton, Septembre 1982. Boston : Computational Mechanical Center.
- Powell, M.J.D. (1965). A method for Minimizing a Sum of Squares of Non-Linear Functions Without Calculations Derivates. *The Computer Journal*, 7 : 303-307.
- Press, W.H., Flannery, B.P., Teukolsky, S.A. et W.T. Vetterling (1988). *Numerical Recipes in C, the Art of Scientific Computing*. Cambridge University Press, 735p.
- 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, INRS-Eau, Université du Québec, 94p.
- Sauvageot H. (1982). *Radarmétéorologie - Télédétection active de l'atmosphère*. Paris, Eyrolles Éditeur, 296 p.
- Sauvageot, H. (1983). Mesures hydrologiques par radar. *La Houille Blanche*, 5-6 : 329-340.
- Sekhon, R.S. et R.C. Strivastava (1970). Doppler Radar Observations of Drop-Size Distribution in a Thunderstorm. *Journal of the Atmospheric Science*, 28 : 983-994.
- Schilling, W. (1984). Effect of Spatial Rainfall Distribution on Sewer Flows. *Water Science and Technology*, 16 : 177-188.
- Schilling, W. (1987). *Real Time Control of Urban Drainage Systems, the state of the art*. IAWPRC Task Group on Real Time Control of Drainage Systems. IAWPRC, London, 159 p.
- Trotta, P.D. (1976). *On-line Adaptive Control for Combined Sewer Systems*. Thèse de doctorat, Université du Colorado, Fort Collins. 224 p.
- Trotta, P.D., J.W. Labadie et N.S. Grigg (1977). Automatic Control Stategies for Urban Stormwater. *Journal of the Hydraulic Division*, 103 (HYR) : 1443-1459.
- Tsonis, A.A. et Austin, G.L. (1981). An Evaluation of Extrapolation Techniques for the Short-Term Prediction of Rain Amounts. *Atmosphere-Ocean*, 19 (1) : 54-65.
- Villeneuve, J.P., C. Blanchette, A. Mailhot, G. Genest, D. Filion, S. Duchesne, N. Gravel et E. Marceau (1994a). *Contrôle de l'opération des ouvrages d'interception de la C.U.Q. Modèle SWIFT- Guide de l'usager*. Version préliminaire, Québec, INRS-Eau, Université du Québec, 192 p.

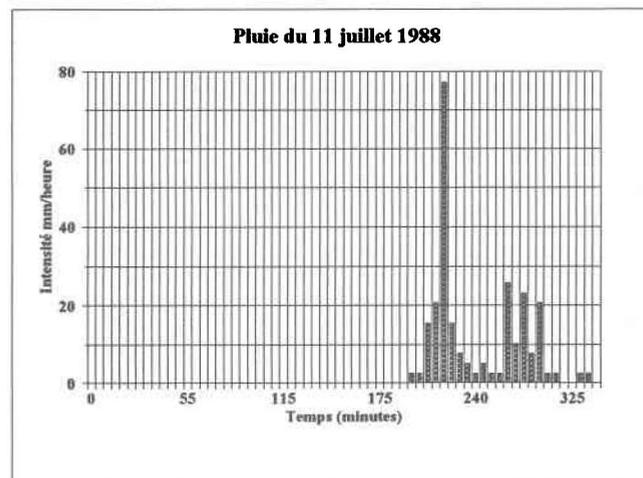
- Villeneuve, J.P., G. Genest, A. Mailhot et C. Blanchette (1994b). *Contrôle de l'opération des ouvrages d'interception de la C.U.Q. Modèle SWIFT- Manuel de référence*. Version préliminaire, Québec, INRS-Eau, Université du Québec, 84 p.
- Villeneuve, J.P., C. Marcoux, J.F. Cyr, P. Lavallée, I. Abi-Zeid et J. Benoît (1992). La gestion dynamique des eaux de débordement de réseaux unitaires sur le territoire de la Communauté Urbaine de Québec. *Sciences et techniques de l'eau*, 26 (3) : 229-237.
- Wiggert, V. et S. Oslund (1975). Computerized Rain Assessment and Tracking of South Florida Weather Radar Echoes. *Bulletin of the American Meteorological Society*, 56 : 17-26.
- Wilson, L. (1988). *Le contrôle en temps réel des réseaux d'égouts unitaires*. Thèse de doctorat, Québec, INRS-Eau, Université du Québec, 139 p.
- Wilson, J.W. et E.A. Brandes (1979). Radar Measurements of Rainfall - A Summary. *Bulletin of the American Meteorological Society*, 60 (9) : 1048-1058.
- Zawadski, I. (1984). Factors Affecting the Precision of Radar Measurements of Rain. *Dans : Proceeding of the 22nd Conference On Radar Meteorology*. Zurich, Suisse, 10-13 Septembre. Boston (Mass.) : American Meteorological Society.



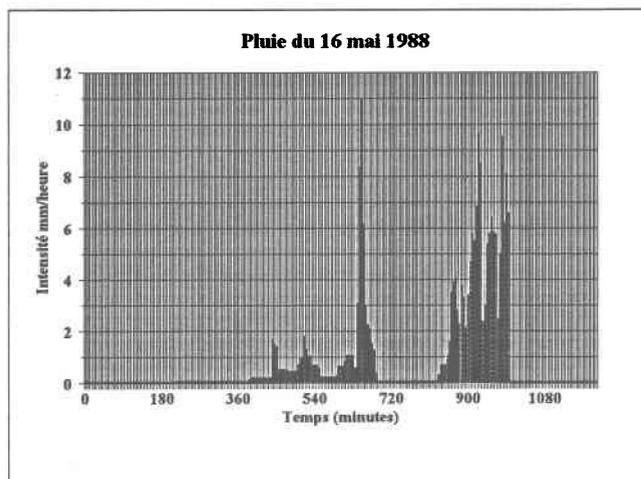
ANNEXE A : HYÉTOGRAMMES DES ÉVÉNEMENT PLUVIEUX DE RÉFÉRENCE UTILISÉS SUR LE RÉSEAU SIMPLIFIÉ



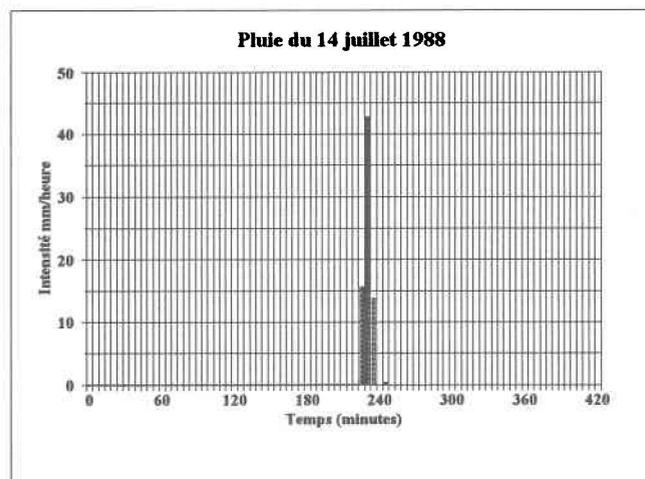
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure A.1 : Hyétogrammes des événements pluvieux de référence
(a) pluie du 10 juillet 1988 (b) pluie du 11 juillet 1988
(c) pluie du 16 mai 1988 (d) pluie du 14 juillet 1988

ANNEXE B : UTILISATION MAXIMALE DE LA CAPACITÉ DES CONDUITES AU COURS D'UNE OPTIMISATION RÉALISÉE SUR LE RÉSEAU SIMPLIFIÉ

Tableau B.1 : Utilisation maximale de la capacité des conduites (Pct) à l'optimisation et nombre de pas de temps de cinq minutes pendant lesquels les conduites ont été utilisées à 90%, 95% et 99% de leur capacité (Les conduites contraignantes sont identifiées en caractères gras)

(a) Pluie du 10 juillet 1988		Nombre de pas de temps		
Num	Pct	90%	95%	99%
137	0.919	3	0	0
138	0.158	0	0	0
140	0.487	0	0	0
141	0.985	21	8	0
142	0.997	24	8	3
145	0.976	6	3	0
147	0.931	2	0	0
148	0.715	0	0	0
149	0.964	3	1	0
150	0.992	4	2	1
151	0.746	0	0	0
143	0.336	0	0	0

(b) Pluie du 11 juillet 1988		Nombre de pas de temps		
Num	Pct	90%	95%	99%
137	0.915	3	0	0
138	0.156	0	0	0
140	0.489	0	0	0
141	0.987	18	10	0
142	0.997	18	10	1
145	0.986	10	3	0
147	0.896	0	0	0
148	0.694	0	0	0
149	0.964	1	0	0
150	0.924	5	0	0
151	0.709	0	0	0
143	0.555	0	0	0

(c) Pluie du 16 mai 1988		Nombre de pas de temps		
Num	Pct	90%	95%	99%
137	0.898	0	0	0
138	0.152	0	0	0
140	0.493	0	0	0
141	0.994	29	9	3
142	0.998	29	10	3
145	0.987	10	17	0
147	0.923	18	0	0
148	0.704	0	0	0
149	0.937	19	0	0
150	0.952	21	1	0
151	0.740	0	0	0
143	0.355	0	0	0

(d) Pluie du 14 juillet 1988		Nombre de pas de temps		
Num	Pct	90%	95%	99%
137	0.879	0	0	0
138	0.150	0	0	0
140	0.490	0	0	0
141	0.988	5	3	0
142	0.991	6	4	1
145	0.929	3	0	0
147	0.879	0	0	0
148	0.685	0	0	0
149	0.924	2	0	0
150	0.947	2	0	0
151	0.687	0	0	0
143	0.335	0	0	0

ANNEXE C : HYÉTOGRAMME DE L'ÉVÉNEMENT PLUVIEUX DE RÉFÉRENCE UTILISÉ SUR LE RÉSEAU EST-OUEST

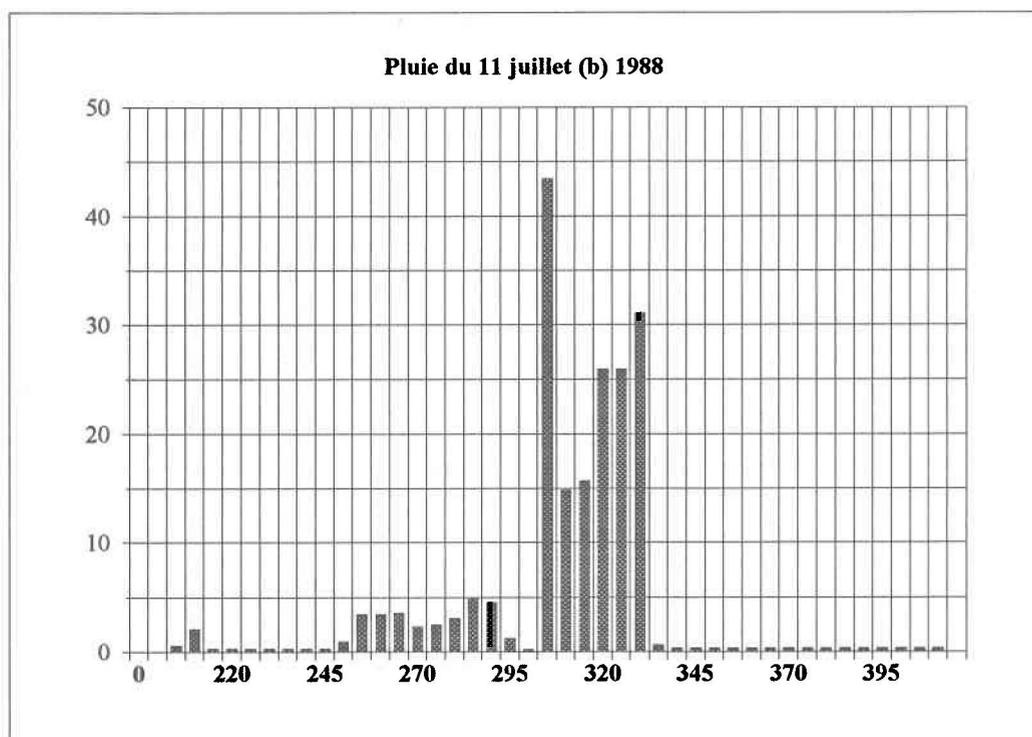
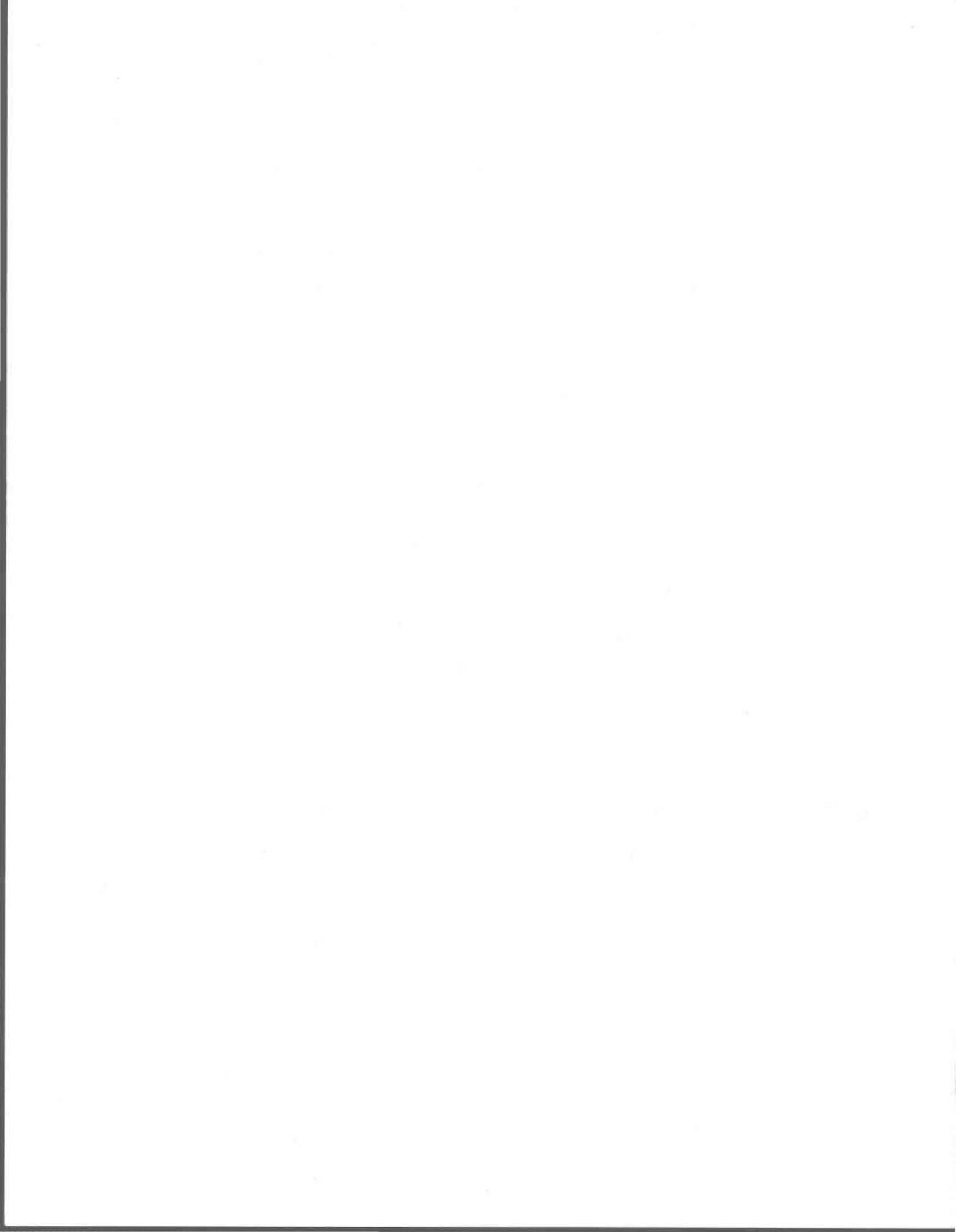


Figure C1 : Hyétoگرامme de l'événement pluvieux du 11 juillet 1988 (b)



ANNEXE D : UTILISATION MAXIMALE DE LA CAPACITÉ DES CONDUITES AU COURS D'UNE OPTIMISATION RÉALISÉE SUR LE RÉSEAU EST-OUEST

Tableau D.1 : Utilisation maximale de la capacité des conduites (Pct) à l'optimisation et nombre de pas de temps de cinq minutes pendant lesquels les conduites ont été utilisées à 90%, 95% et 99% de leur capacité (Les conduites contraignantes sont identifiées en caractères gras)

Num	Pct	Nombre de pas de temps		
		90%	95%	99%
184	0.767	0	0	0
49	0.274	0	0	0
50	0.274	0	0	0
186	0.999	31	28	18
52	0.554	0	0	0
54	0.554	0	0	0
55	0.555	0	0	0
56	0.555	0	0	0
57	0.556	0	0	0
62	0.557	0	0	0
63	0.561	0	0	0
58	0.552	0	0	0
68	0.867	0	0	0
69	0.877	0	0	0
70	0.883	0	0	0
71	0.885	0	0	0
72	0.899	0	0	0
77	0.958	6	1	0
78	0.964	7	1	0
79	0.980	7	2	0
74	1.000	9	3	1
83	0.986	10	6	0
84	0.988	10	6	0
85	0.989	10	7	0
86	0.989	10	6	0
87	0.987	10	7	0
89	0.978	10	7	0
91	0.772	0	0	0
93	0.773	0	0	0
94	0.774	0	0	0
95	0.775	0	0	0

Nombre de pas de temps				
Num	Pct	90%	95%	99%
96	0.776	0	0	0
97	0.787	0	0	0
98	0.794	0	0	0
99	0.794	0	0	0
100	0.784	0	0	0
101	0.789	0	0	0
102	0.746	0	0	0
90	0.195	0	0	0
80	0.535	0	0	0
81	0.270	0	0	0
75	0.073	0	0	0
64	0.207	0	0	0
66	0.135	0	0	0
60	0.298	0	0	0
65	0.224	0	0	0
122	0.431	0	0	0
123	0.434	0	0	0
126	0.362	0	0	0
127	0.367	0	0	0
128	0.372	0	0	0
129	0.378	0	0	0
130	0.265	0	0	0
131	0.229	0	0	0
132	0.390	0	0	0
133	0.396	0	0	0
134	0.403	0	0	0
136	0.109	0	0	0
137	0.882	0	0	0
138	0.150	0	0	0
140	0.491	0	0	0
141	0.991	7	5	1
142	0.996	8	7	2
145	0.988	5	3	0
147	0.928	3	0	0
148	0.734	0	0	0
149	0.984	5	1	0
150	0.998	6	2	1
151	0.719	0	0	0
143	0.350	0	0	0
135	0.338	0	0	0

