

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE SUR LES PROBLÉMATIQUES DE RÉHABILITATION DES RÉSEAUX DE DRAINAGE URBAIN	11
1.1 Introduction.....	11
1.2 Les défaiillances du réseau d'assainissement	11
1.2.1 La performance structurale	11
1.2.2 La performance hydraulique	15
1.2.3 La performance environnementale	17
1.3 Méthodes de réhabilitation des réseaux d'égout.....	18
1.3.1 Méthodes avec excavation	19
1.3.2 Méthodes de remplacement en ligne.....	20
1.3.3 Méthode de chemisage.....	21
1.3.4 Méthode de tubage.....	21
1.3.5 Les technologies de revêtement.....	22
1.3.6 Limites des technologies.....	23
1.4 Les pratiques de gestion optimale.....	23
1.5 Méthodologies de gestion de la réhabilitation	24
CHAPITRE 2 A FUZZY EXPERT SYSTEM FOR PRIORITIZING REHABILITATION SEWER NETWORK	27
2.1 Introduction.....	28
2.2 Hydraulic Performance	31
2.2.1 Evaluation of the Hydraulic Performance Index (HPI)	32
2.2.2 Evaluation of the Hydraulic Performance Impact Index (HPII)	34
2.2.3 Evaluation of Hydraulic Vulnerability (HV)	35
2.3 Structural Performance	36
2.3.1 Evaluation of the internal condition (IC)	36
2.3.2 Evaluation of the surrounding condition (SC)	37
2.3.3 Evaluation of site vulnerability (SV)	38
2.4 Fuzzy expert system.....	39
2.5 Case study	44
2.6 Conclusion	50
CHAPITRE 3 REHABILITATION PLANNING OPTIMISATION USING BINARY PROGRAMMING	55
3.1 Introduction.....	56
3.2 Rehabilitation planning optimization.....	58
3.2.1 Structural performance as a first objective function	59
3.2.2 Disruption level as a second objective function	66
3.2.3 Maintenance costs as third objective function	66

3.2.4	Construction costs and budgetary constraints	67
3.2.5	Multi-objective optimization model	68
3.3	Case Study	73
3.3.1	Fuzzy integration of structural performance aspects	73
3.3.2	Structural rehabilitation methods	75
3.3.3	Multi-objective optimization	75
3.4	Conclusion	82
 CHAPITRE 4 LE « GOAL PROGRAMMING » POUR L’OPTIMISATION DE LA PLANIFICATION DE LA RÉHABILITATION DES RÉSEAUX D’ÉGOUT.....85		
4.1	Introduction.....	87
4.2	Modèle d’optimisation	89
4.3	Performance du réseau d’égout.....	92
4.3.1	Performance hydraulique	92
4.3.1.1	Généralités	92
4.3.1.2	Fonction de performance hydraulique	94
4.3.1.3	Prise en compte des conditions avales	96
4.3.1.4	Modèle de calcul de la mise en charge	97
4.3.2	Performance structurale	97
4.4	Méthodes de réhabilitation : coûts et efficacité	99
4.5	Application.....	101
4.5.1	Performance hydraulique	103
4.5.2	Performance structurale	105
4.5.3	Optimisation.....	106
4.6	Conclusion	115
 CONCLUSION.....117		
 LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....121		

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Classification des défaillances structurales.....
Table 2.1	Fuzzy hydraulic system results
Table 2.2	Classes and numerical value of IC, SC and SV parameters
Table 2.3	Fuzzy structural system results
Table 2.4	Fuzzy global system results
Table 2.5	Global Fuzzy System results versus Mean and Max compilations.....
Table 2.6	Characteristics of Catchments of Quintal Drainage Basin
Table 2.7	Quintal Stormwater Network Specifications
Table 3.1	Numerical scale for internal condition (IC).....
Table 3.2	Numerical scale for surrounding condition (SC).....
Table 3.3	Numerical scale for site vulnerability (SV)
Table 3.4	Numerical scale for global performance index (GPI).....
Table 3.5	Global structural performance for the studied rehabilitation methods
Table 3.6	The considered disruption levels of the rehabilitation methods
Table 3.7	Objective functions weights.....
Table 3.8	Fuzzy structural system results
Table 3.9	Proposed solution for the weight combination (0.1, 0.6, and 0.3) and with different budgets
Table 3.10	Proposed solution for the weight combination (0.3, 0.6, and 0.1) and with different budgets
Table 3.11	Proposed solution for the weight combination (0, 0.9, and 0.1) and with different budgets
Table 3.12	Proposed solution for the optimization model maximising the structural performance

Table 3.13	Proposed solutions for the optimization model minimizing the maintenance costs	81
Table 3.14	Proposed solutions for the optimization model minimizing the global disruption level.....	82
Tableau 4.1	Classes de performance structurale.....	99
Tableau 4.2	CPH avant et après réhabilitation par différentes méthodes (Verdun)	104
Tableau 4.3	Côtes de performances structurales avant et après réhabilitation (Verdun)	107
Tableau 4.4	Objectifs de performance structurale et hydraulique pour les différents scénarios.....	108
Tableau 4.5	Résumé des résultats des différents scénarios	110
Tableau 4.6	Résultats du scenario 1.....	111
Tableau 4.7	Résultats du scénario 2.....	112
Tableau 4.8	Résultats du scénario 3.....	113
Tableau 4.9	Résultats du scénario 4.....	114

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 0. 1	Portrait de la situation du réseau d'égouts sur l'île de Montréal
Figure 0. 2	Performance et coûts d'entretien des infrastructures urbaines
Figure 0.3	Méthodologie de réhabilitation d'une infrastructure
Figure 2.1	Detailed and global modeling
Figure 2.2	Appurtenance Classes of the parameters IC and SC.....
Figure 2.3	Appurtenance Classes of the parameter SV.....
Figure 2.4	Architecture of fuzzy inference engine.....
Figure 2.5	Quintal Network (case study)
Figure 2.6	Quinquenal Hyetogram.....
Figure 2.7	Appurtenance Classes of the parameters HPI and HPII
Figure 3.1	Appurtenance Classes of parameters IC and SC.....
Figure 3.2	Appurtenance Classes of parameter SV.....
Figure 3.3	Appurtenance Classes of the global structural performance index.....
Figure 3.4	Unitary construction costs.....
Figure 3.5	Quintal Network (case study)
Figure 4.1	Calcul de la profondeur résiduelle
Figure 4.2	Réseau d'égout de Verdun
Figure 4.3	Coûts unitaires de construction

INTRODUCTION

Contexte

La défaillance des infrastructures urbaines a été une préoccupation croissante au cours des dernières années, puisque plusieurs structures approchent de la fin de leur durée de vie utile et nécessitent par conséquent de l'entretien et de la réhabilitation pour atteindre un état de service convenable. Comme la plupart des pays développés, le Canada fait face à des problèmes de drainage des eaux pluviales en milieu urbain et à la dégradation du système d'assainissement, où les villes ont besoin d'investir des budgets considérables pour les maintenir opérationnels. La ville de Montréal, en particulier, possède un réseau d'égout assez vieux. La Figure 0.1 montre le portrait de la situation sur l'âge des conduites du réseau d'égout de la ville de Montréal en 2005. Selon ce portrait, plus que 25% des conduites d'égouts de la ville de Montréal sont à plus de 60 ans.

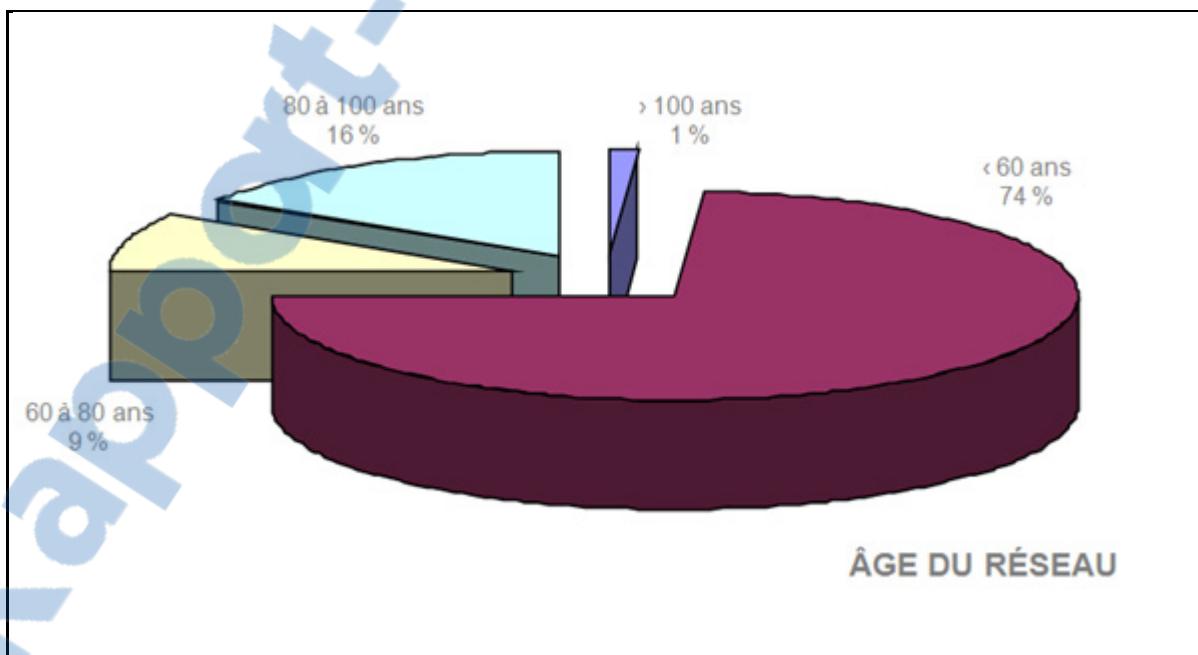


Figure 0. 1 Portrait de la situation du réseau d'égouts sur l'île de Montréal
Tiré de Bennis (2007)

Les villes, aux prises avec le vieillissement des infrastructures urbaines nécessitent des outils performants pour optimiser les interventions de réhabilitation. Il y a eu un manque flagrant dans les méthodes efficaces et les outils d'aide aux gestionnaires pour prendre des décisions appropriées. Les restrictions budgétaires ont également accru les difficultés de prise de décision pour la réhabilitation des infrastructures urbaines.

La réhabilitation des réseaux d'égout vise à modifier physiquement le système ou son mode d'opération pour atteindre un ou plusieurs des objectifs. Ces objectifs sont essentiellement l'amélioration des performances structurale, hydraulique et environnementale ainsi que la réduction des coûts d'exploitation et d'entretien et la prolongation de la durée de vie utile des équipements. La Figure 0.2 montre la réduction des coûts et la prolongation de la durée de vie des conduites d'égout après chaque réhabilitation. Au fil du temps, une conduite de drainage voit sa performance hydraulique diminuer pour atteindre un seuil critique indiquant l'arrivée de sa date de réhabilitation. Cette réhabilitation permet donc à la conduite de se retrouver de nouveau à un niveau de performance adéquat.

La réhabilitation d'une infrastructure passe par plusieurs étapes tel que indiqué par la Figure 0.3. Ces étapes comprennent premièrement l'identification des composantes du réseau en faisant l'inventaire et en collectant toutes les données pertinentes à la suite du projet. Une analyse de risque est ensuite réalisée pour étudier les impacts socio-économiques associés à chaque type d'action incluant la non intervention. Dans un troisième temps, une stratégie d'auscultation devrait être identifiée et appliquée pour cibler les endroits prioritaires d'intervention où les données relatives à l'état du réseau doivent être collectées. Suite à l'auscultation, on doit analyser les données recueillies pour évaluer les performances hydrauliques, structurales, et environnementales du réseau. Les performances actuelles du réseau sont donc comparées au niveau de service requis pour déterminer l'envergure des travaux nécessaires pour atteindre le niveau de performance visé. À partir des analyses des niveaux de performances des conduites du réseau et en utilisant les différents modèles développés, les conduites à réhabiliter sont identifiées et les méthodes d'intervention convenables sont sélectionnées.

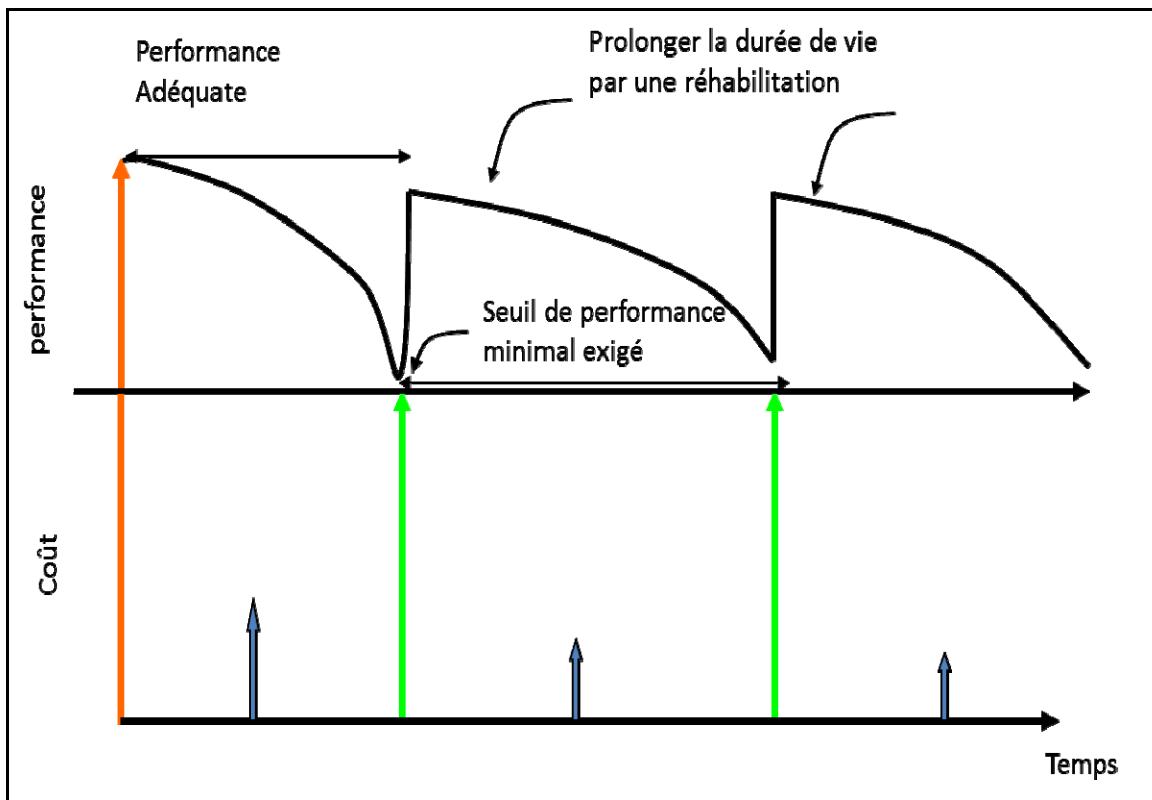


Figure 0. 2 Performance et coûts d'entretien des infrastructures urbaines
Tiré de Bennis (2007)

L'analyse de risque est une étape importante dans le processus de la planification de la réhabilitation. En effet, l'analyse de risque touche plusieurs niveaux qui sont essentiellement : le niveau de tolérance du risque chez le public et les responsables, les impacts financiers et légaux de l'inaction, les coûts associés à chaque niveau de service potentiel et finalement les moyens financiers et disposition à payer des citoyens. Différents risques sont associés à l'inaction à savoir la détérioration du service et du patrimoine, l'augmentation des coûts d'entretien et de réhabilitation, les impacts financiers et légaux ainsi que les impacts sociaux et politiques. Les coûts mis en jeu dans un programme de réhabilitation peuvent être classés en coûts directs, coûts indirects et des coûts sociaux.

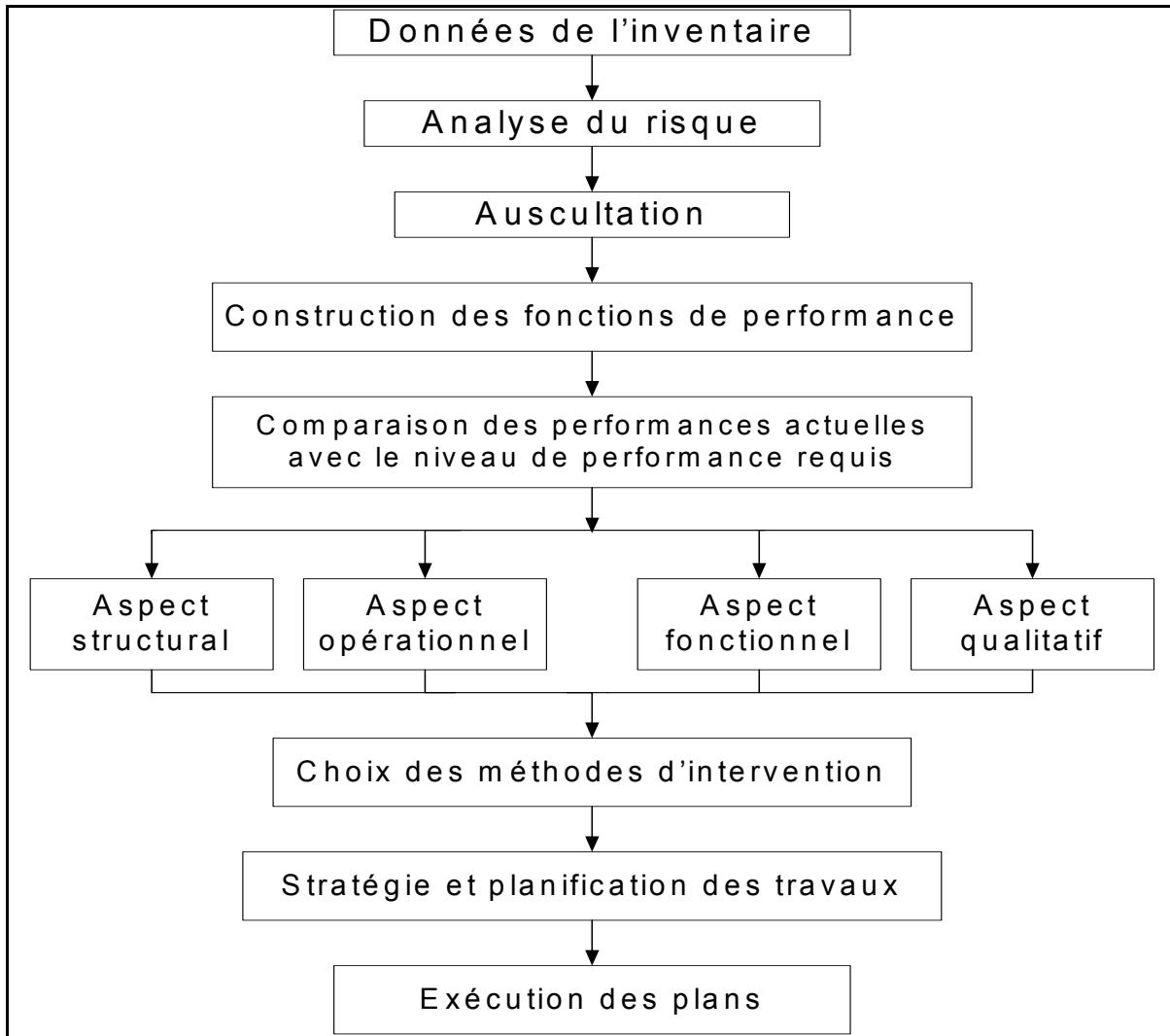


Figure 0.3 Méthodologie de réhabilitation d'une infrastructure
 Tiré de Bennis (2007)

Problématique

Les villes canadiennes ont besoin d'énormes investissements afin de maintenir leurs réseaux de drainage opérationnels. Les budgets étant généralement limités par rapport à l'objectif des villes de maintenir le service dans un niveau acceptable, une optimisation de l'opération de leurs réseaux s'avère fondamentale. L'optimisation des interventions nécessite une évaluation réaliste du niveau de service, des éventuelles dégradations ainsi qu'une méthodologie efficace de sélection de la méthode convenable à chaque tronçon. Plusieurs

études ont été consacrées à la planification de la réhabilitation des égouts, à la dégradation structurale des conduites et à l'application de certaines méthodes de réhabilitation. Cependant, l'intégration de la performance hydraulique aux études de réhabilitation des égouts a été généralement négligée. Les rares études qui intègrent l'aspect hydraulique n'évaluent pas adéquatement la performance hydraulique de chaque tronçon. Or l'intégration des deux aspects de performance hydraulique et structurale ainsi que la considération du choix des méthodes de réhabilitation et de l'aspect budgétaires dans le processus de la planification des interventions de réhabilitation sont des éléments essentiels pour optimiser les prises de décision.

Objectifs

L'objectif principal de ce travail est le développement d'outils d'optimisation et de planification des travaux de réhabilitation des réseaux d'égout. Le premier objectif spécifique poursuivi est le développement de méthodologies d'évaluation objective des performances hydrauliques et structurale d'un réseau d'égout. Le deuxième objectif spécifique est la façon d'intégrer les différentes caractéristiques des réseaux de drainage afin de se créer une évaluation objective de leur état pour permettre de prioriser les interventions. Le troisième objectif spécifique est le développement de procédures d'optimisation pour déterminer la méthode de réhabilitation appropriée à chaque tronçon pour améliorer le niveau de service rendu en respectant les contraintes budgétaires.

Méthodologie

La sélection des programmes de réhabilitation les plus efficaces nécessite la connaissance de l'état du système, une étape cruciale qui nécessite une évaluation exhaustive de l'état des infrastructures et des projections ainsi que des coûts de maintenance requis pour une période de temps donnée. Cette connaissance ne peut être acquise que par la collecte de données systématique et planifiée des programmes d'inspection. Cette inspection est essentielle pour les gestionnaires de services publics dans l'optimisation et l'efficacité du développement et

de la mise en œuvre des programmes de réhabilitation. L'étape suivante dans la mise en œuvre d'un programme de réhabilitation consiste à établir les exigences de performance pour les réseaux d'assainissement. Les performances du système d'égout peuvent être catégorisées comme structurale, hydraulique ou environnementale. La performance structurale d'un réseau de drainage est liée à l'intégrité matérielle de ses tronçons de conduites et leurs capacités à supporter des charges fixes et mobiles. Les données recueillies par l'inspection sont utilisées pour évaluer ces performances structurales. Quant aux performances hydrauliques, elles sont définies par la capacité du réseau à drainer les débits de conception sans dommage à la propriété ou à l'environnement. La performance environnementale est liée à la capacité du réseau unitaire à drainer les eaux et de les transporter vers la station de traitement sans débordements excessifs dans le milieu récepteur en temps de pluie.

Nous avons tenté à travers cette thèse, de développer une méthodologie intégrant les facteurs et paramètres importants qui influencent le niveau de service des réseaux d'égout. Nous avons développé une méthodologie pour l'évaluation systématique du réseau d'égouts qui prend en compte à la fois les performances structurales et hydrauliques. Le programme d'inspection de l'état structural et les résultats des simulations hydrauliques permettent de fournir une évaluation globale de l'état de chaque tronçon de conduite. L'évaluation de la performance hydraulique est basée sur une méthodologie permettant de donner à chaque tronçon d'égout sa vraie responsabilité dans le dysfonctionnement hydraulique du réseau. Le logiciel de simulation hydraulique SWMM est utilisé pour déterminer le débit de pointe à l'amont de chaque tronçon de conduite pour la pluie de projet choisie. L'amont de chaque tronçon est considéré à sa performance souhaitée en considérant que ses caractéristiques sont celles de conduites réhabilitées. Ce débit permet ensuite d'évaluer la performance hydraulique de chaque tronçon de conduite.

L'évaluation de la performance tient compte non seulement de l'état de dégradation des conduites, mais aussi de l'importance relative de la dégradation, des divers interactions entre chaque section de conduite et les autres tronçons du réseau d'égout, et enfin l'environnement du site. Étant donné que le processus d'évaluation des conduites égout est typiquement

complexe et subjectif, il nécessite généralement l'intelligence humaine pour évaluer et prescrire une réhabilitation optimale. Ainsi, l'intégration de tous les facteurs d'évaluation dans une côte de performance du réseau d'égout est réalisée en utilisant un système expert flou. Basé sur la théorie floue, ce système est un programme informatique conçu pour imiter le raisonnement humain. Il aidera les gestionnaires de services publics et les ingénieurs de détecter systématiquement les secteurs critiques du réseau d'égout d'une manière rationnelle.

Des programmes d'optimisation sont ensuite proposés pour déterminer la meilleure intervention à proposer à chaque tronçon de conduite pour maximiser la performance globale en respectant le budget total alloué à la réhabilitation du réseau.

Structure de la thèse

Dans le premier chapitre, nous présentons une revue de la littérature pour illustrer la contribution des travaux précédents à l'élaboration de notre thèse, ainsi que l'originalité de nos principales contributions. Les trois chapitres suivants s'articuleront autour de trois articles dont le premier a déjà fait l'objet d'une publication parue et les deux derniers ont été soumis à des revues scientifiques avec comité de lecture.

L'article qui fait l'objet du deuxième chapitre a été publié dans la revue Computer- Aided Civil And Infrastructure Engineering (CACAIE):

Ben Tagherouit W., Bennis S. and Bengassem J. 2011. « A Fuzzy Expert System for Prioritizing Rehabilitation of Sewer Networks ». Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, vol. 26, no 2 (Feb), p. 146-152.

Dans cet article, nous proposons un système de priorisation des conduites à réhabiliter d'un réseau d'assainissement en utilisant un système basé sur la logique floue. Nous présentons dans cet article une nouvelle approche pour la détermination de la performance hydraulique

d'un réseau de drainage. Cette approche consiste à évaluer de façon plus réaliste la mise en charge de chaque tronçon dans le réseau pour déterminer la performance hydraulique.

L'article présenté au troisième chapitre est soumis à la revue Computer- Aided Civil And Infrastructure Engineering est sujet d'évaluation actuellement. :

Ben Tagherouit, W., Bennis, S. et Sebti, A. « REHABILITATION PLANNING OPTIMISATION USING BINARY PROGRAMMING».

Cet article a pour thème la conception et le développement d'un système d'aide à la décision pour la réhabilitation du réseau de drainage urbain. Nous proposons d'utiliser la logique floue pour intégrer les caractéristiques influençant la performance structurale en une côte globale et d'utiliser par la suite cette côte dans le programme d'optimisation pour choisir la méthode de réhabilitation appropriée. Ce deuxième travail permet donc de compléter la méthodologie proposée dans le premier article par l'ajout de l'aspect économique et le choix des méthodes de réhabilitation dans la planification de la réhabilitation.

L'article qui fait l'objet du quatrième chapitre est accepté à la Revue Canadienne de Génie Civil pour publication.

Ben Tagherouit, w. et Bennis S. « Le goal Programming pour la planification de la réhabilitation des réseaux d'égout» Revue Canadienne de Génie Civil.

Dans cet article, nous développons une méthode originale de calcul de la côte de performance hydraulique qui sera utilisée ensuite dans un programme d'optimisation. Ce programme d'optimisation utilise la technique du Goal Programming pour résoudre un problème multi-objectif et trouver la solution optimale de réhabilitation du réseau de drainage. La méthode du « Goal Programming » permet de trouver la solution qui permet d'atteindre les niveaux de service ciblés tout en respectant le budget alloué. Cet article permet d'intégrer l'aspect hydraulique dans le programme d'optimisation en plus de ce qui est considéré dans la

méthodologie présentée dans notre deuxième travail. Il permet également de présenter une autre méthodologie de résolution du problème d'optimisation.

Enfin, le cinquième chapitre sera consacré à la conclusion de notre travail de recherche. Il dresse le bilan et donne des perspectives.

CHAPITRE 1

REVUE DE LITTÉRATURE SUR LES PROBLÉMATIQUES DE RÉHABILITATION DES RÉSEAUX DE DRAINAGE URBAIN

1.1 Introduction

Les réseaux d'assainissement au Canada représentent un important héritage qui se chiffre par des millions de dollars. Ces réseaux étant enfouis, on ne s'aperçoit pas rapidement de leur état de détérioration comme c'est le cas pour les autres types d'infrastructures tels que les chaussées. Par conséquent, les réseaux d'égout ont souvent été négligés et leur situation actuelle est très critique. De plus en plus les gestionnaires des villes se préoccupent de la planification de la réhabilitation de leur réseau dans un contexte budgétaire souvent difficile. Pour élaborer des plans d'intervention, les gestionnaires ont besoin de faire l'inventaire de leur patrimoine et de mieux connaître les niveaux de performance de leurs réseaux. D'un autre côté, la connaissance et le classement des techniques de réhabilitation et de renouvellement qui sont connues pour leur efficacité est primordiale pour sélectionner les méthodes d'interventions les plus appropriées selon le type de défaut à corriger. Une optimisation de la planification des interventions sur le réseau nécessite l'implantation d'outils puissants capables d'intégrer les aspects hydraulique et structural tout en respectant les budgets alloués.

1.2 Les défaillances du réseau d'assainissement

1.2.1 La performance structurale

Une conduite de drainage est considérée performante structuralement lorsque sa résistance résiduelle lui permet encore de supporter les charges statiques et dynamiques. La résistance structurale d'une conduite peut être affectée par des défectuosités telles que des fissures, des déformations, des défauts mineurs ou majeurs, des défauts de joints, etc. Des campagnes d'inspection et d'auscultation sont nécessaires afin d'avoir une bonne connaissance de l'état de performance de chaque tronçon dans le réseau de drainage. Au cours des travaux

d'inspection des réseaux d'assainissement, un grand nombre d'images issues du système CCTV «Closed Circuit Television» est généralement obtenu. Pour faire le diagnostic, le traitement manuel ne convient pas en raison de la fatigue humaine, la subjectivité, le temps et le coût élevé. Plusieurs projets de recherche ont porté sur l'automatisation de l'analyse de ces images afin de palier à cette problématique (McKim et Sinha, 1999; Moselhi et Shehab-Eldeen, 2000; Wirahadikusumah et al., 1998). Plus récemment, Yang et Su (2009) ont examiné les problèmes liés à la segmentation des défauts basés sur la morphologie des conduites sur les images vidéo d'inspection. Ils ont également proposé une approche pour mesurer les caractéristiques morphologiques des défauts de conduites à partir des images vidéo. Tout d'abord, ils ont procédé à une segmentation morphologique des images vidéo. Sur la base des résultats de segmentation des images vidéo, la morphologie idéale de quatre défauts typiques des conduites, tels que les bris, les fissures, les fractures, et le joint ouvert, sont définis. Deuxièmement, les images vidéo sur lesquelles les défauts sont segmentés avec succès sont sélectionnées pour faire l'objet de matériel expérimental d'un système de diagnostic. Enfin, la précision de classification et l'utilité du système de diagnostic ont été évaluées. D'autres recherches ont exploré les méthodes de diagnostic de l'état de performance des réseaux d'assainissement. On peut citer Khan et al. (2010) qui ont utilisé les réseaux neuronaux artificiels pour étudier l'importance et l'influence de certaines caractéristiques des conduites d'égout sur leur performance structurale, exprimée en termes de cotes de performance.

Au fil du temps, les conduites d'égout subissent des détériorations qui sont d'autant plus rapides que la conduite n'est pas entretenue convenablement et/ou que le sol environnant est problématique. La compréhension de la dégradation du réseau d'assainissement est une condition préalable à tout diagnostic du système. L'ASCE (1994) a fourni une liste exhaustive des facteurs conduisant à une défaillance structurale, y compris le vieillissement, les conditions de sol, les défauts de conception, l'intrusion de racines, ainsi que les mouvements tectoniques et sismiques. Les dégradations structurales du réseau sont le résultat de plusieurs types de défaillances dont la déformation, la déviation latérale, les fissures des conduites et les joints ouverts sont les plus communs.

Pour évaluer la détérioration de la performance structurale, Younis et Knight (2010a; 2010b) ont développé un modèle de régression de la détérioration des conduites du réseau d'assainissement. Leur modèle utilise une formulation linéaire généralisée et prend en compte l'effet d'interaction entre les variables explicatives pour les conduites de béton armé et les tuyaux en grès. Ana et al. (2009) ont évalué plusieurs facteurs et ont conclu que plusieurs critères sont peu influents tels que la période de construction, la pente et la profondeur des conduites. Cependant, l'âge, la longueur et le matériau de la conduite ont été identifiés comme les paramètres les plus pertinents pour expliquer l'état de détérioration des conduites des réseaux d'assainissement (Ana Jr et al., 2009).

L'évaluation de la performance structurale des conduites d'égouts est autant un art qu'une science et s'appuie fortement sur le jugement éclairé d'ingénieurs expérimentés (WRC, 1995). La cote de performance structurale attribuée à chaque tronçon de conduite permet d'évaluer l'état de la structure de l'égout, en tenant compte de défauts apparents qui sont généralement fournis par l'inspection. La méthodologie proposée par le « Water Research Centre » (WRC, 1995) permet d'attribuer à chaque tronçon l'un des cinq grades ou classifications fondées sur le pire état rencontré à l'inspection(Tableau 1.1). La cote 0 étant l'état sans défauts et 5 indiquant une déformation supérieure ou égale à 10%. Les principaux défauts considérés sont l'effondrement, les déformations, les fissures, les fractures, les pauses et les défauts communs.

Tableau 1.1 Classification des défaillances structurales

Classe	Description
Classe 5	Réduction ou Déformation > 10% avec d'autres défauts graves (joints ouverts, fissures...)
Classe 4	Déformation 5-10% et des fissures ou Dégradation sérieuse de la conduite
Classe 3	Déformation 0-5%, fissures et nombreux défauts ou dégradation mineure de la conduite
Classe 2	Fissures circulaires; ou défauts de joints mineurs.
Classe 1	Sans défauts structuraux.

La plupart des gestionnaires adoptent une approche de maintenance préventive à la réhabilitation des réseaux d'assainissement qui peut comprendre le nettoyage du réseau et des programmes d'inspection. Ces approches mettent l'accent sur la prévention des problèmes et la détection des problèmes existants.

D'autres techniques sophistiquées telles que l'induction électromagnétique, géoradar et des détecteurs acoustiques sont également utilisées pour détecter les défauts internes (Wirahadikusumah et al., 1998). Cependant, toutes ces techniques échouent à détecter les causes réelles des symptômes apparents. Détecter les causes réelles nécessite une méthode intégrée et structurée qui analyse et interprète les données recueillies de manière efficace. La détermination de la performance structurale repose sur la connaissance des dégradations des conduites, des conditions environnantes et leur impact sur le système.

De nombreux modèles de prévision de la dégradation de l'état des réseaux d'assainissement ont été déjà proposés (Abraham et Wirahadikusumah, 1999; Dirksen et Clemens, 2008; Kleiner et Rajani, 2001; Le Gat, 2008; Mailhot et al., 2000; Micevski, Kuczera et Coombes, 2002; Ng, Tran et Osman, 2006; Rajani et Kleiner, 2001; Tran, Ng et Perera, 2007; Tran, Perera et Ng, 2009a; Tran, Perera et Ng, 2009b; Tran et Ng, 2010; Tran, Perera et Ng, 2010b). Certains sont basés sur une approche statistique bayésienne comme les techniques de régression (Korving, 2008; Rosqvist, 2000; Wiklund, 1998). D'autres utilisent le processus de Markov pour prédire l'évolution dans le temps et calculer la matrice de transition de l'infrastructure d'un état à un autre (Dirksen et Clemens, 2008; Micevski, Kuczera et Coombes, 2002). Mailhot et al. (2000) ont proposé un modèle pour prédire l'état structural futur d'un réseau d'égout en utilisant l'âge des conduites et leurs matériaux. Plus récemment, Chughtai et Zayed (2008) ont élaboré des modèles de prédiction de la condition pour les grades structural et opérationnel. Leur approche est basée sur des modèles régressifs qui utilisent l'âge et le matériau des tuyaux. Baik et al. (2006) ont proposé une méthode pour estimer les probabilités de transition pour les différentes conditions dans les modèles de détérioration utilisant les chaînes de Markov. Cependant, la précision des résultats obtenue dans la modélisation de la détérioration est reliée à la taille de la base de données

d'auscultation collectées. Dridi et al. (2008) ont utilisé des techniques d'optimisation basée sur des algorithmes évolutionnaires comme l'algorithme génétique pour planifier le renouvellement du système d'assainissement. Ils ont testé différents types d'algorithmes génétiques dans la sélection du tuyau à réhabiliter et la détermination du moment opportun pour le faire. Cependant l'application de leur outil reste limitée à de petits réseaux. Tshumuka (2010) a établi des courbes de dégradation de la performance structurale en utilisant la régression logistique multinomiale.

1.2.2 La performance hydraulique

Les systèmes de drainage sont souvent conçus pour transporter le débit généré par la pluie de conception de la période de retour choisie qui varie en fonction des pratiques locales et les ressources disponibles pour les travaux publics (Rossman, 2008). Les conditions d'écoulement à surface libre sont souhaitables pour les deux types des réseaux d'assainissement séparés et unitaire. Une surcharge ou une inondation se produit lorsque le système de drainage n'est pas en mesure de transmettre le débit de ruissellement dans des conditions de surface libre (les conditions de conception supposées). Lorsque l'écoulement passe de gravitaire à surface libre à un écoulement sous pression, le réseau devient défaillant hydrauliquement.

Plusieurs approches ont été proposées pour la détermination de la performance hydraulique. Reyna et al. (1994) ont développé un modèle pour la réhabilitation des réseaux d'assainissement. Leur modèle utilise une fonction de la performance hydraulique qui est développée avec l'intégration de paramètres fournis directement par le modèle de simulation hydraulique SWMM. Ces trois paramètres sont : (1) le paramètre MDF (Maximum to Design Factor) qui représente le rapport du débit maximum transité au débit de design; (2) l'indice FLF (Flood Length Factor) qui exprime le volume des eaux débordées et (3) le facteur SLF (Surcharge Length Factor) qui est la hauteur de la mise en charge. L'indice de la condition hydraulique (HCI) est ensuite calculé par la moyenne pondérée de ces trois paramètres. L'inconvénient de cette méthode de calculer la performance hydraulique en se basant

uniquement sur l'impact de la modification du coefficient de Manning. Cette méthode ne fournit pas une évaluation assez précise de la performance de chaque tronçon puisqu'elle ne considère pas une soustraction de l'effet aval dans la mise en charge. Plus tard Bennis et al. (2003) ont proposé une approche qui utilise les résultats du modèle de gestion des eaux pluviales (SWMM) pour calculer un indice de performance hydraulique (HPI) pour chaque section de conduite. Cet indice est directement lié au rapport de la mise en charge maximale en amont de chaque tronçon à sa profondeur d'enfouissement. L'idée proposée par Bennis et.al (2003) est une relation linéaire sous la forme suivante:

$$HPI_i = HPI_{\min} + (HPI_{\max} - HPI_{\min}) \frac{H_i^{US}}{G_i} \quad (1.1)$$

où

H_i^{US} est la hauteur de la surcharge maximale dans le regard situé immédiatement en amont du tronçon "i" pour le débit de conception,

G_i : la profondeur à laquelle la conduite d'égout est enterrée, mesurée à partir de la surface du sol à la couronne en amont de la conduite "i". Si les sous-sols sont présents, cette profondeur doit être mesurée à partir du niveau de sous-sol à la Couronne du tronçon en amont,

HPI_i : est l'indice de performance hydraulique, exprimé en pourcentage de la profondeur d'enfouissement du tronçon de conduite, variant de HPI_{\min} à HPI_{\max} .

Dans l'équation précédente, $H_i^{US} = G_i$ désigne que la hauteur de la surcharge a atteint la surface du sol et que la conduite déborde, dans ce cas, $HPI_i = HPI_{\max}$. Inversement, lorsque la hauteur de la surcharge, $HPI_i = HPI_{\min}$, la condition d'écoulement est à surface libre et le tronçon est hydrauliquement adéquat. Entre ces deux extrêmes, l'indice de performance hydraulique HPI_i exprime directement le degré de surcharge de la conduite, exprimé en pourcentage de la profondeur d'enfouissement de l'amont du tronçon d'égout. La mise en charge en amont de chaque tronçon de conduite est calculée en se basant sur une modélisation détaillée à l'échelle des rues. Le modèle du réservoir non-linéaire (MRNL) du programme XP-SWMM a été utilisé pour générer des hydrogrammes à chacun des nœuds du bassin versant (James W. et al., 2005). Le calcul à l'aide de l'onde dynamique du même

logiciel leur a permis de fournir les hydrogrammes pour le réseau de drainage. Le modèle de Saint-Venant est utilisé pour obtenir des variations du débit, du niveau d'eau et de la vitesse dans les conduites et les regards qui ont ensuite été utilisées pour calculer l'indice de performance hydraulique (Éq. (1.1)). L'inconvénient de cette approche est de supposer qu'il n'y a pas d'interaction entre les regards sur le terrain. En d'autres termes, pas d'eau qui circule d'un débordement d'un regard à l'autre.

Barsoom (1996) s'est intéressé à l'évaluation de la capacité hydraulique en évaluant le coefficient de Manning avant et après réhabilitation afin de déterminer le rapport des débits. Il a également estimé ce coefficient de Manning pour plusieurs types de matériaux.

Pollert et al. (2005) ont documenté une recherche empirique démontrant la relation entre les effets hydrauliques et les défaillances dues à la détérioration dans le temps de la condition des systèmes d'assainissement. Ils ont converti le coefficient de perte de charge local entre deux sections en un coefficient de rugosité (coefficient de Manning). Banasiak (2008) s'est occupé à la problématique de la sédimentation et de son influence sur la performance hydraulique d'un réseau de drainage. Il a utilisé les résultats des études de laboratoire pour faire une évaluation générique des performances hydrauliques.

1.2.3 La performance environnementale

La performance environnementale d'un réseau d'assainissement est reliée à sa capacité de transiter les débits vers la station de traitement sans déversement dans le milieu naturel tels que les rivières et les lacs. Cette performance est généralement exprimée en termes de fréquence de débordement du réseau, de volume et de quantité annuelle de pollution déversés dans le milieu récepteur. Plusieurs chercheurs se sont intéressés à la réduction du volume d'infiltration et de captage. Kurz et al. (1997; 2000) a étudié la réduction de l'infiltration/ captage et des débordements en temps de pluie par la sélection des tronçons de conduite appropriés pour la réhabilitation. Schaedler (2005) a utilisé de système d'information géographique (SIG) pour mener une appréciation du risque basée sur une évaluation des

débordements du réseau de drainage. Cette évaluation constitue une méthode efficace pour les municipalités d'identifier les zones au sein de leur système de collecte qui sont plus à risque de débordement. Elle leur a permis également de hiérarchiser les différentes conduites du système et d'établir un plan de réhabilitation à court et à long termes.

Plusieurs études ont montré l'amélioration de la performance environnementale des réseaux d'égout par l'implantation des pratiques de gestion optimales. Ces techniques de gestion sont basées sur des mesures de réduction de débits ou des charges polluantes à la source, sur le terrain ou dans le réseau. Les processus permettant d'atteindre ces objectifs sont la rétention dans les réservoirs ou sur les toits, l'infiltration dans les tranchées d'infiltration ou en utilisant des pavages poreux (Baptista et al., 2005). Dion (2006a) a utilisé une approche globale pour la restructuration d'un réseau d'assainissement désuet pour lui redonner ses pleines fonctionnalités et le réhabiliter. C'est avec l'utilisation d'une série d'alternatives de solutions qui regroupent les pratiques de gestion optimale et la gestion en temps réel que le système a pu retrouver ses performances souhaitées. Sebti (2011) a étudié l'optimisation des coûts pour une amélioration de la performance hydraulique et environnementale d'un réseau de drainage urbain.

1.3 Méthodes de réhabilitation des réseaux d'égout

Les études qui s'attaquent aux technologies de réhabilitation suivent généralement un processus à trois étapes de sélection (Baker, 2008). Dans la première étape, l'identification des problèmes reliés à chaque tronçon du réseau d'assainissement. Dans la deuxième étape, une proposition des différentes options de renouvellement qui peut rectifier les problèmes identifiés. Enfin dans la troisième étape, le classement et l'évaluation des méthodes de réhabilitation ou de remplacement selon des critères de sélection identifiés.

Les technologies de renouvellement sont les méthodes utilisées pour remplacer ou réhabiliter les conduites. Les technologies de remplacement disponibles sont soit les technologies d'excavation ou les technologies de remplacement en ligne. Les technologies avec

excavation sont utilisées pour le remplacement d'une ancienne conduite en creusant sur toute sa longueur pour l'enlever et installer la nouvelle (Najafi et Gokhale, 2005). Les technologies de remplacement sans tranchées permettent de remplacer l'ancienne conduite par une nouvelle sans creuser sur toute sa longueur. Il existe également des technologies de réhabilitation qui utilisent des techniques de revêtement. Les technologies de chemisage consistent en l'installation d'un nouveau tuyau à l'intérieur de l'ancien cependant les technologies de revêtement consistent en l'application d'un revêtement sur la surface intérieure du tuyau. Les sections suivantes fournissent une brève description de plusieurs technologies disponibles sur le marché pour le remplacement et la réhabilitation des canalisations souterraines. Les techniques de réhabilitation se classent en deux catégories à savoir : les méthodes avec excavation et les méthodes sans tranchées.

1.3.1 Méthodes avec excavation

La technologie à ciel ouvert est la méthode conventionnelle de remplacement de conduites (Montero et al., 2002). Ces technologies nécessitent une excavation d'une tranchée le long du tronçon à enlever et à remplacer. Selon la largeur de la tranchée, les méthodes avec excavation sont regroupées en deux sous groupes à savoir des méthodes avec semi-excavation et les technologies à ciel ouvert.

Méthodes à semi-excavation

La tranchée d'une coupe semi-ouverte a des côtés verticaux. Différentes technologies sont utilisées pour protéger les côtés de l'effondrement des tranchées. Parmi ces techniques citons l'étayage, la boîte de tranchées, de palplanches métalliques, ou les palplanches en béton.

Méthodes à ciel ouvert

Les technologies à ciel ouvert ont une plus grande empreinte que les technologies à semi excavation. (Montero et al., 2002), puisque les côtés de la tranchée ne sont pas verticaux. Les

côtés de la tranchée sont coupés avec pente ou banquettes pour la protection contre l'effondrement (Montero et al., 2002).

1.3.2 Méthodes de remplacement en ligne

Les technologies de remplacement en ligne ont été utilisées depuis les années 1970. Ces technologies sont plus rentables lorsque la nouvelle conduite possède un diamètre plus grand (Najafi et Gokhale, 2005). Ces technologies permettent de remplacer l'ancienne conduite par une nouvelle de même diamètre ou jusqu'à trois fois plus grande sans creuser sur toute la longueur (Simicevic et Sterling, 2001). Une petite excavation permet d'accéder à la conduite et le nouveau tuyau est tiré ou poussé en place tandis que l'ancienne conduite est détruite ou enlevée.

Remplacement de conduites

Les méthodes de remplacement englobent l'éclatement, le fractionnement et l'insertion. Avec la méthode d'éclatement de conduite, l'ancienne conduite est détruite et une nouvelle est insérée à sa place.

Retrait de tuyaux

Il s'agit des technologies d'élimination de conduite par tirage de l'ancienne conduite du sol soit en morceaux ou entière et l'installation de la nouvelle conduite en place. Ces technologies sont modifiées à partir des technologies de construction sans tranchée (Simicevic et Sterling, 2001). Les technologies de construction sans tranchée qui ont été modifiées pour la réhabilitation des tuyaux sont le microtunelling, le forage directionnel horizontal et le fonçage.

1.3.3 Méthode de chemisage

La technologie de rénovation par chemisage consiste en l'installation d'un nouveau tuyau flexible ou rigide à l'intérieur de l'ancienne conduite détériorée. Cette installation nécessite le jeu entre la nouvelle conduite et l'ancienne afin de protéger les deux tubes. La technologie de revêtement, en général, exige un nettoyage en profondeur de la canalisation existante avant l'installation. La principale différence entre les différentes technologies de chemisage est dans la façon dont chacun réalise la clairance de l'installation.

1.3.4 Méthode de tubage

Le tubage a été en usage depuis les années 1940. La technologie consiste en l'installation d'un nouveau tuyau d'un diamètre pouvant être jusqu'à 10% inférieur à celui de la conduite hôte. Le nouveau tuyau est soit poussé ou tiré en place à l'intérieur de l'ancienne conduite. Le remplissage de l'espace annulaire peut être nécessaire selon la rigidité annulaire de la nouvelle canalisation. Cette méthode aboutit à une réduction du diamètre interne disponible pour l'écoulement dans le tuyau doublé. Il existe différentes techniques d'installation des tubages tels que le tubage continu et le tubage segmenté.

Tubage ajusté

L'installation de la nouvelle conduite avec la technique de tubage ajusté est atteinte par une réduction temporaire de son diamètre. D'une façon similaire au chemisage, la nouvelle conduite est insérée dans l'ancienne. Le nouveau tuyau est ensuite chauffé pour l'élargir et l'ajuster à la conduite hôte.

Tuyau déformé

La technologie du tuyau déformé est couramment utilisée en Amérique du Nord. Il s'agit d'une technologie qui exige de la chaleur et la pression pour reformer définitivement le tuyau

plié ou déformé afin d'ajuster la forme de la conduite hôte. Le tuyau plié ou déformé arrive sur le site sous forme de bobines. Le tuyau est tiré sur une longueur continue par un treuil situé au-dessus de la fosse de sortie, puis arrondi par la chaleur et la pression pour s'ajuster à la conduite d'accueil, l'espace annulaire est donc négligeable et aucune injection de coulis n'est nécessaire.

Tubage modifié

Les méthodes de tubage modifié sont utilisées uniquement pour des conduites gravitaires de grand diamètre. Ces méthodes peuvent être utilisées pour les conduites circulaires ou à section non uniforme.

Chemisage flexible durci en place (Cured In Place Pipe (CIPP))

Les chemisages flexibles durcis en place sont largement utilisés à des fins structurales et des réparations localisées (Najafi et Gokhale, 2005). La technique est très simple et rapide, un tube en polyester souple et en tissu flexible est imprégné d'une résine thermodurcissable. Le tissu imprégné est ensuite installé à l'intérieur du tuyau hôte en tirant ou en utilisant la technique d'inversion. Le tissu est ensuite gonflé et la résine est durcie par la chaleur pour former un nouveau tuyau.

1.3.5 Les technologies de revêtement

La technologie du revêtement des conduites a été utilisée pendant des décennies et remonte au début des années 1900 (Najafi et Gokhale, 2005). Une couche de revêtement uniforme est appliquée sur la surface intérieure de la canalisation à des fins structurales ou pour prévenir ou retarder la détérioration et sceller les fissures mineures. Les méthodes manuelles ou mécaniques peuvent être utilisées pour revêtir un conduit avec des matériaux différents. Les matériaux de revêtements disponibles sont les ciments, polymères, comme époxy, l'uréthane et urée et polyester. Autres technologies de revêtement utilisent un protège-feuille à la place

pour recouvrir la surface intérieure de la canalisation. Le béton projeté et la gunite sont quelques-uns des produits communs de technologie de revêtement.

1.3.6 Limites des technologies

Chaque technologie de renouvellement est limitée par certaines caractéristiques de la canalisation et le milieu environnant. Ces limitations peuvent être reliées à des plages de dimensions de diamètres, à des formes particulières, à des types de sols ou aux matériaux de la conduite existante.

Les technologies sont choisies en fonction de leurs performances par rapport aux critères de sélection. Les critères de sélection varient entre les différentes études réalisées par rapport à certains critères liés aux limitations technologies de réhabilitation, des préoccupations sociales et environnementales, ou des questions opérationnelles ou économiques (Baker, 2008).

Tuhovack et al. (2003) ont révélé lors de suivi de plusieurs chantiers dans 9 pays européens que les coûts directs et indirects et l'amélioration après la réhabilitation sont les principaux critères préférés par les décideurs. De plus, la minimisation de l'effet sur les utilisateurs de la route causé par les perturbations du trafic et la durée des travaux de réhabilitation sont également parmi les critères les plus utilisés.

1.4 Les pratiques de gestion optimale

Les méthodes de réhabilitation des réseaux de drainage peuvent inclure les pratiques de gestion optimale notamment lorsqu'il s'agit d'une amélioration du niveau de service vis-à-vis les inondations et la qualité des milieux récepteurs. Le ministère de développement durable de l'environnement et des parcs (MDDEP) en collaboration avec le ministère des affaires municipales des régions et de l'occupation des territoires (MAMROT) ont publié en 2011 un guide de gestion des eaux pluviales (MDDEP et MAMROT, 2011). Ce guide traite en détail

de plusieurs pratiques de gestion qui contribuent à la réduction des eaux de ruissellement et à l'augmentation de l'infiltration et donc à l'alimentation de la nappe phréatique. Les pratiques de gestion optimales permettent de reproduire l'état avant développement.

1.5 Méthodologies de gestion de la réhabilitation

Durant les deux dernières décennies, de nombreux modèles et programmes ont été développés pour la réhabilitation des réseaux d'assainissement et un effort considérable a été axé sur le défi du développement des méthodes de hiérarchisation les plus durables des systèmes d'assainissement (Fenner, 2000). Abraham (2003) a développé une méthode de hiérarchisation des programmes d'entretien et de réhabilitation afin de parvenir à la solution optimale du réseau. Basé sur une approche de cycle de vie, le modèle détermine la meilleure solution et le moment opportun pour son application.

De nombreuses études ont porté sur l'optimisation de la réhabilitation des infrastructures (Reyna, 1993). Bairaktaris et al. (2007) proposent une méthode de détection automatisée et intégrée pour l'évaluation structurale et un système de sélection de la méthode réhabilitation appropriée pour les conduites d'égouts. Leur approche se base sur le traitement des images vidéo obtenues. Les fissures longitudinales sont identifiées par un réseau de neurones classificateur qualifié (NNC). Basé sur les résultats de NNC, le système intègre plusieurs étapes dans le calcul de l'évaluation des dommages structuraux pour ensuite sélectionner la méthode de réhabilitation appropriée. Bien qu'intéressante, cette approche se limite à la performance structurale de l'égout et néglige les performances hydrauliques et environnementales. Bengassem et al. (2001) ont axé leur étude sur l'aspect structural pour déterminer les tronçons à réhabiliter en utilisant le système d'inférence floue.

Breysse et al. (2007) ont défini des indices de performances techniques et économiques qui combinent les mesures des performances avec les coûts d'investissement. Ils intègrent ensuite les performances techniques et économiques afin d'optimiser les investissements à long

terme. Un modèle mathématique doit être utilisé pour prédire le rendement variable avec le temps.

CHAPITRE 2

A FUZZY EXPERT SYSTEM FOR PRIORITIZING REHABILITATION SEWER NETWORK

Wided Ben Tagherouit^{1, 2a}, Saad Bennis^{2,b} Jamel Bengassem^{2,c}

¹BPR-CSO, 5100 Rue Sherbrooke Est, 9^{ième} étage, Montréal,(Québec), Canada

²École de Technologie Supérieure, 1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada

This chapter has been published as an article in the Computer- Aided Civil and Infrastructure Engineering (CACAIE) vol. 26, no 2, p. 146-152

Abstract

Rehabilitation of sewer networks is a huge and very costly global problem that has often been treated on a crisis-based approach. The development of a rehabilitation program requires models and tools for assessing the condition and performance of sewers.

The original contribution of the present study is the development of a ranking scheme for sewer rehabilitation priorities. A fuzzy expert system was applied with inputs from a combined assessment of hydraulic, structural performance and potential failure consequences. The fuzzy structural system computes the global structural performance index for each pipe using internal condition, surrounding condition and site vulnerability as inputs.

The fuzzy hydraulic system uses hydraulic performance index, hydraulic performance impact and site vulnerability to compute the global hydraulic performance index. Finally, the fuzzy global system uses all these factors to compute the global performance index for each pipe.

This methodology was successfully applied to the sewer system of the City of Laval in Canada. The results show how the fuzzy inference system may be used to establish rehabilitation priorities for each pipe section. The fuzzy expert system provides more realistic results than the intuitive approaches that use structural and hydraulic performance maximum and mean.

2.1 Introduction

Urban infrastructure failure has been an increasing concern over the past decade, as structures approach the end of their assumed service life and require maintenance and rehabilitation to reach good condition. There has been a distinct lack of efficient methods and tools to help managers make appropriate decisions. Budgetary limitations have also increased the difficulties of infrastructure rehabilitation decision-making. Like most developed countries, Canada faces serious problems of urban storm drainage and combined sewer system deterioration where cities need to invest considerable budgets to keep them operational. Furthermore, selecting the most efficient rehabilitation programs requires knowledge of system condition, a crucial step that requires a comprehensive evaluation of the state of infrastructure and hence better projections of maintenance costs required for a given period of time. This knowledge that can only be acquired through systematic data collection and planned structural inspection programs is essential for utility managers in optimizing their efficiency in the development and implementation of rehabilitation programs. The first step in implementing a rehabilitation program consists of establishing the performance requirements for the sewer. Sewer system performance may be categorized as structural or hydraulic. Structural performance of the sewer is related pipe material integrity and capacity to support dead and live loads. The data collected by remote or direct inspection of the sewer is used to assess such structural performance. Hydraulic performance of the sewer may be defined by its capacity to carry the design flow without damage to property or environment. Hydraulic performance investigation is based on a well calibrated and verified model, the Storm Water Management Model (SWMM) (Rossman, 2008), that is used to understand the circumstances leading to observed hydraulic problems and to assess the benefits of rehabilitation work.

The most common environmental failure is the discharge of the combined sewer overflows (CSOs) creating water quality violations in receiving streams (Delleur, 1994). The environmental sewer failure is measured by the frequency and severity of the CSOs. Indeed, during high intensity rainfall events, the capacity of combined sewer systems may be

exceeded, resulting in the discharge of untreated storm water and wastewater directly into receiving water. These CSO events may result in high concentrations of microbial pathogens, biochemical oxygen demand, suspended solids, and other pollutants in receiving waters (EPA, 2008). This paper focuses mainly on hydraulic and structural failures that may occur at the scale of each pipe and that do not take into account the environmental sewer failure which is analyzed downstream of the basin.

Understanding sewer network degradation is a prerequisite to any system diagnosis. ASCE (1994) provided an exhaustive list of factors leading to structural failure, including pipe aging, poor ground conditions, design defects, intrusion of roots, as well as tectonic and seismic movements. Structural degradations of the network are a result of several types of failures of which collapse, deformation, lateral deviation, broken or cracked pipes and open or broken joints are the most common.

Most managers take a preventive maintenance approach to sewer repair and rehabilitation that may include routine sewer cleaning and sewer televising programs. Such approaches place emphasis on preventing problems and detecting existing problems.

The success of sewer network diagnosis depends directly on the quality of data collected in the field. Obstructions of collectors by roots or other various objects, roadway depressions above buried pipes, and defective or missing network components are examples of problems which can be located through visual inspection or with a common closed circuit television (CCTV). Other sophisticated techniques such as electromagnetic induction, georadar and acoustic detectors are also used to detect internal defects (Wirahadikusumah et al., 1998). However, all these techniques fail to detect the real causes of the apparent symptoms. Detecting the real causes requires an integrated and structured method that analyzes and interprets the collected data efficiently. The determination of structural performance depends on knowledge of pipe degradations, its surrounding conditions and their impact on the system.

Over the last decade, many models and programs have been developed for sewer network rehabilitation and considerable effort has been focused on the challenge of developing more sustainable and sound sewer system prioritization methods (Fenner, 2000). Abraham (2003) developed a method of prioritizing the maintenance and rehabilitation programs in order to achieve the optimal network solution. Based on a life cycle approach, the model determines the best alternative and the optimal time for its application. Many studies have focused on the optimisation of infrastructure rehabilitation (Kuhn et Madanat, 2006; Reyna, 1993). Iyer and Sinha (2006) developed an automated data analysis system which enables detection of the defects in sanitary sewer pipelines through the use of an algorithm for detecting crack patterns from the pipeline images. This method represents one step in a global pipe condition assessment. Bairaktaris et al. (2007) proposed an automated and integrated detection, structural assessment, and rehabilitation method selection system for sewers based on the processing of video footage obtained through closed circuit television surveys. Longitudinal sewer cracks are identified by a trained neural network classifier (NNC). Based on the NNC results, the system integrates several sequential steps in determining the structural damage assessment and selecting the appropriate rehabilitation method. While interesting, this approach is based on the sewer's structural performance only and neglects both hydraulic and environmental performance. Bengassem et al. (2001) focused on the structural aspect only for ranking pipes to be rehabilitated using the fuzzy inference system.

Breysse et al. (2007) defined an *Index of Technical and Economical Performance* that combines performance measure with investment cost, thus integrating technical and economic performance to optimize long term investment. A mathematical model must be used to forecast the time variable performance. Still further, many prediction degradation models have already been proposed (Kleiner et Rajani, 2001; Rajani et Kleiner, 2001). Some are based on a statistical approach such as Bayesian and regression techniques (Rosqvist, 2000; Wiklund, 1998). Others use the Markov process to predict time evolution and to compute the transition matrix of infrastructure changing from one state to another (Dirksen et Clemens, 2008; Micevski, Kuczera et Coombes, 2002). Mailhot et al. (2000) proposed a model to predict the future structural state of a sewer network using conduit age and material.

More recently, Chughtai and Zayed (2008) developed condition prediction models for structural and operational grades. Their approach is based on regressive models using pipe age and specified for each material type. Banasiak (2008) investigated in-sewer sediment deposit behavior and its influence on sewer pipe hydraulic performance and used laboratory study results to make a generic assessment of a sewer's hydraulic performance. Dridi et al. (2008) used optimisation techniques based on evolutionary algorithms as genetic algorithm to schedule system pipe renewal. They tested different types of genetic algorithms in selecting pipes and determining the suitable time for rehabilitation. However the application of their tool remains restricted to small networks. The purpose of this paper is to develop a systematic methodology for sewer network assessment that takes into account both structural and hydraulic performance. The structural inspection program and the hydraulic simulation results provide a global rating of pipe condition. This evaluation considers not only the condition of pipe degradation, but also the relative importance of the degradation, the various interactions between each pipe section and the other sections of the sewer network, and finally the site environment. Processes for sewer assessment are characteristically complex and subjective. They generally require human intelligence to assess and prescribe optimal rehabilitation. The integration of all the evaluation factors into a performance assessment of the entire sewer network is carried out using a fuzzy expert system. Based on fuzzy theory, this system is a computer program designed to mimic human reasoning. It will help utility managers and engineers to systematically detect critical sectors of the sewer system in a rational manner.

2.2 **Hydraulic Performance**

Drainage systems are often designed to carry the flow generated by the design storm of the selected return period which varies according to local practices and resources available for public works (Rossman, 2008). The approach proposed by Bennis et al. (2003) uses output from the Storm Water Management Model (SWMM) to compute an hydraulic performance index (HPI) for each pipe section.

2.2.1 Evaluation of the Hydraulic Performance Index (HPI)

Free-surface (i.e. non-pressure) conditions are desirable in both separate and combined sewers. Surcharge or flooding occurs when the drainage system is unable to convey the runoff rate under free-surface conditions (the assumed design conditions). Surcharge is caused by the passage from free-surface gravity flow to pressure flow and usually occurs when sewer capacity has been exceeded. In this case, hydraulic failure of a pipe "i" is directly related to the height of maximum upstream surcharge H_i^{US} needed to convey the design runoff rate (Bennis et al., 2003). The idea proposed by Bennis et. al (2003) is a linear relationship in the following form:

$$HPI_i = 100\% \times \frac{H_i^{US}}{G_i} \quad (2.1)$$

Where H_i^{US} is the height of maximum surcharge in the manhole situated immediately upstream from pipe "i" for the design flow,

G_i : is the depth at which the pipe is buried, measured from the ground surface to the upstream crown of pipe "i". If basements are present, this depth should be measured from basement floor to upstream pipe crown,

HPI_i : is the hydraulic performance index expressed as a percentage of pipe burial depth, varying from $HPI_{min} = 0\%$ to $HPI_{max} = 100\%$.

In Eq. 2.1, $H_i^{US} = G_i$ means the height of the surcharge has reached the ground surface and that the pipe overflows, in this case, $HPI_i = 100\%$ (HPI_{max}). Conversely, when the height of surcharge $H_i^{US} = 0$, $HPI_i = 0\%$ (HPI_{min}), there is an open channel flow condition and the pipe is hydraulically adequate. Between these two extremes, the hydraulic index HPI_i directly expresses the degree of surcharge of the pipe, expressed as a percentage of the burial depth at the upstream manhole.

Eq. (2.1) is the simplest case where the design criterion is allowable to ground surface ($HPI_{\max} = 100\%$) and where surcharge is defined at the pipe crown ($HPI_{\min} = 0\%$). Local design criteria may require a maximum HGL to be less than ground surface (Bennis et al., 2003). Eq. (2.2) allows for flexibility to include variable design criteria:

$$HPI_i = HPI_{\min} + (HPI_{\max} - HPI_{\min}) \frac{H_i^{US}}{G_i} \quad (2.2)$$

There are two ways to compute the upstream surcharge H_i^{US} . In the first approach, based on detailed street section scale modeling (Bennis et al., 2003), the non-linear reservoir model (NLRM) from the XP-SWMM program was used to generate runoff hydrographs at each of the drainage basin outlets (James W. et al., 2005). Dynamic wave routing from the same software provided the routing of the drainage network hydrographs. The Saint-Venant model was used to obtain variations in flow water, level and velocity within the pipes and manholes that were then used to compute the hydraulic performance index (Eq.2.2). The drawback of this approach is in assuming that there is no interaction between manholes on the ground surface. In other words, no water circulates from one overflowing manhole to another.

In the modified approach proposed here, a global model for the entire upstream basin drained by the sewer to be evaluated is used to compute the performance index (Figure 2.1). The NLRM is used to compute the runoff at the outlet of the entire upstream catchment, considered as a single node. In this case the network located upstream of the sewer to be evaluated is excluded when computing the generated design flow. In this approach the modification of the HPI for an upstream conduit has no effect on the HPI index of conduits located downstream. Furthermore, the circulation from an overflowing manhole to another is implicitly taken into account in the global modeling of the upstream basin.

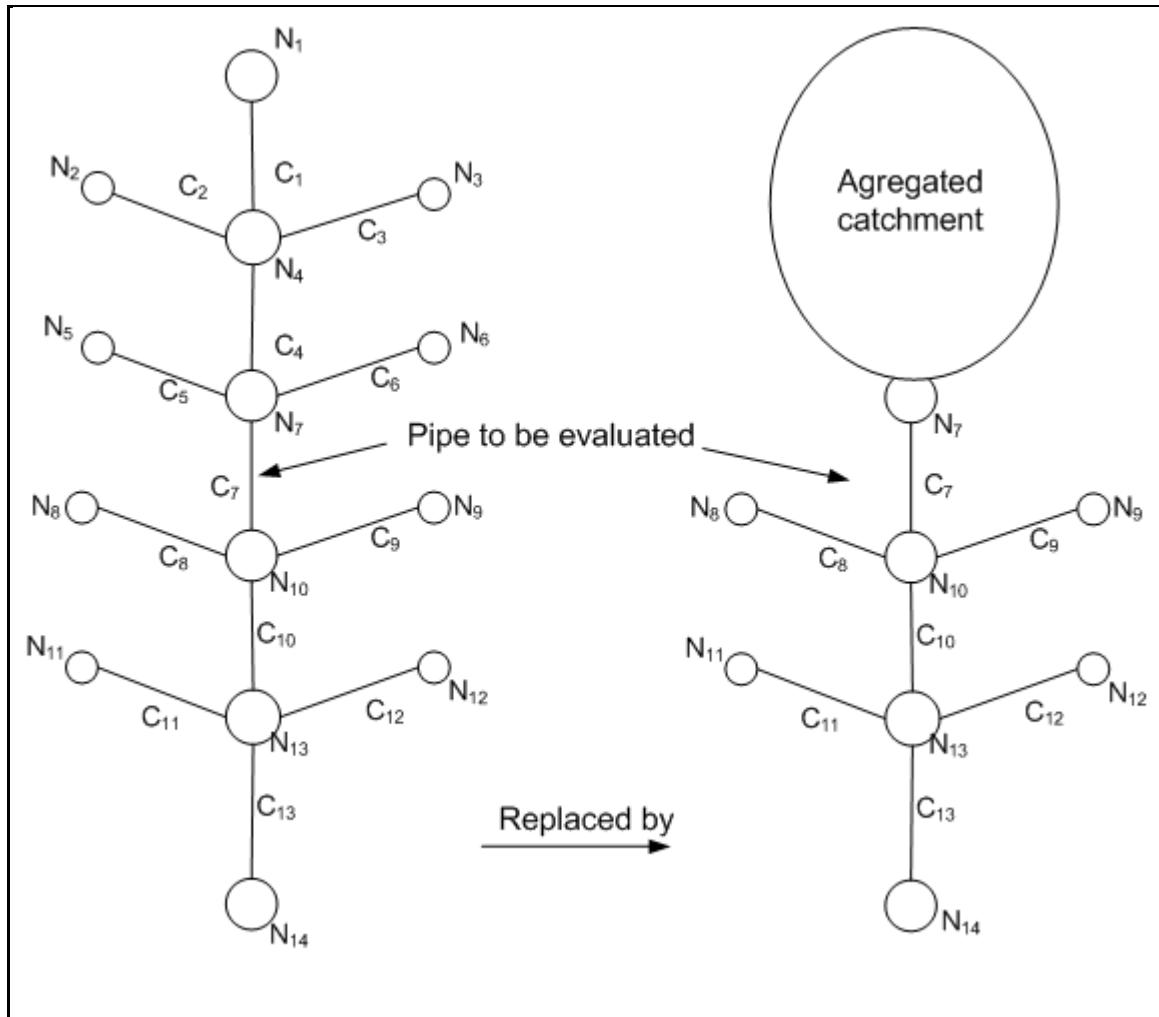


Figure 2.1 Detailed and global modeling

2.2.2 Evaluation of the Hydraulic Performance Impact Index (HPII)

The hydraulic performance impact index expresses the effect of surcharging on the entire upstream network located on the same branch. Indeed, in a sewer network, the surcharging of a single pipe section is sufficient to raise the HGL above the crown in a number of upstream pipes. This is significant when the slopes in the network are shallow. It is important to identify pipes that should normally have an open channel flow for their design flow rate that are in fact surcharged because of the hydraulic insufficiency downstream. The overflow in a

pipe caused by backwater originating downstream can mask the pipe's own hydraulic insufficiency and limit flow further upstream.

In order to apply Eq. (2.2) to evaluate the hydraulic performance of pipe *i*, the surcharge at the downstream manhole must be taken into account, as the following formula suggests (Bennis et al., 2003):

$$HPI_i^i = HPI_{\min.} + (HPI_{\max.} - HPI_{\min.}) \frac{(H_i^{US} - H_i^{DS})}{G_i} \quad (2.3)$$

where HPI_i^i represents the net effect of the surcharge that pipe "i" causes within itself,

H_i^{DS} designates the height of the downstream surcharge in relation to the crown of pipe "i".

Subtracting Eq.(2.3) from Eq.(2.2) gives the evaluation rating of the effect of the downstream backwater on pipe *i*:

$$HPII_i = HPI_i - HPI_i^i = (HPI_{\max} - HPI_{\min}) \frac{H_i^{DS}}{G_i} \quad (2.4)$$

where $HPII_i$ represents the effect of surcharge on pipe *i* originating from downstream.

2.2.3 Evaluation of Hydraulic Vulnerability (HV)

In certain situations, one method of controlling flows, preventing flooding or pollution of receiving waters is to create a delay by surcharging certain pipes in order to increase travel time and thereby also the HPI value. Conversely, for those pipes that drain commercial and residential surfaces where no amount of surcharge is tolerable, a very low value of HPI is

desirable. This may also be the case when, in a combined system, surcharging increases the exfiltration rate, thereby threatening to contaminate the water table. The same is true for an aging network buried in high-risk soil composed of fine sand or clay of a weak plasticity. Here, surcharging causes exfiltration through cracks in the pipe and results in a possible migration of fine particles and lost side support, thus allowing deformation so that cracks develop into fractures. When the capacity of the sewer is then exceeded, the initial surcharge levels entail less risk and consequences than the levels just prior to flooding basements or streets. A given hydraulic performance index does not produce the same damage to properties, with or without occupied basements. An objective way to appreciate the hydraulic vulnerability is to express it as percentage of properties having occupied basements. However, in the application, the hydraulic vulnerability was considered identical to structural vulnerability. In fact, hydraulic and structural failures of a pipe located in a commercial sector or serving an institution such as a hospital produces the same negative impact.

2.3 Structural Performance

Three structural aspects are taken into account. The internal condition allows for the determination of the structural state. The surrounding condition takes into account the pipe characteristics and its local environment and allows for the anticipation of the degradation rate according to the risk presumption. Finally, the last structural aspect is the site vulnerability and space localization.

For each sewer of the network, a specific evaluation must be carried out. The data is then processed and integrated using fuzzy expert rules.

2.3.1 Evaluation of the internal condition (IC)

The assessment of the structural performance of sewers is as much an art as a science and relies heavily on the informed judgment of experienced engineers (WRC, 1995). The internal condition (IC) evaluation makes it possible to assess the structural condition of the sewer,

taking into account the apparent defects that are generally provided by the inspection. A methodology similar to that proposed by the Water Research Center (WRC, 1995) is used to assign to each pipe section length one of five grades or classifications based on the worst condition apparent in the inspection (Table 3.1) with 1 being no defects and 5 indicating a 10% deformation or worse. The principal defects considered are collapse, deformations, cracks, fracture, breaks and joint defects. In order to use the fuzzy inference system proposed here, we introduced a new numeric scale system varying from zero (0) to one hundred (100) according to the severity of the structural degradations. The IC index varies linearly between the lower and upper limits in each class (Figure 2.2).

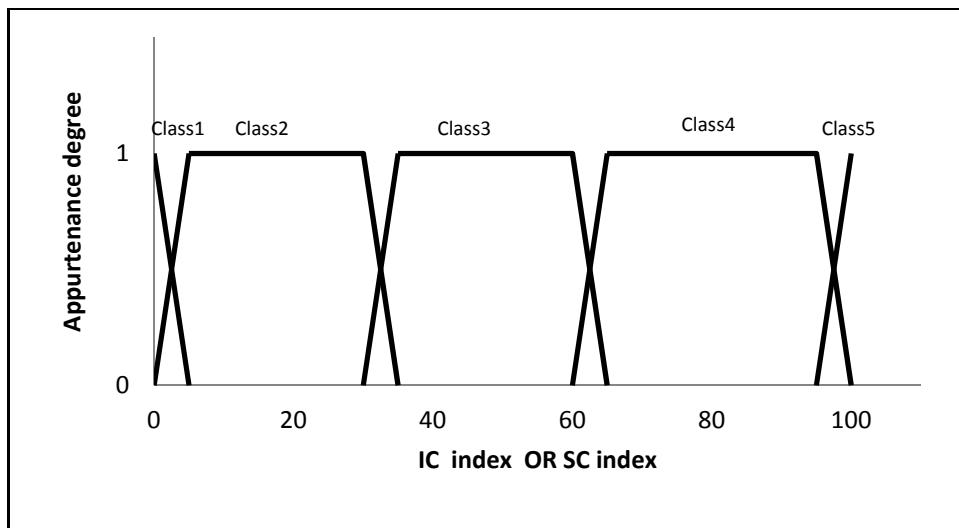


Figure 2.2 Appurtenance Classes of the parameters IC and SC

2.3.2 Evaluation of the surrounding condition (SC)

This evaluation makes it possible to account for the surrounding factors which can either increase the degradation rate or have a negative impact on the pipe environment and on the other components of the network. Indeed, some conditions around the pipe can amplify the consequences and accelerate the process of degradation. In such an environment, the pipe can reach a critical level of deterioration, in a relatively short lapse of time, yet the inspection reports no more than minor defects. For example, for the same IC index, a sewer which is

known to be in sandy or silty ground and frequently flowing full in a known area of recent collapses will have priority for rehabilitation compared to a sewer known to be in a high plasticity clay, never surcharging and situated in an area where no collapse problems have been recorded.

The stability of the pipe depends mainly on the side support and behavior of the soil surrounding it. The pipe environment characteristics that can influence structural degradation are permeability, soil texture, hydraulic grade line, and water table elevation. The nature of the soil may also cause or increase the degradation risk. Indeed, depending on their water content, certain clay soils, for example, those containing minerals, will be subject to an expansion-contraction cycle. A pipe in this type of soil will thus deform or crack under such conditions. The surrounding factors taken into account are geotechnical hydro-geological factors and seismic factors or tectonics. To address the surrounding conditions, the WRC (1995) proposed an heuristic approach to keep or to increase the intermediate IC indexes (2, 3 and 4) depending on the severity of the surrounding conditions. The extremes of Grade 1 standing for perfect condition and Grade 5 indicating imminent failure are kept unchanged regardless of the surrounding conditions. The approach proposed here to address the SC is quite different. Like the IC, five levels of conditions describe the surrounding factors (Table 3.2). These conditions will also be scaled from zero (0) to one hundred (100), depending on the severity of the pipe environment, and like the IC index, the SC index also will vary linearly between the lower and upper limits in each class (Figure 2.2). The interaction between the IC and SC indexes will be taken into account in the fuzzy inference system.

2.3.3 Evaluation of site vulnerability (SV)

The SV index refers to the notion of critical sewer defined by the WRC (1995). The SV index characterizes the geostrategic aspect of the sewer and is especially useful for critical sewers where failure is likely to be particularly expensive. It considers sewer location in the network, site ground use and site vulnerability (nature of the site, population density ...). For example, failure of a pipe located in a commercial sector or serving a hospital has greater

impact than failure of a pipe located at the head of the network. Depending on the conditions of the sewer location and surrounding factors, site vulnerability is classified into three grades of low, moderate and high vulnerability (Table 3.3). Like the IC and the SC indexes, the SV index uses a scale from zero (0) to one hundred (100) that varies linearly between the lower and upper limits in each class (Figure 2.3). The inter-relationship between the IC, SC and SV indexes will be taken into account in the fuzzy inference system to generate performance indexes.

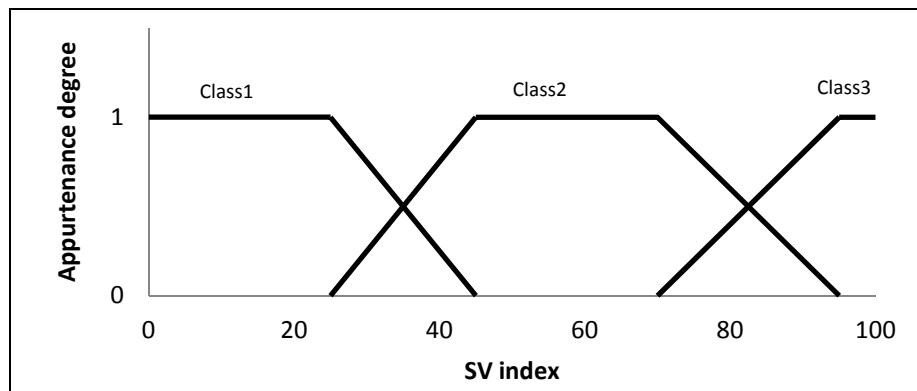


Figure 2.3 Appurtenance Classes of the parameter SV

2.4 Fuzzy expert system

Fuzzy logic is an area of soft computing that enables a computer system to reason with uncertainty (Castillo et al., 2007a). It permits vague information, knowledge and concepts to be used in an exact mathematical manner. In traditional crisp set theory (Boolean logic), elements are either included or excluded from a set. In other words, an element either belongs to set A of universe X or it doesn't (Masulli, Mitra et Pasi, 2007). Fuzzy logic is based on the principle that every crisp value belongs to all relevant fuzzy sets to various extents, called the degrees of membership. Fuzzy sets generalize the concept of a traditional set by allowing the membership degree to be any value between 0 and 1 (Melin, 2007). The concept of fuzzy set theory allows for a graded membership transition of elements. It extends

the range of membership value for the function $\mu_A(x)$, usually defined in the interval $[0, 1]$ such as:

$$\begin{aligned} \mu_A(x) : & \quad X \rightarrow [0, 1] \\ & x \rightarrow \mu_A(x) \end{aligned} \quad (2.5)$$

A fuzzy inference system consists of a set of if-then rules defined over fuzzy sets. These rules are generally formed by using 'expert knowledge'. The fuzzy reasoning is a series of proposals or rules establishing a relationship between a value and a fuzzy space. It estimates the variables of input and output in an approximate way (low, weak, high, far, near). Systems based on fuzzy logic generally apply human knowledge in the form of rules, where rules whose premises do not have a sufficiently high degree of veracity do not contribute to the output or final decision. Unlike a conventional expert system where the rules are carried out in sequence, a fuzzy expert system treats the information in parallel and all its rules are activated simultaneously (Castillo et al., 2007b).

The Fuzzy Inference Process works in three steps as shown in Figure 2.4.

Fuzzification: The fuzzification process is the mechanism translating the numeric representation of inputs 1 to n into fuzzy set values (membership functions of the performance parameters).

Inference: this processing stage is based on a collection of logic rules in the form of IF-THEN statements, where the IF is the "antecedent" and the THEN is the "consequent". The fuzzy rule sets usually have several antecedents that are combined using fuzzy operators, such as AND, OR, and NOT. In this step the fuzzy output truth values are computed. During the rule evaluation step the entire set of rules is evaluated and some rules may fire up. The propositions contribute to the fuzzy system output proportionally to their truthfulness levels.

There are two fuzzy systems inference methods (Cox, 1994): the min-max method and the fuzzy addition.

1. **The min-max method** works on the basis of the following discriminatory principle: only rules with a certain level of truthfulness can contribute to the output. The min-max method is an inference process adapted to the decision-making fuzzy systems. For each rule, the fuzzy region of the result is constrained by the truthfulness level of its previous as (Cox, 1994):

$$\mu_c(x) \leftarrow \min\{\mu_p, \mu_c(x_i)\} \quad (2.6)$$

The fuzzy output is updated using the maximum of the minimised fuzzy systems:

$$\mu_s(x) \leftarrow \max\{\mu_s(x_i), \mu_c(x_i)\} \quad (2.7)$$

where: μ_p is the truthfulness level of a statement

μ_c is the x_i membership level to the correspondent fuzzy system (c)

μ_s is the x_i membership level to the fuzzy system solution (s)

2. **The fuzzy addition method** is used in the decisional models where all the rules must contribute to the final solution. As for the min-max method, the output is computed in two steps:

$$\mu_c(x) \leftarrow \min\{\mu_p, \mu_c(x_i)\} \quad (2.8)$$

The fuzzy output is updated for each rule by the application of the restricted sum:

$$\mu_s(x) \leftarrow \min\{1, \mu_s(x_i) + \mu_c(x_i)\} \quad (2.9)$$

Defuzzification : The defuzzification transforms the overall membership function into a crisp value. The final obtained value must consider all the validated rules depending on their veracity level. Three types of rules aggregation are often used: the maximum, the weighted mean and the gravity center techniques. The latter is used in this study and it is of high performance (Cox, 1994). This common method finds the centre of gravity of the solution fuzzy sets. The real value output is directly computed as a normalized combination of membership values. For a discrete fuzzy set of the fuzzy system A this is:

$$\omega = \frac{\sum_{i=0}^n d_i \cdot \mu_A(d_i)}{\sum_{i=0}^n \mu_A(d_i)} \quad (2.10)$$

where $\mu_A(d_i)$ is the membership level of the i^{th} element of the fuzzy system A.

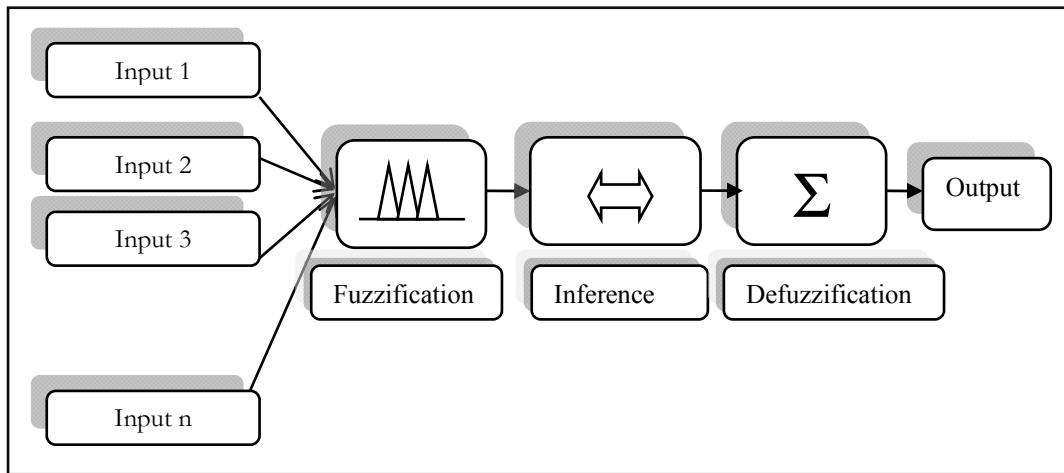


Figure 2.4 Architecture of fuzzy inference engine

The fuzzy inference system integrates three components: fuzzy structural system (FSS), fuzzy hydraulic system (FHS) and fuzzy global system (FGS). FSS computes the structural performance index for each pipe using IC, SC and SV as inputs. The FHS uses the HPI, HPII and HV indexes to compute the hydraulic performance index. Finally, the FGS uses all these

factors to compute the global performance index (GPI) for each pipe. These fuzzy expert systems are set in by using the min-max method of Castillo et al. (2007b).

As Tables 1, 2, and 3 have shown, the partition of the linguistic universe consists of five classes for the variable parameters IC, SC (Figure 2.2) and three conditions for the SV parameter (Figure 2.3). The partition of the hydraulic condition (presented by the variable parameters HPI and HPII) consists of five classes, as shown in Figure 2.7. The outputs of the fuzzy system are expressed as performance indexes ranging from 0% to 100%, where 0% expresses a perfect state, with definitions as shown in Table 3.4 and Figure 3.3. The expert knowledge available on sewer systems is used for formulating the rule base. Generally, if we load very detailed expertise into the rule-base, we enhance the chances of obtaining better results.

For example, consider a well designed pipe located in a commercial area and buried in sandy soil. The data collected in the site shows minor cracks and less frequent surcharges. Even if the inspection report shows only minor hydraulic and structural degradations, the expert utility manager classifies this situation as critical. Indeed, the few surcharges may cause loss of support, due to exfiltrations, until the collapse of the pipe. For each of the three systems, the rule which incorporates this expertise can be expressed as follows:

- FHS: IF HPI is CLASS 2 and HPII is CLASS 1 and HV is CLASS 1, THEN the global hydraulic performance index GHPI is Grade 2.
- FSS: IF IC is CLASS 2 and SC is CLASS 5 and SV is CLASS 3, THEN the global structural performance index GSPI is Grade 5.
- FGS: IF HPI is CLASS 2 and IC is CLASS 2 and HPII is CLASS 1 and HV is CLASS 1 and SC is CLASS 5 and SV is CLASS 3, THEN Global performance is Grade 5.

The output of the FHS is ranked Grade 2 or minor deterioration because it doesn't take into account the structural data.

The fuzzy logic tool box available with the MATLAB package is used for developing the three models.

2.5 Case study

In order to illustrate and validate the above methodology, it was applied to a small combined sewer network selected from the Pont-Viau urban drainage basin on the Island of Laval in Canada (Figure 2.5). The Hydraulic Performance Index was computed by subjecting the entire drainage basin to a one-hour duration Chicago-type storm with a return period of five (5) years (Figure 2.6). Using the Runoff model in the XP-SWMM program, runoff hydrographs at the outlets of each of the drainage basins were generated. The Hydraulics model from the same program was used for routing the hydrographs in the drainage network. The Saint-Venant model was used to obtain variations in flow water, level and velocity within the pipes and in different manholes. The maximum upstream (H^{US}) and down-stream (H^{DS}) surcharges given by the hydraulic model were used to compute the HPI and HPII factors. The results of the fuzzy hydraulic system (Table 2.1) clearly indicate that the hydraulic performance is proportional to the surcharge responsibility factor HPI. The highest global performance index (85%), Grade 5, was assigned to pipe106 with the highest HPI (59%). This performance index is a function of both HPII and SV parameters, which act simultaneously together to modify the index according to the impact of degradations on the system. Pipes 41, 42, 43, 44, 45, 46 and 59, which were neither responsible for surcharge nor had a surcharge effect, were classed as Grade 1 i.e., very good performance (Table 6). Such conduits are insensitive to the site vulnerability value. Pipes 104 and 40, on the other hand, while showing no surcharge responsibility were however subject to downstream effects and therefore achieved a global performance index of 13% and 9%, depending on location and surcharge impact.

Table 2.1 Fuzzy hydraulic system results

pipes	HPI	HPII	HV	Performance Indexes (hydraulic)
106	59	22	80	85
105	15	23	80	63
102	9	32	80	55
103	5	31	80	47
790	4	45	80	47
37	5	100	50	41
36	0	72	50	14
38	1	92	50	14
104	0	30	80	13
39	0	13	50	13
40	0	12	50	9
48	0	0	70	4
59	0	0	50	3
41	0	0	50	3
42	0	0	50	3
43	0	0	10	2
44	0	0	10	2
45	0	0	10	2
46	0	0	10	2
47	0	0	30	2

The structural data relating to internal pipe condition (IC) were provided by the results of the sewer-televising program, while the numerical dimensions of parameters SC and SV were established using information available in the database. Table 6 summarises the data relating to input parameters IC, SC and SV for each pipe of the sector.

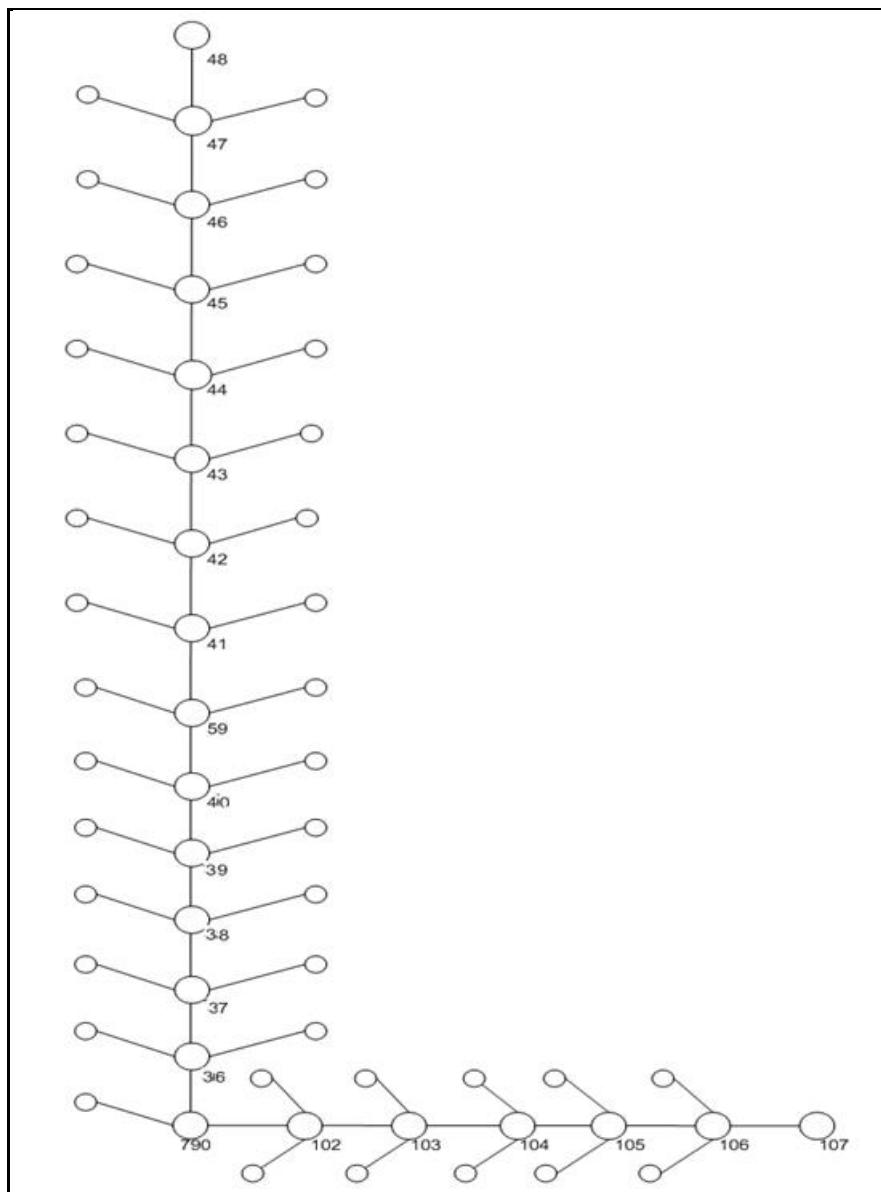


Figure 2.5 Quintal Network (case study)

Table 2.2 Classes and numerical value of IC, SC and SV parameters

pipe	IC		SC		SV	
106	Class 1	0	Condition 4	85	High	80
105	Class 2	15	Condition 4	70	High	80
104	Class 2	20	Condition 3	60	High	80
103	Class 1	0	Condition 4	70	High	80
102	Class 3	36	Condition 4	70	High	80
790	Class 2	22	Condition 5	95	High	80
36	Class 1	0	Condition 4	75	Moderate	50
37	Class 2	10	Condition 3	45	Moderate	50
38	Class 3	30	Condition 3	40	Moderate	50
39	Class 2	5	Condition 3	35	Moderate	50
40	Class 2	5	Condition 3	40	Moderate	50
59	Class 3	50	Condition 2	15	Moderate	50
41	Class 1	0	Condition 1	5	Moderate	50
42	Class 4	85	Condition 2	10	Moderate	50
43	Class 2	25	Condition 1	5	Low	10
44	Class 4	65	Condition 2	20	Low	10
45	Class 2	18	Condition 2	20	Low	10
46	Class 1	0	Condition 2	20	Low	10
47	Class 4	62	Condition 4	65	Moderate	30
48	Class 4	94	Condition 4	94	Moderate	70

The results of the fuzzy structural system (Table 2.3) confirm that pipes with a low IC have an index tending towards zero and therefore perfect performance. As the table shows, pipes 106, 103, 36, 41 and 46 feature a performance index varying between 2% and 6%. The data show that when a pipe is relatively deteriorated, unfavourable values of parameters SV and SC can increase performance index, as illustrated by pipes 790 and 43. While both IC parameters are class 2, the more unfavourable SC and SV parameters for pipe 790 results in a Grade 3 classification compared to the Grade 1 class for pipe 43. The data also show that a slightly deteriorated pipe located in a vulnerable site can be more critical than a more deteriorated pipe located in a less hostile environment, as illustrated by pipes 105 and 43. Pipe 105, with an IC value of 15% is more critical than pipe 43 with an IC value of 25%, with a resulting 30% performance index compared to 19% for pipe 43.

Table 2.3 Fuzzy structural system results

Pipes	IC	SC	SV	Performance indexes (structural)
48	94	94	70	96
42	85	10	50	85
47	62	65	30	69
102	36	70	80	63
44	65	20	10	63
59	50	15	50	62
38	30	40	50	57
790	22	95	80	52
104	20	60	80	47
45	18	20	10	33
105	15	70	80	30
37	10	45	50	26
39	5	35	50	21
40	5	40	50	21
43	25	5	10	19
106	0	85	80	6
103	0	70	80	6
36	0	75	50	6
41	0	5	50	4
46	0	20	10	2

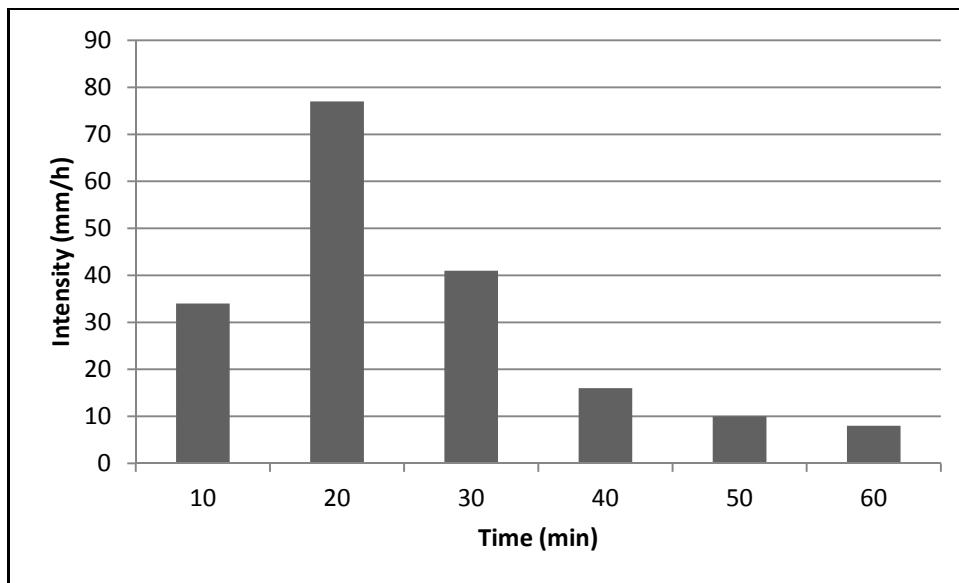


Figure 2.6 Quinquenal Hyetogram

Finally, it should be stressed that the fuzzy inference engine establishes the performance indexes according to degree of membership in a specific class for each parameter (degree of truth of each fired rule). For example, despite being in the same classes for the three parameters, the performance indexes for pipes 47 and 48 were disproportionately different (Grade 3 vs Grade 5, respectively).

Table 2.4 presents the fuzzy global system results. The pipes with a high HPI value or high internal condition (IC) are actually penalised. Such is the case of pipes 106, 105, 102, 48, 47 and 42, where performance indexes vary between Grade 4 and Grade 5 due to the values of other parameters. Conduits with minor deterioration, such as pipes 104 and 43, are greatly impacted by SC and SV factors. Pipe 104, which is located in a site with high vulnerability and hostile external conditions, has a performance index of 46% (Grade 3), compared to only 36% (Grade 2) for pipe 43 which is located in a site of weak vulnerability. Similarly, Pipes 47 and 48 are classified in different performance classes (Grade 4 and Grade 5) despite having IC, SC, HPI, HPII and SV factors in the same classes. This example shows the power of these fuzzy systems in establishing performance indexes according to input parameter class appurtenance and membership value.

The FES results are compared to those obtained by intuitive approaches using the Maximum and the Mean of the structural and hydraulic indexes obtained respectively by:

$$\text{MAX}=\text{MAX}(\text{HPI}, \text{IC}) \quad \text{and} \quad \text{MEAN}=\text{MEAN}(\text{HPI}, \text{IC}).$$

As would be expected, pipe 48 (Table 9), which is very deteriorated and responsible for hydraulic surcharge, obtained the first priority for rehabilitation by the FES approach as well as by the MAX and MEAN methods. Similarly, conduits 104, 38, 45, 43, 39, 40, 36, 41 and 46, which are structurally sound and are neither responsible for surcharge nor have a surcharge effect, obtained the same last priorities by all three methods. Such pipes are incentives to the site vulnerability and surrounding conditions values. The other eleven pipes with intermediate HPI and IC have different ranks with the FES than with the MAX and MEAN methods. Pipe 106, which is structurally very sound with IC=0, has the second rank for rehabilitation priority with the FES approach while obtaining the fifth rank with the MAX and MEAN methods. Pipe 106, which is located furthest downstream in a vulnerable site, is responsible for surcharging upstream pipes. This result is in agreement with the city's decision to construct new conduit alongside pipe 106 to eliminate hydraulic surcharge. Conversely, pipe 44, which ranks third when applying the MAX and MEAN methods, ranks only tenth in the FES approach although it is relatively deteriorated with an IC= 65.

2.6 Conclusion

The original contribution of the present study is the development of a ranking scheme for sewer rehabilitation priorities. For each sewer of a network, performance indexes, calculated by a fuzzy inference engine, separately describe the structural, hydraulic and global performance according to the internal state and the hydraulic behavior of the pipe and its environment. Pipes with the same structural and hydraulic states are classified differently when they have different site vulnerability indexes. This more sensitive classification offers an advantage over other approaches that would classify pipes in the same performance class. The fuzzy system approach can furthermore be easily upgraded by adding new features or

new rules to improve performance. Its limitations are related to the importance of the decisions in selecting the applied rules, since they have a direct influence on system output, and must therefore be carefully selected and based on logic analysis. On the other hand, the fuzzy system approach has the advantage over other approaches of not only taking more parameters into account, but also considering their interrelationships to provide a prioritizing method related to class appurtenance and input membership level. The indexes, finally, may either be used immediately or recorded and input into a GIS program for planning and maintenance schedules, for establishing intervention priorities and for making recommendations for the most suitable cost-effective rehabilitation program.

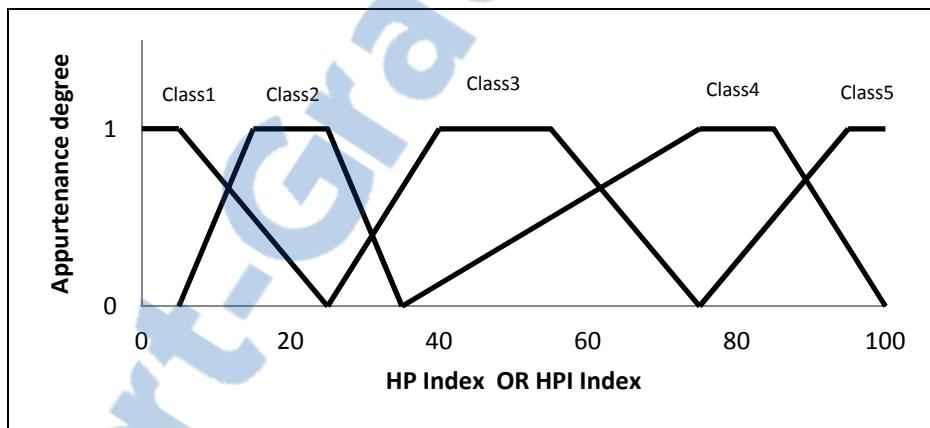


Figure 2.7 Appurtenance Classes of the parameters HPI and HPII

Table 2.4 Fuzzy global system results

pipes	IC	SC	HPI	HPII	SV	GPI
48	94	94	0	0	70	97
106	0	85	59	22	80	87
42	85	10	0	0	50	76
102	36	70	9	32	80	74
105	15	70	15	23	80	71
47	62	65	0	0	30	70
790	22	95	4	45	80	68
37	10	45	5	100	50	56
59	50	15	0	0	50	55
44	65	20	0	0	10	51
103	0	70	5	31	80	49
104	20	60	0	30	80	46
38	30	40	1	92	50	38
45	18	20	0	0	10	34
43	25	5	0	0	10	26
39	5	35	0	13	50	22
40	5	40	0	12	50	22
36	0	75	0	72	50	5
41	0	5	0	0	50	5
46	0	20	0	0	10	5

Table 2.5 Global Fuzzy System results versus Mean and Max compilations

pipes	GPI	Mean (IC, HPI)	Mean priority	Max (IC, HPI)	Max priority
48	97	47	1	94	1
106	87	30	5	59	5
42	76	43	2	85	2
102	74	23	7	36	7
105	71	15	9	15	9
47	70	31	4	62	4
790	68	13	10	22	10
37	56	8	14	10	14
59	55	25	6	50	6
44	51	33	3	65	3
103	49	3	15	5	15
104	46	10	12	20	12
38	38	16	8	30	8
45	34	9	13	18	13
43	26	13	11	25	11
39	22	3	16	5	16
40	22	3	17	5	17
36	5	0	18	0	18
41	5	0	19	0	19
46	5	0	20	0	20

Table 2.6 Characteristics of Catchments of Quintal Drainage Basin

Catchment	Width (m)	Area (ha)	Imperviousness (%)
39	228.7	0.157	99.9
38	241.1	0.6802	67.3
37	253.3	0.267	62.8
36	170.1	0.8089	61.7
48	160.3	0	0
59	133.5	0.4455	46.2
102	162.3	0.7478	51.2
103	47.6	0.738	85.6
104	77.3	0	0
105	102.9	0.1371	89.4
106	230.1	0.3625	28.1

Table 2.7 Quintal Stormwater Network Specifications

Pipe	Diameter (m)	Length (m)	Manning
36	0.609	30.4	0.013
37	0.609	49.7	0.013
38	0.759	56.5	0.013
39	0.914	80.1	0.013
40	0.914	30.4	0.013
41	0.914	30.4	0.013
42	0.914	30.4	0.013
43	0.914	102.5	0.013
44	0.914	30.4	0.013
45	0.914	30.4	0.013
46	0.914	30.4	0.013
47	0.914	30.4	0.013
48	0.914	30.4	0.013
59	0.305	66.8	0.013
102	0.759	81.1	0.013
103	0.38	154.8	0.013
104	0.38	50.4	0.013
105	0.38	64.4	0.013
106	0.38	49.1	0.013
107	0.305	53.1	0.013

CHAPITRE 3

REHABILITATION PLANNING OPTIMISATION USING BINARY PROGRAMMING

Wided Ben Tagherouit^{1, 2a}, Saad Bennis^{2,b} Anas Sebti^{2,c}

¹BPR-CSO, 5100 Rue Sherbrooke Est, 9^{ième} étage, Montréal,(Québec), Canada

²École de Technologie Supérieure, 1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada

This chapter has been submitted for publication as an article in the Computer- Aided Civil and Infrastructure Engineering (CACAIE)

Abstract

The complex and costly global problem of urban infrastructure rehabilitation planning is a multi-objective optimization problem requiring solutions relevant to decision makers. The main objective of this paper is to provide a decision support system for optimizing sewer network rehabilitation planning in urban areas. Two secondary objectives must be realized in order to meet this objective: 1. Construction of a performance function that reflects both structural residual strength and overall state of a pipe, using auscultation results and risk factor assumptions; and 2. Development of a matrix of opportunity for implementing rehabilitation methods, in relation to observed structural defects, construction disruption level and maintenance costs. Development the structural performance function requires the integration of the internal condition, the surrounding condition and site vulnerability, using a fuzzy inference system. An optimization procedure based on integer binary programming is then used to select the most suitable rehabilitation method for each pipe section, from among the potential methods for improving the overall aspects of the sewer network. The decision support system provides the sewer system manager with a predefined planning horizon, and with methods for maximizing the structural performance function and minimizing social costs and maintenance. The urban sewer network chosen for the successful test of the

methodology was the City of Laval's Quintal sector. The decision support system proposed provides for cost-effective sewer rehabilitation through more durable rehabilitation measures, resulting in significant maintenance savings, improved resource mobilization and decreased service disruptions during the work.

3.1 Introduction

The aging Canadian sewer system presents rehabilitation challenges amounting to hundreds of millions of dollars. With half the pipes in use being more than thirty years old and a less than 1% rate of network expansion per year, the management models here are clearly based primarily on maintenance needs. Faced with this aging urban infrastructure and serious budgetary constraints, governments, cities and private companies are seeking out more rational methods for managing infrastructure, maintenance and rehabilitation costs. Sewers present a more challenging problem than other urban infrastructures since they are buried below ground, and their state is considered excellent by both managers and users. Most Canadian sewers, particularly those built during the period of rapid post-war urban growth, are now consequently in an advanced state of deterioration, and need to be rehabilitated or replaced. Network rehabilitation interventions have traditionally most often been performed outside of a methodological framework that integrates technical, social and economic aspects. The sewer rehabilitation process starts with sewer condition assessment and inspection programs. A sewer system that assures an acceptable level of service is considered to be in perfect condition; failing that, it is considered deficient and in need of rehabilitation. Sewer condition is generally evaluated using condition assessment ratings based on the results of sewer inspections (Ariaratnam, El-Assaly et Yang, 2001). A discussion of the various technologies used for sewer condition assessment is presented by Wirahadikusumah et al. (1998) and Makar (Makar, 1999). Other papers have focused on sewer network diagnosis methods and evaluation (Berardi, 2009; Gauffre et al., 2007; Yang, 2009), while other researchers have examined the deterioration of sewer condition and the factors influencing it (Ana et al., 2009; Chughtai et Zayed, 2008; Dirksen et Clemens, 2008). Sever and Bradshaw (Sever et Bradshaw, 2009) discuss a sanitary sewer rehabilitation program and

demonstrate that in addition to maintaining a desired level of service, sanitary sewer rehabilitation is financially beneficial, and use a mathematical model to forecast time variable performance. Moreover, many different degradation prediction models have been proposed (Kleiner et Rajani, 2001), with some based on a statistical approach, such as Bayesian and regression techniques (Korving, 2008), and others using the Markov process to predict time evolution and to compute the matrix of infrastructure transition from one state to another (Dirksen et Clemens, 2008; Micevski, Kuczera et Coombes, 2002).

Mailhot et al. (2000) proposed a model to predict the future structural state of a sewer network using conduit age and material. More recently, Chughtai and Zayed (2008) developed condition prediction models for structural and operational grades. Their approach is based on regressive models using pipe age, and which are specified for each material type. Breysse et al. (2007) defined an Index of Technical and Economical Performance that combines performance measure with investment cost, thus integrating technical and economic performance to optimize long-term investment. Dridi et al. (Dridi et al., 2008) used optimization techniques based on evolutionary algorithms such as a genetic algorithm to schedule system pipe renewal. They tested different types of genetic algorithms in selecting pipes and determining the suitable rehabilitation times. However, their model's application remains restricted to small networks.

In a context of budgetary constraints, intervention priority analysis and cost optimization become increasingly necessary (MacLeod, Ariaratnam et Chua, 2000), and several researchers have established sewer rehabilitation priorities accordingly (Bengassem, 2001; Hahn, 2002; Holmberg et Nelson, 2003; Lee, 2009; Wright, Heaney et Dent, 2006). Bengassem et al. (2001) used fuzzy logic to integrate soil vulnerability and surrounding conditions with internal sewer condition to compute a global structural performance index, which is then used to prioritize the rehabilitation of sewers. However, this method does not take into account rehabilitation method selection and environmental impact. Lee (2009) proposed a sewer rehabilitation priority method based on the level of Inflow/Infiltration (I/I) for an individual pipe. The model minimizes the I/I level while the rehabilitation process is

performed, and is followed by a reduction of the I/I waste water treatment. However, this model neither proposes the rehabilitation methods to be used nor take into account the influence of the surrounding conditions on the sewer state. Others have carried out rehabilitation planning through funds optimization (Ming-Der, 2007; Reyna, 1993). Reyna et al. (1994) have developed a multi-attribute model for sewer rehabilitation planning. Their model integrates many aspects that are known to be important in the estimation of the degradation level of a sewer pipe. Their model takes into account the associated social costs to the chosen rehabilitation technology. However, their model does not consider how site vulnerability and surrounding conditions can aggravate the sewer pipe state degradation. More recently, Yang and Su (2007) have proposed a model for sewer rehabilitation planning by minimizing the total rehabilitation cost and maximising the cycle life of pipes. However, their model does not consider any limitation in available funds, and as a result, the sewer pipes to be rehabilitated must be chosen prior to the application of their model - and they do not explain how this prioritisation is done.

In this work, the main objective is to design and develop a decision support system for urban drainage network rehabilitation, and achieving this relies on the following two secondary objectives being met:

1. Build a global structural performance function using fuzzy logic (this function includes all the parameters affecting the sewer pipe structural stat);
2. Analyze rehabilitation method performance with respect to cost and desirability of implementation.

3.2 Rehabilitation planning optimization

The development of the sewer rehabilitation plan calls for an assessment of sewer conditions as a first step. An inspection program is needed to determine the structural conditions of the sewer pipes and the identification of trouble sections. Further, rehabilitation planning requires the identification of possible rehabilitation technologies and the extent of their

environmental disruption. Rehabilitation optimization planning is achieved by resolving an optimization problem. Three objective functions are considered: the global structural risk of failure, overall disruption level, and cost maintenance functions. The constraint equations of the problem are essentially the budgetary constraint and the choice of a unique solution for each sewer pipe. The weighting method is used to evaluate an overall objective function to minimize in the optimization model. A resolution possibility would be the Pareto method. However, we chose the weighting method as it offers the manager more flexibility in terms of controlling the weights accorded to each objective function.

3.2.1 Structural performance as a first objective function

The first objective function of the optimization model is the structural performance function. Three structural aspects are taken into account to determine the overall structural performance index for sewer pipes. The internal condition (IC) allows for the determination of the structural state. The surrounding condition (SC) takes pipe characteristics and the local environment into account, and allows the anticipation of the degradation rate based on risk presumption. Finally, the last structural aspect is the site vulnerability (SV), which is related to the pipe position in the sewer network and to the importance of the pipe space localization. For each sewer pipe in the network, a specific evaluation must be carried out, after which the data is then processed and integrated using fuzzy expert rules.

The assessment of the structural performance of sewers is as much an art as a science, and relies heavily on the informed judgment of experienced engineers (WRC, 1995). An internal condition (IC) evaluation makes it possible to assess the structural condition of the sewer, taking into account the apparent defects that are generally provided by the inspection. A methodology similar to that proposed by the Water Research Center (WRC, 1995) is used to assign to each pipe section length one of five grades or classifications based on the worst condition apparent in the inspection (Table 3.1). To use the fuzzy inference system proposed here, we introduce a new numeric scale system varying from zero (0) to one hundred (100)

according to the severity of the structural degradations. The IC index varies linearly between the lower and upper limits in each class (Figure 3.1).

Table 3.1 Numerical scale for internal condition (IC)

IC	Description	Numerical scale
Grade 5	Collapse; or Deformation > 10% with other serious defects (open joints, cracks...)	[95, 100]
Grade 4	Deformation 5-10% and cracks or serious degradation of the pipe	[60, 95[
Grade 3	Deformation 0-5% , cracks and many defects or minors degradation of the pipe	[30, 60[
Grade 2	Circular cracks; or minors joints defects.	[5, 30[
Grade 1	No structural defects.	[0, 5[

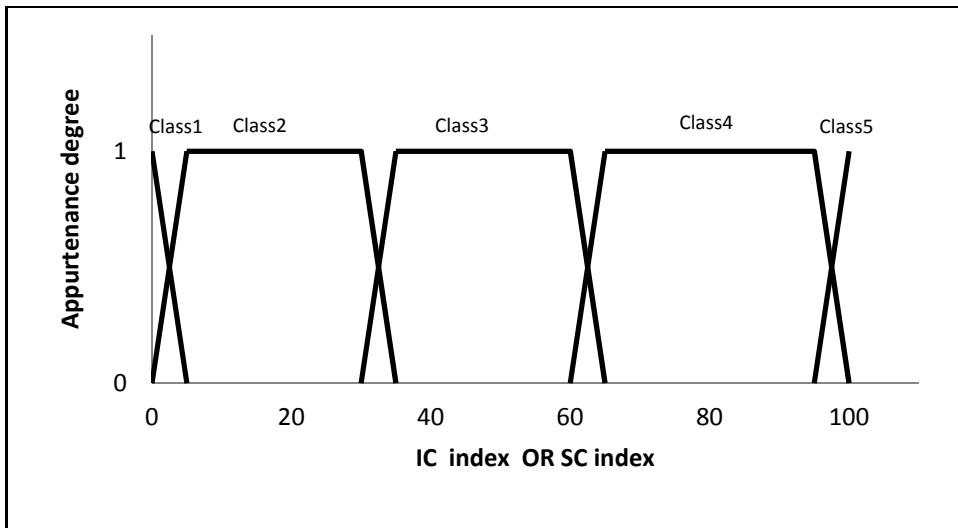


Figure 3.1 Appurtenance Classes of parameters IC and SC

This evaluation makes it possible to take into account the surrounding factors, which can either increase the degradation rate or have a negative impact both on the pipe environment and on the other components of the network. Indeed, some conditions around the pipe can amplify the consequences of degradation and accelerate its process. Moreover, the stability of the pipe depends mainly on the side support and characteristics of the soil surrounding it. To address the surrounding conditions, the WRC (1995) proposed a heuristic approach to keep or to increase the intermediate IC indexes (2, 3 and 4), depending on the severity of the

surrounding conditions. The approach proposed here to address the SC is quite different: five levels of conditions describing the surrounding factors (Table 3.2) will be scaled from zero (0) to one hundred (100), depending on the severity of the pipe environment (Figure 3.1). The interaction between the IC and SC indexes will be taken into account in the fuzzy inference system.

Table 3.2 Numerical scale for surrounding condition (SC)

SC	Description	Numerical scale
Grade 5	Pipe environment very severe	[95, 100]
Grade 4	Pipe environment severe	[60, 95[
Grade 3	Pipe environment with medium severities	[30, 60[
Grade 2	Pipe environment with low severities	[5, 30[
Grade 1	Pipe environment without effects	[0, 5[

The SV index refers to the notion of critical sewer defined by the WRC (1995). The SV index characterizes the geostrategic aspect of the sewer, and is especially useful for critical sewers where failure is likely to be particularly expensive. It considers sewer location in the network, site ground use and site vulnerability (nature of the site, population density, etc.). Depending on the conditions of the sewer location and surrounding factors, site vulnerability is classified into three grades of low, moderate and high vulnerability (Table 3.3 and Figure 3.2). The inter-relationship between the IC, SC and SV indexes are considered in the fuzzy inference system to generate structural risk of failure indexes (SRFI).

Table 3.3 Numerical scale for site vulnerability (SV)

Site Condition	Description	Numerical scale
Grade 3	High vulnerability	[75, 100]
Grade 2	Moderate vulnerability	[25, 75[
Grade 1	Low vulnerability	[0, 25[

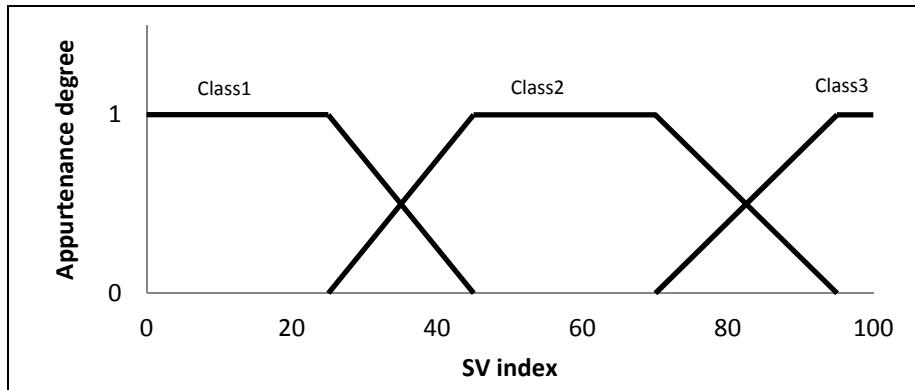


Figure 3.2 Appurtenance Classes of parameter SV

Fuzzy logic is an area of soft computing that enables a computer system to reason with uncertainty (Castillo et al., 2007a). It permits vague information, knowledge and concepts to be used in an exact mathematical manner. In traditional crisp set theory (Boolean logic), elements are either included or excluded from a set (Masulli, 2007). Fuzzy sets generalize the concept of a traditional set by allowing the membership degree to be any value between 0 and 1 (Melin, 2007), and extends the range of membership value for the function $\mu_A(x)$, usually defined in the interval $[0, 1]$ as:

$$\mu_A(x) \quad \begin{matrix} x \rightarrow [0, 1] \\ x \rightarrow \mu_A(x) \end{matrix} \quad (3.1)$$

A fuzzy inference system consists of a set of if-then rules defined over fuzzy sets. These rules are generally formed using “expert knowledge”. The fuzzy reasoning estimates the variables of input and output in an approximate manner (low, weak, high, far, near). Unlike a conventional expert system, where the rules are carried out in sequence, a fuzzy expert system treats the information in parallel, and all its rules are activated simultaneously (Castillo et al., 2007b).

The Fuzzy Inference Process works in three steps, as follows:

Fuzzification: The fuzzification process is the mechanism translating the numeric representation of inputs 1 to n into fuzzy set values (membership functions of the performance parameters).

Inference: This processing stage is based on a collection of logic rules in the form of IF-THEN statements, where the IF is the “antecedent” and the THEN is the “consequent”. Fuzzy rule sets usually have several antecedents that are combined using fuzzy operators, such as AND, OR, and NOT. In this step, the fuzzy output truth values are computed. During the rule evaluation step, the entire set of rules is evaluated, and some rules may be activated. The rules contribute to the fuzzy system output proportionally to their truthfulness levels. There are two fuzzy system inference methods available (Cox, 1994): the min-max method and the fuzzy addition.

Defuzzification: The defuzzification transforms the overall membership function into a crisp value. The final value obtained must consider all the validated rules, depending on their veracity levels. Three types of rules aggregation are often used: the maximum, the weighted mean, and the gravity center techniques. Being a high performance technique, the latter is used in this study (Cox, 1994). This common method finds the centre of gravity of the fuzzy sets solution.

The fuzzy structural system (FSS) integrates three components, IC, SC and SV, and computes the structural performance index for each pipe. This fuzzy expert system is applied by using Castillo et al.’s min-max method (Castillo et al., 2007b), which allows only rules with a certain level of truthfulness to contribute to the final solution. This inference process is adapted for decision making fuzzy systems.

As Tables 3.1, 3.2, and 3.3 illustrate, the partition of the linguistic universe consists of five classes for the variable parameters IC and SC (Figure 3.1), and of three conditions for the SV parameter (Figure 3.2). The outputs of the fuzzy system are expressed as the structural risk of failure index (SRFI) ranging from 0% to 100%, where 0% expresses a perfect state, with

definitions as shown in Table 3.4 and Figure 3.3. Expert knowledge on sewer systems is used to formulate the rule base. Generally, if we load very detailed expertise into the rule base, we enhance the chances of obtaining better results. For example, in terms of a rule for the fuzzy system, the rule which incorporates this expertise for the fuzzy structural system FSS can be expressed as follows:

IF IC is CLASS 2 and SC is CLASS 5 and SV is CLASS 3, THEN the SRFI is Grade 5. The fuzzy logic toolbox available with the MATLAB package is used in developing the three models.

Table 3.4 Numerical scale for global performance index (GPI)

Classes of performance	Definition	numerical scale
Grade 5	High priority level	[80, 100]
Grade 4	Significant deterioration	[60, 80[
Grade 3	Moderate deterioration	[40, 60[
Grade 2	Minor deterioration	[20, 40[
Grade 1	Perfect condition	[0, 20[

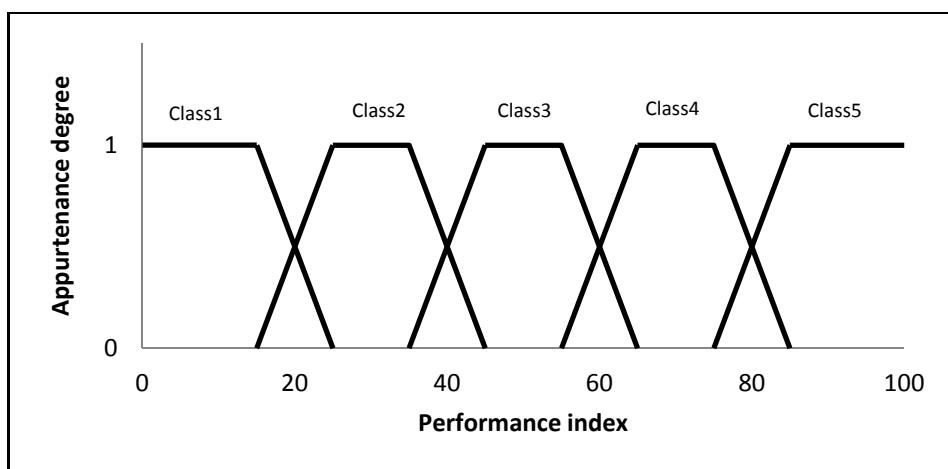


Figure 3.3 Appurtenance Classes of the global structural performance index

The structural risk of failure index (SRFI) determined in the first step of this study is used to compute the initial value of the global structural performance. The initial value of SRFI computed by the fuzzy expert system is considered when no rehabilitation is assigned to pipe i , and a new SRFI is considered after a rehabilitation method is applied (Table 3.5).

Table 3.5 Global structural performance for the studied rehabilitation methods

Rehabilitation method	GSP $_{ij}$
1	GSPI $_i$
2	0
3	0
4	0

The following equation represents the objective function of the global SRFI:

Global Structural Risk of Failure (GSRF)

$$= \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} SRFI_{ij} \times L_i \times X_{ij} \quad (3.2)$$

where:

$SRFI_{ij}$: Structural Risk Failure Index of pipe i when method j is applied

L_i : Length of pipe i

N_c : Number of network pipes

N_m : Number of studied rehabilitation methods

X_{ij} : Binary decision variable =1 when rehabilitation method j is applied to pipe i else =0

3.2.2 Disruption level as a second objective function

A global disruption level is attributed to each rehabilitation method. A maximum grade of 100 is associated to the excavation replacement method, and 0 to no rehabilitation done.

$$\text{Global Disruption Level (GDL)} = \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} DL_{ij} \times L_i \times X_{ij} \quad (3.3)$$

where:

DL_{ij} : Disruption level of the method j when applied to pipe i

The disruption level DL_{ij} associated to each rehabilitation method j has to be evaluated. The disruption levels associated to the studied rehabilitation methods are presented in the Table 3.6.

Table 3.6 The considered disruption levels of the rehabilitation methods

Number	Method	Disruption level
1	No rehabilitation	0
2	Replacement	100
3	Lining	30
4	Grouting	20

3.2.3 Maintenance costs as third objective function

The non-rehabilitated pipes and the same pipes rehabilitated with a particular method have different annual maintenance and claims unit costs. The maintenance costs are considered in the objectives to minimize in the overall optimization problem. The maintenance unit cost indexes (MUCI) are considered as varying between 0 and 100. When the pipe is rehabilitated or when the SRFI of the pipe i is less than the SRFI_{\min} , its MUC is equal to 0. In the other

case, where no rehabilitation method is applied, and when the SRFI of the pipe i is greater than the $SRFI_{min}$, the MUCI is directly proportional to the diameter of the pipe, as indicated in equation 4:

$$MUCI_{ij} = \frac{Diam(i) \times 100}{Diam_{Max}} \quad (3.4)$$

where:

$Diam(i)$: Diameter of pipe i

$Diam_{Max}$ Maximum of the network pipes diameters

$SRFI_{min}$: Minimum value of the SRFI (here, the pipe does not need a maintenance)

The objective function of the annual maintenance cost indexes is:

Annual Maintenance Costs Index (AMCI)

$$= \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} MUCI_{ij} \times L_i \times X_{ij} \quad (3.5)$$

where:

$MUCI_{ij}$: Maintenance Unitary Costs Index of pipe i when the rehabilitation method j is applied.

3.2.4 Construction costs and budgetary constraints

Generally, funds represent a limitation to the overall rehabilitation of deteriorated pipes. In that regard, a budgetary constraint is justified in this problem. Annual construction costs must not exceed a specified budget. Figure 3.4 shows the variation of the Construction Unitary Costs (CUC), with the diameter of the pipes and with the rehabilitation method considered.

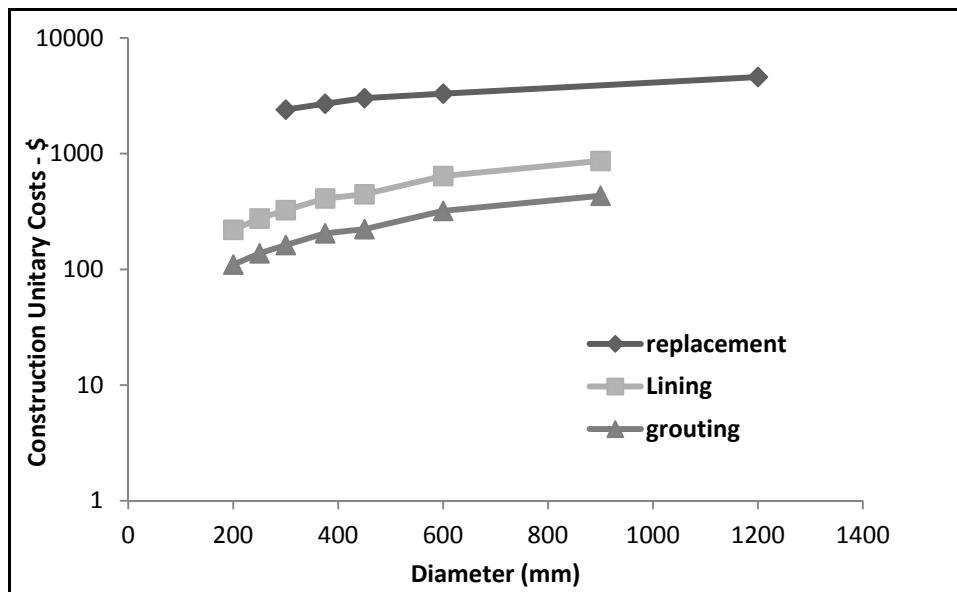


Figure 3.4 Unitary construction costs

Annual Construction Cost

$$= \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} CUC_{ij} \times LCF_{ij} \times L_i \times X_{ij} \leq \text{Maximum Budget} \quad (3.6)$$

where:

CUC_{ij} : Construction Unitary Costs of pipe i when the rehabilitation method j is applied

LCF_{ij} : Length Cost Factor for pipe i when rehabilitated with method j

3.2.5 Multi-objective optimization model

The expression of the multi-objective optimization model is:

Minimize the global structural risk of failure:

$$GSRF = \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} SRFI_{ij} \times L_i \times x_{ij}$$

Minimize the Global Disruption level:

$$GDL = \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} DL_{ij} \times L_i \times x_{ij}$$

Minimize the Annual Maintenance Cost Index:

$$AMCI = \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} MUCI_{ij} \times L_i \times x_{ij}$$

Such that:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Annual Construction Cost} = \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} CUC_{ij} \times LCF_{ij} \times L_i \times X_{ij} \leq \text{Maximum Budget} \\ \sum_{j=1}^{N_m} x_{ij} = 1 \quad \forall i \in \{1, 2, \dots, N_c\} \end{array} \right.$$

The global objective function is expressed as $GOF = w_1 \cdot GDL + w_2 \cdot GSDF + w_3 \cdot AMCI$, where $w = (w_1, w_2, w_3)$ are the weights associated to the disruption level, structural performance and maintenance cost index objectives.

The sewer pipe degradation state is actually considered in the fuzzy system, meaning that the structural index undergoes more deterioration when external conditions are severe. This methodology is now applied to only one year cycle, and the next step of our work will be the integration of multi-cycles of a year consideration.

The mathematical model is solved using the weighting method, in which the weights are varied between 0 and 1 such that the sum of all is always equal to 1. The different combinations of weights analysed are summarised in Table 3.7.

Table 3.7 Objective functions weights

	a (Disruption level function weight)	b (Structural performance function weight)	c (Maintenance function weight)
W₁	0.1	0.6	0.3
W₂	0.3	0.6	0.1
W₃	0	0.9	0.1

The optimum solution given by the weighting method is optimal in the Pareto sense. In fact, an optimization solution is a Pareto equilibrium if and only if every other solution could not have a better objective function without decreasing at least one of the other objectives. This can be demonstrated by absurd. We suppose that such solution exists. We can therefore assume that a solution exists which gives a better value for the first objective function (F_1)¹ than that (F_1) given by the resolution of the weighting method problem. If all the other objective functions are not depreciated for this solution, then:

$$\begin{cases} (F_1)^1 < (F_1) \\ (F_2)^1 \leq (F_2) \\ (F_3)^1 \leq (F_3) \end{cases}$$

Therefore:

$$\begin{cases} a(F_1)^1 < a(F_1) \\ b(F_2)^1 \leq b(F_2) \\ c(F_3)^1 \leq c(F_3) \end{cases}$$

Consequently: $a(F_1)^1 + b(F_2)^1 + c(F_3)^1 < a(F_1) + b(F_2) + c(F_3)$

In that case, the considered solution is better than that proposed by the resolution of the weighted method problem. Therefore this solution could not be as it gives better value of the weighted objective function.

In conclusion, the solution given by the weighting method represents a Pareto equilibrium. We propose another method for resolving the multi-objective optimization model, and

formulate an optimization model for each objective function. The other objectives are moved to the constraints. The formulation of the three problems is described as follows:

- 1) Minimize the global structural risk of failure

$$GSRF = \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} SRFI_{ij} \times L_i \times x_{ij}$$

Such that

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Annual Construction Cost} = \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} CUC_{ij} \times LCF_{ij} \times L_i \times X_{ij} \leq \text{Maximum Budget} \\ GDL = \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} DL_{ij} \times L_i \times x_{ij} \leq F_1 \\ AMCI = \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} MUCI_{ij} \times L_i \times x_{ij} \leq F_3 \\ \sum_{j=1}^{N_m} x_{ij} = 1 \quad \forall i \in \{1, 2, \dots, N_c\} \end{array} \right.$$

- 2) Minimize the Global Disruption level

$$GDL = \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} DL_{ij} \times L_i \times x_{ij}$$

Such that

$$\left\{
 \begin{aligned}
 \text{Annual Construction Cost} &= \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} CUC_{ij} \times LCF_{ij} \times L_i \times X_{ij} \leq \text{Maximum Budget} \\
 GSRF &= \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} SRFI_{ij} \times L_i \times x_{ij} \leq F_2 \\
 AMCI &= \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} MUCI_{ij} \times L_i \times x_{ij} \leq F_3 \\
 \sum_{j=1}^{N_m} x_{ij} &= 1 \quad \forall i \in \{1, 2, \dots, N_c\}
 \end{aligned}
 \right.$$

3) Minimize the Annual Maintenance Cost Index

$$AMCI = \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} MUCI_{ij} \times L_i \times x_{ij}$$

Such that

$$\left\{
 \begin{aligned}
 \text{Annual Construction Cost} &= \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} CUC_{ij} \times LCF_{ij} \times L_i \times X_{ij} \leq \text{Maximum Budget} \\
 GDL &= \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} DL_{ij} \times L_i \times x_{ij} \leq F_1 \\
 GSRF &= \sum_{i=1}^{N_c} \sum_{j=1}^{N_m} SRFI_{ij} \times L_i \times x_{ij} \leq F_2 \\
 \sum_{j=1}^{N_m} x_{ij} &= 1 \quad \forall i \in \{1, 2, \dots, N_c\}
 \end{aligned}
 \right.$$

with F_1 , F_2 and F_3 being objectives that we do not want the objective function exceed.

With these problem formulations, the different proposed solutions can be compared to the solution proposed by the resolution of the weighted problem.

3.3 Case Study

To illustrate and validate the above methodology, it was applied to a small combined sewer network selected from the Pont-Viau urban drainage basin on the Island of Laval in Canada (Figure 3.5).

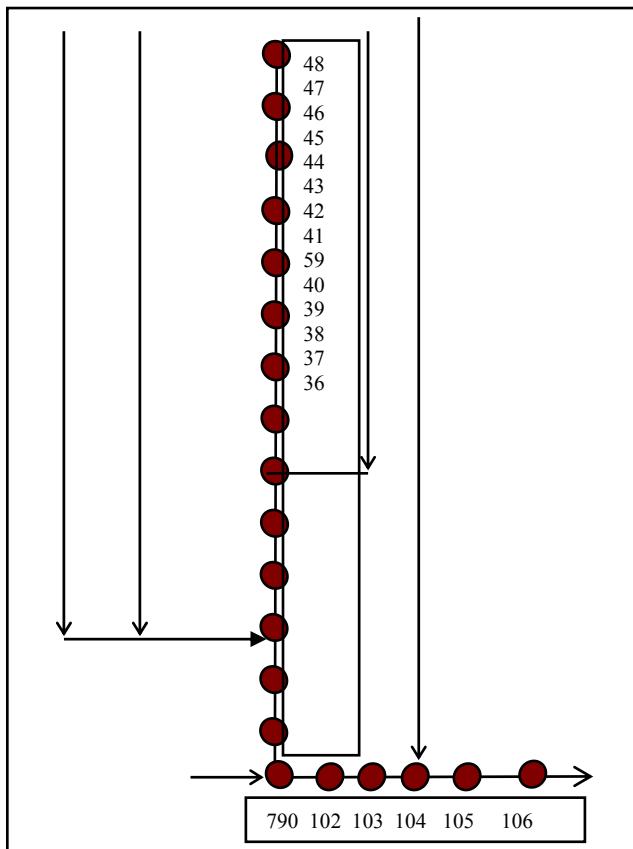


Figure 3.5 Quintal Network (case study)

3.3.1 Fuzzy integration of structural performance aspects

The structural data relating to internal pipe condition (IC) were provided by the results of the sewer-televising inspection, while the numerical dimensions of parameters SC and SV were established using information available in the database. Table 3.8 summarizes the input parameters IC, SC and SV for each pipe of the sector and the corresponding output from the

fuzzy expert system. From left to right, the columns list the pipe identifier, the structural internal condition (IC), the surrounding condition (SC), the site vulnerability (SV), and finally, the structural risk failure index (SRFI). The results of the fuzzy structural system confirm that pipes with a low IC have a structural risk failure index tending towards zero, and therefore provide perfect performance. As Table 3.8 shows, pipes 106, 103, 36, 41 and 46 feature an SRFI varying between 2% and 6%. The data show that when a pipe is relatively deteriorated, unfavourable values of parameters SV and SC can increase the SRFI, as illustrated by pipes 790 and 43. While both pipes have IC parameters that are Class 2, the more unfavourable SC and SV parameters for pipe 790 results in a Grade 3 classification as compared to pipe 43's Grade 1 classification. The data also show that a slightly deteriorated pipe located in a vulnerable site can be more critical than a more deteriorated pipe located in a less hostile environment, as illustrated by pipes 105 and 43. Pipe 105, with an IC value of 15%, is more critical than pipe 43, with an IC value of 25%, with a resulting 30% performance index compared to 19% for pipe 43.

Finally, it should be stressed that the fuzzy inference engine establishes the performance indexes according to degree of membership in a specific class for each parameter (degree of truth of each rule). For example, despite being in the same classes for the three parameters, the performance indexes for pipes 47 and 48 were disproportionately different (Grade 3 versus Grade 5, respectively).

Table 3.8 Fuzzy structural system results

Pipes	IC	SC	SV	Structural Performance indexes
48	94	94	70	96
42	85	10	50	85
47	62	65	30	69
102	36	70	80	63
44	65	20	10	63
59	50	15	50	62
38	30	40	50	57
790	22	95	80	52
104	20	60	80	47
45	18	20	10	33
105	15	70	80	30
37	10	45	50	26
39	5	35	50	21
40	5	40	50	21
43	25	5	10	19
106	0	85	80	6
103	0	70	80	6
36	0	75	50	6
41	0	5	50	4
46	0	20	10	2

3.3.2 Structural rehabilitation methods

Several technologies are now available for the trenchless rehabilitation or excavation reconstruction of storm and sanitary sewers. To demonstrate the application of the proposed methodology, the rehabilitation technologies were grouped into three main categories: replacement (2), lining (3) and grouting (4), while category 1 was reserved for no rehabilitation. Table 3.5 shows the impact of each method on the Global Structural Performance Index.

3.3.3 Multi-objective optimization

The multi-objective rehabilitation planning optimization model was applied to the selected test sections of the Laval sewer network. Different weights of the three objective functions can be applied depending on the importance given to each objective by the decision maker. Table 8 presents the values of weights a, b and c that were used during some simulations. A total of 3 weight combinations, including weights a, b, c, were considered during the

simulation. For example, $W_1 = (a=0.1, b=0.6, c=0.3)$ means that both the disruption level during the rehabilitation process and the maintenance costs are given less importance than the Structural risk of failure. These two objectives each have a weight of 10% and 30% respectively, compared to 60%, for the risk of failure. Furthermore, since the main objective of the urban drainage rehabilitation program is structural performance improvement, the minimum weight associated to the risk of failure was arbitrarily set to $b=0.6$.

To analyze how the available budget influences the network rehabilitation strategy, it was varied from a minimum of \$200,000 to a maximum of \$1,000,000. Tables 3.9 to 3.11 show the solutions obtained for the case study for weights W_1 , W_2 and W_3 , respectively. The proposed planning will be different, depending on the weights given to each of the functions according to the rehabilitation objectives. A comparison of the results of the three weight combinations shows how the values of the disruption level weight may influence the rehabilitation technology retained. As Tables 3.9, 3.10 and 3.11 illustrate, pipes 106, 103, 36, and 41 require grouting or no intervention, according to the weight assigned to the disruption level objective. The rehabilitated pipes' number decreases with a reduction in the amount of funds available. This number also decreases with an increase in the weight of the disruption level. All the pipes with a very low SRFI (pipes 106, 103, 36, 41 and 46) are not selected for rehabilitation when the disruption level is given a high weight, even when budget constraint is not an issue, and as a result, the proposed decision remains cost-effective. As the structural risk of failure index increases, successive pipes are identified for rehabilitation as sufficient funds become available. Such is the case with pipes 37, 39, 40, 43, which were selected for rehabilitation with no budget constraint, and were maintained in their current state when the budget was restricted to \$200,000. Conversely, pipe 46 was never selected for rehabilitation since in this case, the weight of the disruption level function is higher than 0. Thus, the greater the weight assigned to the disruption level function, the lower the environmental disruption of the selected rehabilitation method. Therefore, with a disruption level function weight equal to or greater than 0.1, no method causing environmental disruption would be proposed for the sewer network studied. Depending on the combination for the chosen weight, the model provides a compromise between all the objectives, subject to funds

availability. Tables 3.9, 3.10 and 3.11 illustrate how the selection of weight combinations influences the project cost for different available budgets. When the disruption weight is nil, the entire available budget is systematically used for rehabilitation in order to minimize structural risk failure and maintenance costs. As the disruption weight increases, only seriously deteriorated pipes are rehabilitated, thus minimizing the disruption level and providing a compromise between all objectives.

Table 3.9 Proposed solution for the weight combination (0.1, 0.6, and 0.3) and with different budgets

Budget	a = 0.1 b = 0.6 c = 0.3			
	Without constraint		\$200,000	
Pipe	Intervention	Cost (\$)	Intervention	Cost (\$)
48	Lining	27223.63	Lining	27223.63
42	Grouting	13613.22	Grouting	13613.22
47	Grouting	13613.22	Grouting	13613.22
102	Grouting	30474.07	Grouting	30474.07
44	Grouting	13613.22	Grouting	13613.22
59	Grouting	11004.63	Grouting	11004.63
38	Grouting	21230.39	Grouting	21230.39
790	Grouting	37059.40	Grouting	37059.40
104	Grouting	10059.84	Grouting	10059.84
45	Grouting	13613.22	No intervention	0.00
105	Grouting	12854.24	Grouting	12854.24
37	Grouting	15210.15	No intervention	0.00
39	Grouting	35869.04	No intervention	0.00
40	Grouting	13613.22	No intervention	0.00
43	Grouting	45899.83	No intervention	0.00
106	Grouting	9800.36	No intervention	0.00
103	Grouting	30898.08	No intervention	0.00
36	Grouting	9303.59	No intervention	0.00
41	Grouting	13613.22	No intervention	0.00
46	No intervention	0.00	No intervention	0.00
Total Cost		378566.55		190745.85
GSRFI	60.80		8151.60	
AMCI	0.00		0.00	
GDL	22694.20		11538.20	

Table 3.10 Proposed solution for the weight combination (0.3, 0.6, and 0.1) and with different budgets

	a = 0.3		b = 0.6	c = 0.1
Budget	Without constraint		\$200,000	
Pipe	Intervention	Cost (\$)	Intervention	Cost (\$)
48	Lining	27223.63	Lining	27223.63
42	Grouting	13613.22	Grouting	13613.22
47	Grouting	13613.22	Grouting	13613.22
102	Grouting	30474.07	Grouting	30474.07
44	Grouting	13613.22	Grouting	13613.22
59	Grouting	11004.63	Grouting	11004.63
38	Grouting	21230.39	Grouting	21230.39
790	Grouting	37059.40	Grouting	37059.40
104	Grouting	10059.84	Grouting	10059.84
45	Grouting	13613.22	No intervention	0.00
105	Grouting	12854.24	Grouting	12854.24
37	Grouting	15210.15	No intervention	0.00
39	Grouting	35869.04	No intervention	0.00
40	Grouting	13613.22	No intervention	0.00
43	Grouting	45899.83	No intervention	0.00
106	No intervention	0.00	No intervention	0.00
103	No intervention	0.00	No intervention	0.00
36	No intervention	0.00	No intervention	0.00
41	No intervention	0.00	No intervention	0.00
46	No intervention	0.00	No intervention	0.00
Total Cost		314951.30		190745.85
GSRFI	1588.20		8151.60	
AMCI	0.00		0.00	
GDL	17400.20		11538.20	

Table 3.11 Proposed solution for the weight combination (0, 0.9, and 0.1) and with different budgets

Budget	$a = 0$ $b = 0.9$ $c = 0.1$			
	Without constraint		\$200,000	
Pipe	Intervention	Cost (\$)	Intervention	Cost (\$)
48	Lining	27223.63	Lining	27223.63
42	Grouting	13613.22	Grouting	13613.22
47	Grouting	13613.22	Grouting	13613.22
102	Grouting	30474.07	Grouting	30474.07
44	Grouting	13613.22	Grouting	13613.22
59	Grouting	11004.63	Grouting	11004.63
38	Grouting	21230.39	Grouting	21230.39
790	Grouting	37059.40	Grouting	37059.40
104	Grouting	10059.84	Grouting	10059.84
45	Grouting	13613.22	No intervention	0.00
105	Grouting	12854.24	Grouting	12854.24
37	Grouting	15210.15	No intervention	0.00
39	Grouting	35869.04	No intervention	0.00
40	Grouting	13613.22	No intervention	0.00
43	Grouting	45899.83	No intervention	0.00
106	Grouting	9800.36	No intervention	0.00
103	Grouting	30898.08	No intervention	0.00
36	Grouting	9303.59	No intervention	0.00
41	Grouting	13613.22	No intervention	0.00
46	Grouting	13613.22	No intervention	0.00
Total Cost		392179.77		190745.85
GSRFI	0.00		8151.60	
AMCI	0.00		0.00	
GDL	23302.20		11538.20	

Table 3.12 illustrates the results of the optimization model that maximises structural performance. Although the budget used is not constrained, not all the links are selected for rehabilitation. The model also needs to satisfy the other constraints of a maximum disruption level and maintenance costs allowed. Tables 3.13 and 3.14 illustrate the results of the two optimization models that minimize the maintenance costs function and the disruption level function, respectively. The optimum solutions of the models are different from those of the

weighting method problem. A smaller number of conduits are selected for rehabilitation by these three optimization models compared to the case with the weighting optimization model solutions. When the maintenance costs function is taken as a constraint, then the more its value is restrictive, the smaller the number of conduits tolerated without rehabilitation.

Table 3.12 Proposed solution for the optimization model maximising the structural performance

	AMCI ≤ 5000 GDL ≤ 10000	
Pipe	Intervention	Cost (\$)
48	Lining	27223.63
42	Grouting	13613.22
47	Grouting	13613.22
102	Grouting	30474.07
44	Grouting	13613.22
59	Grouting	11004.63
38	Grouting	21230.39
790	Grouting	37059.40
104	No intervention	0.00
45	Grouting	13613.22
105	No intervention	0.00
37	No intervention	0.00
39	No intervention	0.00
40	No intervention	0.00
43	No intervention	0.00
106	No intervention	0.00
103	No intervention	0.00
36	No intervention	0.00
41	No intervention	0.00
46	No intervention	0.00
Total cost		181445.00
GSRFI		11449.20
AMCI		2095.41
GDL		9850.20

Table 3.13 Proposed solutions for the optimization model
minimizing the maintenance costs

	GSRFI ≤ 15000	GDL ≤ 10000
Pipe	Intervention	Cost (\$)
48	Grouting	13613.22
42	Grouting	13613.22
47	Grouting	13613.22
102	Grouting	30474.07
44	Grouting	13613.22
59	Grouting	11004.63
38	Grouting	21230.39
790	Grouting	37059.40
104	Grouting	10059.84
45	No intervention	0.00
105	No intervention	0.00
37	No intervention	0.00
39	No intervention	0.00
40	No intervention	0.00
43	No intervention	0.00
106	No intervention	0.00
103	No intervention	0.00
36	No intervention	0.00
41	No intervention	0.00
46	No intervention	0.00
Total cost		164281.21
GSRFI		13002.00
AMCI		0.00
GDL		9946.20

Table 3.14 Proposed solutions for the optimization model
minimizing the global disruption level

GSRFI ≤ 15000 AMCI ≤ 8000		
Pipe	Intervention	Cost (\$)
48	Lining	27223.63
42	Grouting	13613.22
47	Grouting	13613.22
102	Grouting	30474.07
44	No intervention	0.00
59	Grouting	11004.63
38	Grouting	21230.39
790	Grouting	37059.40
104	No intervention	0.00
45	No intervention	0.00
105	No intervention	0.00
37	No intervention	0.00
39	No intervention	0.00
40	No intervention	0.00
43	No intervention	0.00
106	No intervention	0.00
103	No intervention	0.00
36	No intervention	0.00
41	No intervention	0.00
46	No intervention	0.00
Total cost		154218.56
GSRFI	14367.60	
AMCI	5135.41	
GDL	8634.20	

3.4 Conclusion

The evaluation of the structural performance of a sewer takes three different aspects into account: internal condition, for determining the structural state; surrounding condition, for determining pipe characteristics and the local environment, to allow the anticipation of the degradation rate according to risk presumption; and site vulnerability, a structural aspect that

includes space localization. Each individual section of the sewer network requires the evaluation of all three aspects, from which data is then processed and integrated using fuzzy expert rules.

Pipes with the same structural state, but with different vulnerability indexes, are classified into different classes. An optimization procedure based on integer binary programming is used to identify the most suitable rehabilitation method for each pipe section from the possible methods, for the optimum overall improvement of the sewer network. The decision support system provides a decision matrix for a predefined planning horizon, and proposes the best methods for maximizing the structural performance function while minimizing social and maintenance costs. The City of Laval's Quintal sector network was chosen to test the proposed methodology, with promising results. The decision support system proposed enables managers to undertake more durable and profitable rehabilitation, resulting in significant maintenance costs savings, more effective mobilization of resources, and less disruption to users during the work.

CHAPITRE 4

LE « GOAL PROGRAMMING » POUR L'OPTIMISATION DE LA PLANIFICATION DE LA RÉHABILITATION DES RÉSEAUX D'ÉGOUT

Wided Ben Tagherouit^{1, 2a}, Saad Bennis^{2,b}

¹BPR-CSO, 5100 Rue Sherbrooke Est, 9^{ième} étage, Montréal,(Québec), Canada

²École de Technologie Supérieure, 1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada

Ce chapitre a été soumis pour publication comme article dans la Revue Canadienne de Génie Civil

Résumé

La planification de la réhabilitation des réseaux d'égouts qui sont le siège de mises en charge des écoulements, voire de débordements et inondations intempestives, est un problème complexe qui nécessite le développement de certains outils qui intègrent de nombreux facteurs et paramètres influençant l'état des conduites d'égout. En général, seuls les aspects structuraux sont pris en compte dans la planification de la réhabilitation et les études de la dégradation des réseaux d'assainissement. Les rares études qui intègrent la performance hydraulique ne considèrent pas la responsabilité réelle de chaque tronçon dans la mise en charge et ne tiennent pas des coûts et de la méthode de réhabilitation appropriée. Dans cette étude, l'intégration des deux aspects (structural et hydraulique) de performance du réseau d'assainissement est considérée et un processus de planification sur un horizon de temps est présenté. La méthodologie proposée sélectionne la démarche de réhabilitation adaptée à chaque tronçon de conduite d'égout afin de minimiser l'écart global par rapport aux niveaux de performance structurale et hydraulique ciblée tout en respectant un budget donné. La méthodologie doit dans un premier temps utiliser les données d'auscultation pour classifier structuralement les tronçons dans leur état actuel. Parallèlement, la performance hydraulique de chaque conduite est calculée à partir du débit de ruissellement à son entrée. Ensuite une évaluation de l'état structural et hydraulique est déterminée suite à une éventuelle intervention. Ainsi, la résolution du problème fournit au gestionnaire une solution optimale

qui minimise l'écart global des performances structurale et hydraulique avec un niveau de performance ciblé tout en respectant le budget alloué. Le « Goal Programming » a été utilisé comme méthode de résolution du problème multi-objectif. La méthodologie a été testée sur le réseau du secteur 1 de Verdun, un arrondissement de Montréal. Les résultats montrent l'applicabilité de la méthodologie et son succès.

Abstract

The sewer rehabilitation planning is a complex problem that needs the development of some tools that traduce the integration of many factors and parameters influencing the sewer pipes status. Generally only the structural aspects are considered in the rehabilitation planning and the sewer degradation studies. The some studies that integrate the hydraulic performance do not consider the real responsibility of each pipe in the surcharges or they only introduce a prioritization without considering the economic factors and the suitable rehabilitation method to use. In this study an integration of two aspects (structural and hydraulic) of the sewer pipes performance is considered and a planning over a time horizon is presented. The proposed methodology selects the suitable rehabilitation method to each sewer pipe in order to minimize the overall deviation from the wanted structural and hydraulic performance levels under a limited budget. The methodology needs in one hand, the standard structural classification of the pipes which is considered in the computation of the initial structural performance. In the other hand the global hydraulic performance of each conduit is calculated by computing the runoff flows at its entry. Then these flows are considered to evaluate the real capacity of the pipes and then their corresponding performance indexes. An optimisation model is then developed in order to determine the suitable rehabilitation method for each pipe that permit to approach the goal hydraulic and structural performance of the system without exceeding the maximum budget.

The methodology has been tested on the sewer of the sector 1 of Verdun, an arrondissement of Montreal. The results show the applicability of the methodology and its success.

4.1 Introduction

La défaillance des infrastructures urbaines devient de plus en plus un sujet d'actualité dans la mesure où plusieurs structures approchent la fin de leur durée de vie. Les réseaux de drainage urbains n'échappent pas à cette réalité, car certains tronçons ne sont plus en mesure de supporter les charges qu'ils subissent sans s'effondrer. Sur le plan fonctionnel, les infrastructures de drainage s'avèrent parfois incapables de drainer le débit de conception sans causer des inondations et des dommages à la propriété. Le milieu naturel n'est guère épargné par les débordements fréquents qui causent le déversement de grandes quantités de pollution dans le milieu récepteur, même lors de petites pluies.

La récente prise de conscience de l'urgence d'agir, pour les trois paliers de gouvernement, en vue d'assurer la pérennité du patrimoine et un service satisfaisant aux citoyens, s'est concrétisée par la multiplication de chantiers à travers le pays. Il faut cependant s'assurer que ces interventions de réhabilitation et de renouvellement des infrastructures se réaliseront de façon optimale dans le cadre d'une démarche intégrée et durable.

Le développement d'un plan de réhabilitation du réseau d'assainissement nécessite :

- 1- Une connaissance approfondie de l'état des lieux de ces réseaux sur le plan structural. Un programme d'inspection et d'auscultation est alors mis sur pied pour identifier les sections problématiques. Plusieurs approches existent pour identifier et classer ces points noirs structuraux.

Murray (2009) a exposé l'état de la technologie pour l'inspection et la réhabilitation des réseaux d'assainissement. Étant la plus efficace, l'inspection télévisuelle est la plus utilisée pour l'inspection de l'état structural des conduites des réseaux de drainage. Des systèmes de classification des défectuosités ont été mis en place afin d'évaluer globalement chaque tronçon de conduite tels que les programmes d'entraînement standardisés du NASSCO (National Association of Sewer Service Companies) (Ennaouri, 2010; Murray, 2009).

L'identification des technologies de réhabilitation existantes, leur opportunité d'application ainsi que les coûts imputables à leur emploi sont également nécessaires pour la planification de la réhabilitation des égouts (Zayed, 2011).

Yang et al. (2010) ont développé une méthodologie de planification de la réhabilitation des systèmes d'assainissement. Leur méthode inclut les étapes d'inspection de diagnostic des défauts, de priorisation et de détermination des méthodes efficaces à coûts réduits ainsi que les matériaux convenables. L'algorithme génétique est utilisé pour déterminer les approches de réhabilitation multi-optimales. Le défaut de leur modèle est qu'il ne tient pas compte de la performance hydraulique des tronçons lors de la planification.

2- La prise en compte de la performance hydraulique

Ainsi, les études qui traitent de la planification de la réhabilitation des égouts sont nombreuses mais ne tiennent pas compte généralement de l'aspect hydraulique des réseaux de drainage (Ammar, Moselhi et Zayed, 2010; Barreto et al., 2010 ; Lee, 2009; Nafi et Werry, 2009; Yoon, Kang et Hastak, 2009).

Face à cette situation, Bengassem (2001) a proposé un modèle de priorisation des conduites d'un réseau d'assainissement pour la réhabilitation en utilisant la logique floue et en intégrant les cotes de performance structurale et hydraulique. Cependant la façon de calculer la cote de performance hydraulique présente des lacunes puisqu'elle ne tient pas compte d'une éventuelle amélioration de l'amont. Plus tard, Ben Tagherouit et al. (2011) ont amélioré la fonction de performance hydraulique du modèle pour tenir compte de la vrai contribution de chaque tronçon à la mise en charge et ont tenu compte des volumes d'eau perdus éventuellement par inondation. La cote hydraulique attribuée à chaque tronçon considère un amont performant. Toutefois, les modèles proposés restent des modèles de priorisation et ne tiennent pas

en compte des considérations économiques ni de l'opportunité d'utilisation de certaines méthodes de réhabilitation plutôt que d'autres.

Dans la présente étude, une intégration des deux aspects structural et hydraulique est considérée avec la proposition d'un plan de réhabilitation respectant les objectifs de performance et les budgets alloués à la tâche. L'optimisation de la planification de la réhabilitation est réalisée par la résolution d'un problème d'optimisation dont l'objectif est la maximisation des performances structurale et hydraulique du réseau d'assainissement dans le cadre d'un budget fixé. Les contraintes du problème sont ainsi reliées au budget alloué et à l'unicité de l'intervention pour chaque tronçon d'égout.

Comme le problème est multi- objectifs, la méthode qui permet la conversion du problème à une seule fonction objectif est la méthode de «Goal Programming». La méthode de «Goal Programming» s'est avérée simple dans sa mise en œuvre et offre plus de flexibilité au gestionnaire pour contrôler les poids accordés à chaque fonction objective.

4.2 Modèle d'optimisation

L'objectif de l'étude est la mise en place d'une planification de la réhabilitation des réseaux d'égout. Cette planification est le résultat de la solution d'un problème d'optimisation. Il s'agit de la maximisation de fonctions objectives (la performance structurale et la performance hydraulique) sous la contrainte de budget qui représente une limitation. La solution du problème d'optimisation consiste à choisir parmi un certain nombre de techniques de réhabilitation, celle qui est la mieux adaptée à chacun des tronçons d'égout, et autant sur le plan technique que celui du coût.

La représentation mathématique du problème est:

Maximiser :

$$\begin{cases} F1 : \sum_{i=1}^{Nc} \sum_{j=1}^{Nm} CS_{ij} L_i X_{ij} \\ F2 : \sum_{i=1}^{Nc} \sum_{j=1}^{Nm} CH_{ij} L_i X_{ij} \end{cases} \quad (4.1)$$

Sous contraintes:

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^{Nc} \sum_{j=1}^{Nm} C_{ij} X_{ij} \leq B \\ \sum_{j=1}^{Nm} X_{ij} = 1 \quad \forall i \\ X_{ij} \text{ Binaire } \forall i, \forall j \end{cases} \quad (4.2)$$

avec :

N_c : nombre de conduites dans le réseau;

N_m : le nombre des méthodes de réhabilitation considérées (y compris Remplacement et ne rien faire);

CS_{ij} : indice de performance structurale de la conduite i lorsque réhabilité avec la méthode j ;

CH_{ij} : indice de performance hydraulique de la conduite i lorsque réhabilité avec la méthode j ;

X_{ij} : variable binaire qui prend la valeur 1 lorsque la méthode j est sélectionnée pour la conduite i et zéro autrement;

L_i : Longueur de la conduite i ;

$F1$: fonction de performance structurale

$F2$: fonction de performance hydraulique

C_{ij} : Coût de la réhabilitation de la conduite i lorsque la méthode j est sélectionnée;

B : le budget maximum.

L'une des techniques de résolution des problèmes d'optimisation multi-objectifs est la méthode de « Goal Programming ». Cette méthode consiste à minimiser la déviation des objectifs par rapport à certains objectifs définis.

On définit :

GS : vecteur “Goal” de la performance structurale

GH : vecteur «Goal » de la performance hydraulique

ds₁ : la déviation positive du goal structural

ds₂ : la déviation négative du goal structural

dh₁ : la déviation positive du goal hydraulique

dh₂ : la déviation négative du goal hydraulique

Le problème peut donc être formulé comme suit :

Minimiser :

$$\sum_{i=1}^{N_c} (ds_1 + ds_2 + dh_1 + dh_2)_i \quad (4.3)$$

Sous Contraintes:

$$\left\{
 \begin{array}{l}
 \sum_{i=1}^{Nc} \sum_{j=1}^{Nm} C_{ij} X_{ij} \leq B \\
 \sum_{j=1}^{Nm} CS_{ij} L_i X_{ij} + (ds_1 - ds_2)_i = GS_i , \quad \forall i \\
 \sum_{j=1}^{Nm} CH_{ij} L_i X_{ij} + (dh_1 - dh_2)_i = GH_i , \quad \forall i \\
 (ds_1)_i \geq 0 \quad \forall i \\
 (ds_2)_i \geq 0 \quad \forall i \\
 (dh_1)_i \geq 0 \quad \forall i \\
 (dh_2)_i \geq 0 \quad \forall i \\
 \sum_{j=1}^{Nm} X_{ij} = 1 \quad \forall i \\
 X_{ij} \text{ Binaire} \quad \forall i, \forall j
 \end{array}
 \right. \quad (4.4)$$

Le problème est donc transformé en un modèle d'optimisation linéaire à objectif unique.

Le logiciel Lingo 12.0 a servi à la résolution du problème(LINDO-SYSTEMS-INC, 2011).

4.3 Performance du réseau d'égout

4.3.1 Performance hydraulique

4.3.1.1 Généralités

Les réseaux de drainage sont conçus pour transporter les débits de ruissellement relatifs à des averses de récurrence variant selon un équilibre entre les risques que la collectivité est capable d'accepter et ses moyens financiers. Les périodes de retours considérées en Amérique du nord varient en général entre deux et dix ans. Dans d'autres pays d'Europe, les récurrences de pluie de conception sont au minimum de dix ans et pourraient atteindre vingt cinq ans.

Les critères d'évaluation de la performance hydraulique d'un réseau d'égout varient selon l'endroit dans le réseau, selon l'objectif stratégique de la localité. En effet, plusieurs critères sont susceptibles d'être considérés lors de l'évaluation de la performance hydraulique d'un réseau d'égout à savoir : la capacité hydraulique des tronçons ; la fréquence des mises en charge et leur durée; les volumes débordés; la durée de débordement; l'étendue des débordements dans l'espace et enfin l'importance stratégique des zones touchées.

Quelques études ont modélisé la détérioration hydraulique des réseaux d'assainissement (Moderl et al., 2009; Tran, Perera et Ng, 2010a). L'évaluation des critères de performance hydraulique peut être réalisée à l'aide de modèle de simulation hydraulique. Ces simulations permettent d'évaluer les conditions hydrauliques actuelles et celles après application des interventions de réhabilitation ou de remplacement de certains tronçons dans le réseau d'assainissement. La calibration et la validation du modèle de simulation hydraulique sont essentielles pour que ce dernier reproduise le plus fidèlement possible le comportement hydraulique du réseau. Le réseau d'égout est généralement conçu pour écouler le débit de design à surface libre. Pour des pluies plus importantes que celle considérée lors de la conception ou pour une altération des surfaces de ruissellement (imperméabilisation...) ou encore avec le vieillissement des conduites (augmentation de la rugosité, dépôts...), le réseau peut se mettre en charge. Lors des mises en charge, la ligne piézométrique peut atteindre le niveau des sous sol ou des sols et peut provoquer des débordements et des dégâts dans le réseau lui-même et sur la chaussée et le milieu récepteur de façon générale.

La prise en compte de l'indice de la performance hydraulique dans les planifications et dans les études de la réhabilitation des réseaux d'assainissement n'est pas courante. Dans les rares études où cet indice a été pris en considération, il a été généralement déterminé en se basant sur les résultats de simulations en utilisant des logiciels de simulation hydraulique. Dans certaines études, la cote de performance hydraulique a été liée au rapport de débit maximal à la capacité de la conduite et aux surcharges et inondations et à leurs durées (Reyna, 1993; Reyna, Delleur et Vanegas, 1994; Reyna et Vanegas, 1993). Plus tard Bennis et al. (2003) ont proposé une approche qui tient compte de la propagation de la surcharge vers l'amont pour

donner à chaque conduite sa vraie responsabilité dans la surcharge. Cette approche présente des lacunes car elle ne considère pas le retour dans le système de l'eau perdue et qui ne parvient pas à pénétrer dans le réseau lors des inondations. Également, la formulation du calcul de la cote de performance hydraulique est liée à un pourcentage du niveau de la mise en charge par rapport à la profondeur d'enfouissement. Cependant dans certains cas et lorsque la conduite est suffisamment enfouie dans le sol, une certaine profondeur du niveau piézométrique par rapport au sol (profondeur résiduelle) peut être retenue tout en considérant que le tronçon est performant. D'un autre côté, le débit maximal utilisé pour calculer la hauteur de mise en charge est calculé en utilisant le réseau dans son état actuel. Donc si la ou les branches amont d'un tronçon sont détériorées, le débit utilisé pour calculer la mise en charge du tronçon est sous estimé. En fait lorsque l'amont sera réhabilité, l'indice de performance hydraulique calculé sera erroné et devra être recalculé. Dans cette étude nous apportons une réponse adaptée pour répondre aux lacunes que nous avons relevées dans les méthodes citées qui comportaient des tentatives d'intégration des performances hydrauliques.

4.3.1.2 Fonction de performance hydraulique

Nous proposons dans cette étude une nouvelle façon de calculer la performance hydraulique des différents tronçons d'un réseau de drainage.

Le critère de performance hydraulique d'un tronçon d'égout étant relié à sa capacité d'acheminer l'eau de drainage sans risque d'inondation. Une cote mesurant le dysfonctionnement est alors définie. La cote suivante (CPH_i) est assignée à chaque tronçon :

$$CPH_i = \begin{cases} \frac{(CPH_{min} - CPH_{max})}{PR_{min}} \times PR_i + CPH_{max} & \text{si } 0 \leq PR_i \leq PR_{min} \\ CPH_{min} & \text{si } PR_i \geq PR_{min} \\ CPH_{max} & \text{si } PR_i \leq 0 \end{cases} \quad (4.5)$$

avec :

PR_i : profondeur résiduelle entre le niveau de mise en charge et le niveau du sol de la conduite i (voir Figure 4.1) calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$PR_i = G_i - h_i \quad (4.6)$$

G_i : profondeur d'enfouissement de la conduite i (Figure 4.1),

CPH_i : cote de performance hydraulique de la conduite i ,

CPH_{min} : cote de performance hydraulique minimale,

CPH_{max} : cote de performance hydraulique maximale,

PR_{min} : profondeur résiduelle minimale tolérée pour la localité.

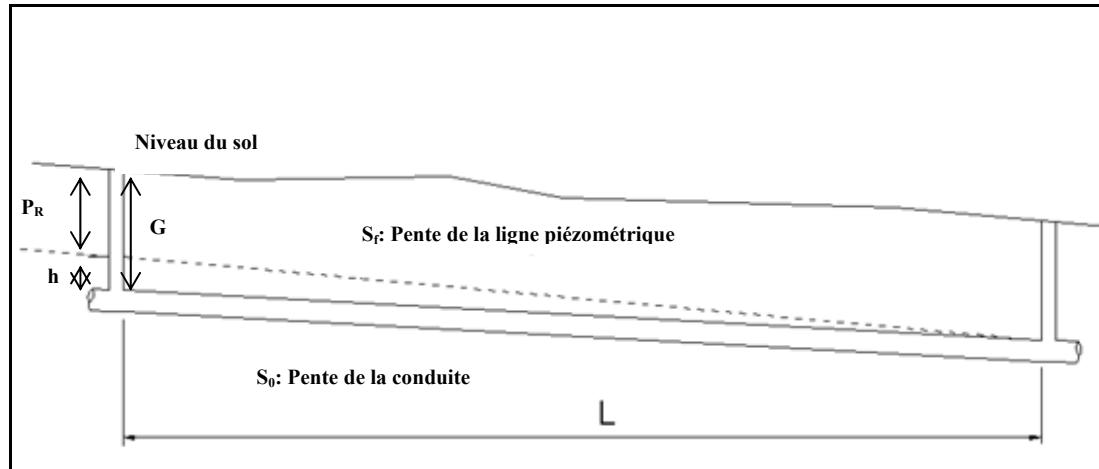


Figure 4.1 Calcul de la profondeur résiduelle

Quand la hauteur de mise en charge dans le regard amont atteint la surface du sol ($h_i=G_i$ et $PR_i=0$) la conduite déborde sur la chaussée et $CPH_i=CPH_{max}$ indiquant que la défaillance est maximale avec un sous sol éventuellement noyé. À l'opposé, quand la profondeur résiduelle $PR_i \geq PR_{min}$, $CPH_i=CPH_{min}$ le niveau de la ligne piézométrique reste en dessous d'un niveau sécuritaire pour la localité et donc la conduite est considérée hydrauliquement adéquate. Entre ces deux extrêmes, la cote CPH_i exprime directement le degré de mise en charge supplémentaire par rapport au niveau sécuritaire toléré pour la localité. Dans le cas où le

niveau de mise en charge accepté est le niveau de la couronne de la conduite, on se retrouve dans le cas particulier considéré dans les travaux de Bennis et al. (2003). Le fait de tolérer un niveau de mise en charge plus haut que la couronne, permet dans certaines situations de maîtriser les apports pour appréhender la pollution des milieux récepteurs en augmentant le temps d'écoulement.

Cependant, lorsque le sol est à haut risque constitué d'un sable fin ou d'une argile de faible plasticité, la mise en charge provoque un débit d'exfiltration à travers les défectuosités de la conduite et une migration des particules fines. Ceci entraîne une formation de vides autour de la conduite qui n'est plus supportée par le sol et qui peut s'effondrer sous les charges statiques et dynamiques qu'elle subit. Il va de soi que ces conséquences se répercutent aussi directement sur les autres infrastructures. Dans des cas pareils, le niveau de mise en charge toléré serait donc le niveau de la couronne (sans mise en charge).

Après réhabilitation ou remplacement, la cote de performance hydraulique est déterminée de la même façon. Cependant, le débit utilisé pour le calcul de la mise en charge à l'amont du tronçon est basé sur les nouvelles caractéristiques du tronçon (nouveau Manning et/ou nouveau diamètre).

4.3.1.3 Prise en compte des conditions aval

La mise en charge d'un seul tronçon suffit pour rehausser le niveau de la ligne piézométrique à des niveaux élevés de quelques tronçons en amont. En fait, plus la pente est faible, plus la propagation de la mise en charge vers l'amont est importante. La hauteur de mise en charge donnée par le modèle de simulation ne sépare pas l'effet de l'aval dans la mise en charge d'un tronçon donné. C'est pour cette raison que dans cette étude, la méthode de calcul de la mise en charge attribuée à chaque tronçon ne considère pas le niveau de mise en charge de son aval et considère un écoulement libre à l'aval. Cette hauteur de mise en charge est calculée à l'aide de l'équation 4.7.

4.3.1.4 Modèle de calcul de la mise en charge

La mise en charge dans le regard amont de chaque conduite est évaluée en considérant un écoulement libre à son aval en utilisant l'équation suivante :

$$h_i = (S_{f_i} - S_{0i}) \times L_i \quad (4.7)$$

avec :

h_i : hauteur de mise en charge à l'amont de la conduite i,

S_{f_i} : perte de charge linéaire de la conduite i,

S_{0i} : pente de la conduite i,

L_i : longueur de la conduite i,

Les pertes de charge sont évaluées en utilisant l'équation de Manning et le débit au niveau du nœud amont. Ce dernier est déterminé en utilisant un modèle de simulation hydraulique (SWMM) calibré et validé pour le réseau d'égout étudié. Le débit à l'amont du tronçon étudié est déterminé en considérant que tout l'amont est performant hydrauliquement afin d'évaluer le vrai débit que la conduite devrait être capable d'acheminer une fois que tout le réseau amont est devenu performant.

4.3.2 Performance structurale

Une conduite de drainage est considérée performante structurale lorsque sa résistance résiduelle lui permet encore de supporter les charges statiques et dynamiques. La résistance structurale d'une conduite peut être affectée par des défectuosités telles que des fissures, des déformations, des défauts mineurs ou majeurs, des défauts de joints, etc. Des campagnes d'inspection et d'auscultation sont nécessaires afin d'avoir une bonne connaissance de l'état de performance existant de chaque tronçon dans le réseau de drainage. Au cours des travaux d'inspection des réseaux d'assainissement, un grand nombre d'images issues du système

CCTV «Closed Circuit Television » est généralement obtenu. Ce qui ne convient pas pour à un diagnostic manuel en raison de la fatigue humaine, la subjectivité, le temps et le coût élevé. Plusieurs projets de recherche ont porté sur l'automatisation de l'analyse de ces images afin de palier à cette problématique (McKim et Sinha, 1999; Moselhi et Shehab- Eldeen, 2000; Wirahadikusumah et al., 1998). Plus récemment, Yang et Su (2009) ont examiné les problèmes liés à la segmentation des défauts basés sur la morphologie des conduites sur les images vidéo d'inspection. Ils ont également proposé une approche pour mesurer les caractéristiques morphologiques des défauts de conduites à partir des images vidéo. Tout d'abord, ils ont procédé à une segmentation morphologique des images vidéo. Sur la base des résultats de segmentation des images vidéo, la morphologie idéale de quatre défauts typiques des conduites, tels que les bris, les fissures, les fractures, et le joint ouvert, sont définis. Deuxièmement, les images vidéo sur lesquelles les défauts sont segmentés avec succès sont sélectionnées pour être le matériel expérimental d'un système de diagnostic. Enfin, la précision de classification et de l'utilité du système de diagnostic ont été évaluées. D'autres recherches ont exploré les méthodes de diagnostic de l'état de performance des réseaux d'assainissement. Avec le temps, les conduites d'égouts subissent des détériorations qui sont d'autant plus rapides que la conduite est mal entretenue et/ou que le sol environnant est agressif. Plusieurs études ont réalisé des évaluations de la détérioration de la performance structurale (Ana et al., 2009; Ana Jr et al., 2009; Khan, Zayed et Moselhi, 2010; Younis et Knight, 2010b).

L'évaluation de la performance structurale des conduites d'égouts est autant un art qu'une science et s'appuie fortement sur le jugement éclairé d'ingénieurs expérimentés (WRC, 1995). La cote de performance structurale attribuée à chaque tronçon de conduite permet d'évaluer l'état de la structure de l'égout, en tenant compte des défauts apparents qui sont généralement fournis par l'inspection. Une méthodologie similaire à celle proposée par le « Water Research Centre » (WRC, 1995) est utilisée pour attribuer à chaque tronçon l'un des cinq grades ou classifications fondées sur le pire état rencontré à l'inspection.(Tableau 4.1). La cote 0 étant l'état sans défauts et 5 indiquant une déformation de 10%, ou pire. Les principaux défauts considérés sont l'effondrement, les déformations, les fissures, les fractures, les pauses et les

défauts communs. Lorsque les déformations atteignent 10% en présence de fissures ou de dégradations sérieuses de la conduite, la cote attribuée est 4. La cote 3 est attribuée lorsque la conduite présente des déformations inférieures à 5% ou en présence de fissures et de dégradations mineures de la conduite. La cote 2 est attribuée en présence de fissures circulaires ou de défauts mineurs de joints.

Tableau 4.1 Classes de performance structurale

Grade	Description	Echelle numérique
Grade 5	Réduction ou Déformation > 10% avec d'autres défauts graves (joints ouverts, fissures ...)	[95, 100]
Grade 4	Déformation 5-10% et des fissures ou Dégradation sérieuse de la conduite	[60, 95[
Grade 3	Déformation 0-5%, fissures et nombreux défauts ou dégradation mineure de la conduite	[30, 60[
Grade 2	Fissures circulaires; ou défauts de joints mineurs.	[5, 30[
Grade 1	Sans défauts structuraux.	[0, 5]

4.4 Méthodes de réhabilitation : coûts et efficacité

Les méthodes de réhabilitation peuvent se grouper en deux catégories : les méthodes à tranchées ouvertes et les méthodes sans tranchée.

Les méthodes à tranchées ouvertes :

Ce sont les méthodes traditionnelles qui nécessitent une excavation dans l'endroit où les nouvelles conduites seront installées ou au niveau de la conduite à réhabiliter (Church et Robinson, 1988). Les méthodes à ciel ouvert génèrent des quantités d'excavation pouvant atteindre des millions de mètres cubes selon la taille du projet. Le genre de travaux d'excavation peut grandement affecter l'environnement entourant le chantier des travaux. Plusieurs avantages et inconvénients sont liés aux méthodes de réhabilitation à ciel ouvert (Atalah, Chang-Jin et Osburn, 2002; Gangavarapu, 2004). Parmi les avantages de ces méthodes on peut citer en premier lieu qu'elles sont les moins coûteuses et les plus rentables pour enterrer les conduites quand le dommage de la surface n'est pas problématique et où les servitudes ne sont pas encombrées de services d'utilité publique. Deuxièmement, elles sont

d'une installation facile, surtout pour les conduites de grand diamètre. Ces méthodes à tranchée ouverte présentent par ailleurs des limitations tels que la création de nombreux problèmes lorsque plusieurs systèmes souterrains sont présents; la production des problèmes environnementaux comme les poussières, le bruit et d'autres interruptions; les difficultés de terrassement en sols durs tels que le socle rocheux et finalement le coût élevé du contrôle du trafic et des perturbations.

Technologies sans tranchées :

Les méthodes sans tranchées font appel à des technologies de pointe pour l'installation ou la réhabilitation des systèmes de conduites souterraines sans excavation ou perturbation du milieu environnant. Cette nouvelle technologie a été utilisée pour résoudre les problèmes souterrains sans excaver de grandes quantités de sol (Isely, Najafi et Tanwani, 1999). Le besoin de méthodes sans tranchées est devenu intéressant en raison de la prévalence des problèmes inhérents à la méthode à ciel ouvert, en particulier en ce qui concerne l'impact environnemental et perturbation de la circulation (Atalah et al. 2002, Gangavarapu 2004). Il existe plusieurs méthodes sans tranchées, qui sont disponibles sur le marché, tels que le micortunnelling, l'éclatement, le forage directionnel etc. Les méthodes sans tranchées ont plusieurs avantages et limites qui sont décrits ci-après (Atalah et al. 2002, Gangavarapu 2004). Les avantages des méthodes sans tranchées sont essentiellement qu'elles sont plus économiques que la tranchée à ciel ouvert lorsque la profondeur de l'excavation, les frais de réinstallation et de mesures de contrôle de la circulation sont importants. Également elles engendrent moins de surface de perturbation et moins de coûts pour le ralentissement du trafic que les méthodes à ciel ouvert notamment pour les projets de traverser de rue. Ce sont des méthodes qui ont un moindre impact environnemental et sont moins influencées par la météo et l'heure de la journée. D'un autre coté ces méthodes sans tranchées présentent des limitations telles que les difficultés de remplacer les conduites souterraines qui sont endommagés. Il existe également de nombreuses limites pour chaque méthode sans tranchées.

Les coûts des méthodes de réhabilitation varient selon plusieurs critères. En effet, la grandeur du projet peut avoir un grand effet sur les coûts unitaires de remplacement ou de réhabilitation. Plus la longueur totale des conduites adjacentes à faire remplacer ou réhabiliter est grande, plus les coûts unitaires sont réduits puisque les frais de mobilisation de la machinerie et de tout le matériel seraient répartis sur une base plus large. Le moment et la région où les travaux seront exécutés peuvent également affecter les coûts unitaires.

La réhabilitation d'une conduite permet à cette dernière d'atteindre les performances structurales et hydrauliques souhaitées. Après une réhabilitation, la conduite voit sa rugosité et/ou son diamètre affectés en plus d'une amélioration éventuelle de son état structural. Les méthodes de chemisage et de tubage, par exemple, engendrent une réduction du diamètre mais améliorent généralement la performance hydraulique puisque la rugosité est diminuée.

4.5 Application

Afin d'illustrer et de valider la méthodologie développée, celle-ci a été appliquée au réseau d'assainissement du secteur 1 de l'arrondissement de Verdun situé au sud de la ville de Montréal (Figure 4.2). Ce bassin est desservi par un réseau unitaire, limité à l'ouest par le canal de l'aqueduc et l'usine de filtration de la Ville de Montréal et inclut une partie du terrain occupé par cette usine. Au nord, le secteur est délimité par le territoire de la Ville de Montréal, au sud par la 1^{re} avenue et à l'Est par le fleuve Saint-Laurent. Le bassin est d'une superficie totale de 177 ha, avec une pente moyenne de 1 %. Le bassin comprend 41,4 hectares de surfaces imperméables directement drainées (toitures) et 135,7 hectares de surfaces dont le pourcentage d'imperméabilité est de 38,5%.

Le réseau possède une capacité hydraulique limitée causant des mises en charge et des inondations à une fréquence plus grande que celle préconisée par les règles de l'art dans la conception des nouveaux réseaux. D'une façon générale, la municipalité subit de 3 à 4 inondations par année qui font l'objet de 60 à 80 réclamations dont le coût unitaire varie entre 1 000 \$ et 60 000 \$ (Dion, 2006b).



Figure 4.2 Réseau d'égout de Verdun

Trois méthodes de réhabilitation sont analysées dans cette application à savoir le chemisage, la projection de mortier de ciment et le remplacement. Ces trois méthodes sont choisies puisqu'elles sont utilisées dans la région et représentent des technologies maîtrisées et dont le coût est assez connu pour la région. Les coûts unitaires utilisés dans cette étude sont présentés sur le graphe ci après.

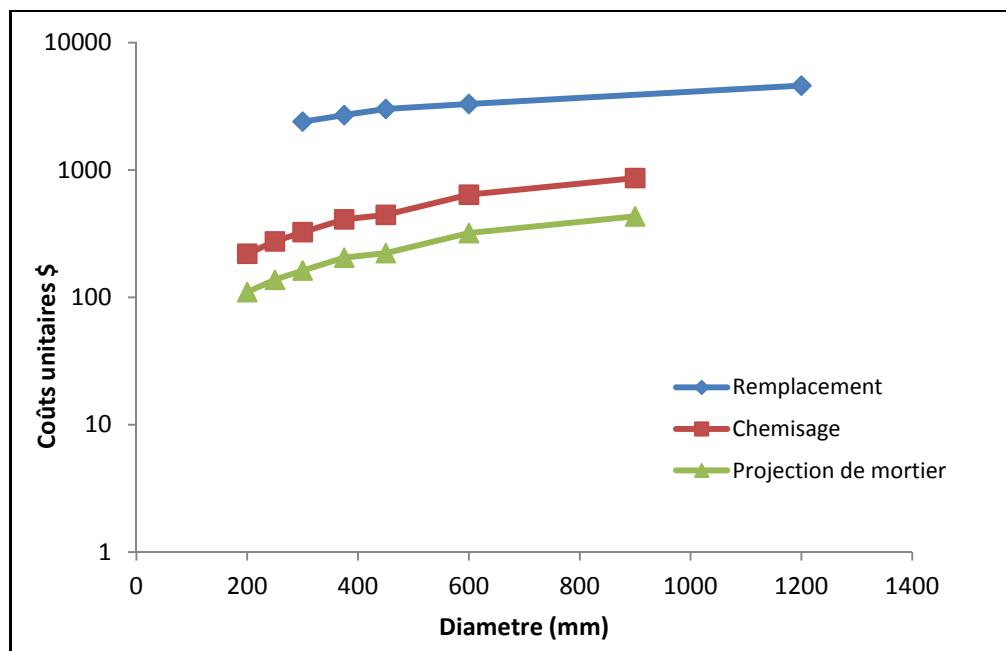


Figure 4.3 Coûts unitaires de construction

4.5.1 Performance hydraulique

Les côtes de performance hydraulique des conduites de l'ensemble du réseau d'égout étudié ont été calculées comme décrit précédemment. Les côtes de performance hydraulique calculée pour les tronçons avant et après la réhabilitation sont indiquées dans le Tableau 4.2 (CPH_0 , CPH_1 , CPH_2 et CPH_3 sont respectivement les côtes de performance hydraulique actuelle, après réhabilitation avec projection de mortier de ciment, après réhabilitation avec chemisage et après remplacement avec le diamètre optimal).

Tableau 4.2 CPH avant et après réhabilitation par différentes méthodes (Verdun)

Nom de la conduite	CPH₀	CPH₁	CPH₂	CPH₃
C1	0	0	0	0
C10-1	0	0	0	0
C10-2Rushb	5	1.91	2.84	0
C10-3	4.9	0.3	1.51	0
C1-1	0	0	0	0
C1-2	0	0	0	0
C1-3	0	0	0	0
C14-1	0	0	0	0
C14-2	0.75	0	0	0
C14-3	5	2.16	3.93	0
C14-4	5	1.21	2.57	0
C14-5	4.65	0	0.83	0
C14-6	0.81	0	0	0
C15-1	5	1.86	3.67	0
C15-10	3.31	1.49	1.87	0
C15-11	3.5	0	1.13	0
C15-2	0.21	0	0	0
C15-3	1.1	0	0	0
C15-9	1	0	0	0
C16-2	2.83	0	0	0
C16-3	0	0	0	0
C17-1	0.5	0	0	0
C18-0	0	0	0	0
C18-1	0	0	0	0
C18-2	0	0	0	0
C20-1	0	0	0	0
C21-1	0	0	0	0
C22-1	1.42	0	0.18	0
C23-1	0	0	0	0
C24-1	0	0	0	0
C25-1	0	0	0	0
C26-1	0	0	0	0
C27-1	1.05	0	0.12	0
C28-1	0	0	0	0
C3-1	5	1.29	3	0
C3-2	4.69	0	0	0
C4-1	0.32	0	0	0
C43-2	0	0	0	0
C49-3	0.71	0	0	0
C52-1	5	2.53	4.03	0
C8-1	0	0	0	0

La cote de performance hydraulique CPH à l'état initial de plusieurs conduites est très détériorée (cote 3 et plus). L'analyse des résultats permet de faire les constats suivants sur la situation après réhabilitation :

- par projection de mortier de ciment ou le chemisage, la CPH diminue généralement pour se rapprocher du zéro lorsque l'état initial n'est pas très détérioré (CPH initiale pas plus grande que 3);
- par chemisage une légère réduction du diamètre fait que la CPH est généralement meilleure avec l'application de la méthode de projection de mortier de ciment qu'avec le chemisage (c'est le cas des conduites C52-1 et C3-1 par exemple);
- par remplacement, la conduite remplacée prend le diamètre optimal qui la rend performante hydrauliquement donc sa cote de performance hydraulique revient à 0.

4.5.2 Performance structurale

Les cotes de performance structurale initiale (CS_0) ont été évaluées à partir des résultats de l'inspection du réseau d'égouts. La côte de performance structurale d'un tronçon est égale à zéro quand il est performant. Une valeur allant de 1 à 5 est attribuée à chaque tronçon qui représente des défectuosités selon la profondeur et l'étendue des défauts. Les mêmes méthodes de réhabilitation que celles utilisées ci-dessus pour la performance hydraulique sont reprises ici, à savoir: la projection de mortier de ciment, le chemisage et le remplacement. Il est évident qu'après réhabilitation d'un tronçon donné, sa durée de vie sera prolongée et sa performance s'approche de l'état neuf. Sa côte de performance tombe à zéro quand la conduite est réhabilitée ou remplacée. Nous avons cependant retenu que certaines méthodes ne peuvent être appliquées pour certains états très détériorés. Dans la présente application, une conduite ayant la cote de performance 5 (qui est un état structural très détérioré) ne peut pas être réhabilitée par la méthode projection de mortier (Tableau 4.3). Par exemple, les conduites C14-1 et C14-2 ont une cote initiale de 5 donc un état structural très détérioré qui ne permet pas l'utilisation de la méthode de projection de mortier de ciment (qui est la méthode ayant l'indice 1). C'est pourquoi l'indice CS_1 de ces deux tronçons reste le même que leur indice initial CS_0 qui est 5. Mais pour l'indice structural 4, le tronçon pourrait selon le cas être remis à neuf ou non avec la projection de mortier de ciment. En effet, si la cote 4 est attribuée à un dommage prononcé et très étendu, la projection de mortier de ciment ne peut pas être appliquée pour rendre la conduite performante structuralement.

Pour les cotes structurales initiales inférieures ou égales à 3, l'application de la projection de mortier de ciment est possible. Les indices de performance structurale des conduites du réseau de Verdun sont montrés au Tableau 4.3. Les indices CPS_0 , CPS_1 , CPS_2 et CPS_3 correspondent respectivement à l'état initial, à l'état après réhabilitation par projection de mortier, à l'état après un chemisage et à l'état après un remplacement. Ces indices servent de base pour le modèle d'optimisation.

4.5.3 Optimisation

Le modèle d'optimisation développé a été appliqué au réseau d'égouts de Verdun qui contient de nombreuses conduites détériorées structuralement et / ou hydrauliquement (Tableau 4.2 et Tableau 4.3). Le modèle d'optimisation a été appliqué à ce réseau d'assainissement avec différents scénarios d'objectifs de rendement hydraulique et structural et avec différents budgets disponibles. Ainsi, trois niveaux de budgets ont été essayés 1 M \$, 3 M \$ et le budget nécessaire pour atteindre le minimum de la fonction « objectif ». Généralement, suite à un programme de réhabilitation, on cherche un certain niveau de performance structurale et hydraulique. Dans une échelle de cotes structurales et hydrauliques allant de 0 (état performant) et 5 (pire état), une cote entre 0 et 2 peut constituer un objectif raisonnable à atteindre pour la municipalité. Il est bien entendu, un objectif pour avoir une côte de performance 0 nécessite un budget plus important que celui pour atteindre un objectif d'une cote de 2. Dans le cadre de cette étude, quatre combinaisons des buts de performances hydraulique et structurale ont été évaluées. Les combinaisons des buts de performance à atteindre ont été groupées en quatre scénarios et sont indiquées dans le Tableau 4.4.

Tableau 4.3 Côtes de performances structurales avant et après réhabilitation (Verdun)

Nom de la Conduite	CPS ₀	CPS ₁	CPS ₂	CPS ₃
C1	3	0	0	0
C10-1	4	0	0	0
C10-2Rushb	3	0	0	0
C10-3	2	0	0	0
C1-1	1	0	0	0
C1-2	1	0	0	0
C1-3	4	0	0	0
C14-1	5	5	0	0
C14-2	5	5	0	0
C14-3	4	0	0	0
C14-4	5	5	0	0
C14-5	0	0	0	0
C14-6	0	0	0	0
C15-1	0	0	0	0
C15-10	0	0	0	0
C15-11	1	0	0	0
C15-2	0	0	0	0
C15-3	0	0	0	0
C15-9	0	0	0	0
C16-2	0	0	0	0
C16-3	4	0	0	0
C17-1	0	0	0	0
C18-0	1	0	0	0
C18-1	2	0	0	0
C18-2	2	0	0	0
C20-1	1	0	0	0
C21-1	4	0	0	0
C22-1	4	0	0	0
C23-1	4	0	0	0
C24-1	2	0	0	0
C25-1	4	0	0	0
C26-1	4	0	0	0
C27-1	1	0	0	0
C28-1	2	0	0	0
C3-1	0	0	0	0
C3-2	0	0	0	0
C4-1	3	0	0	0
C43-2	4	0	0	0
C49-3	3	0	0	0
C52-1	0	0	0	0
C8-1	1	0	0	0

Tableau 4.4 Objectifs de performance structurale et hydraulique pour les différents scénarios

	Scenario 1	Scenario 2	Scenario 3	Scenario 4
But Structural	0	2	0	2
But Hydraulique	0	0	2	2

Pour chaque scénario de combinaisons de buts de performances structurale et hydraulique, une série de budgets a été évaluée. Le résumé des résultats d'optimisation obtenus est montré au Tableau 4.5.

Pour le même scénario, la valeur de la fonction « objectif » de la solution diminue en augmentant le budget alloué. En effet, pour le scénario 1, qui est le scénario le plus exigeant, les valeurs moyennes de la fonction objectif par conduite sont de 0.8, 0.19 et 0 quand le budget alloué est de 1 M\$, 3 M\$ et 7,3 M\$ respectivement. Également la valeur de la fonction objective par conduite diminue en réduisant les exigences de performance. Par exemple pour un même budget alloué de 3M\$, la valeur de la fonction objective par conduite est de 0.19, 0.14, 0.02 et 0.007 pour les scénarios 1, 2, 3 et 4 respectivement.

Les budgets nécessaires pour atteindre les performances souhaitées à chaque scénario sont 7.3 M\$, 6.82M\$, 4.3M\$ and 3.7 M\$ pour les scenarios 1, 2, 3 et 4 successivement. Il est à souligner que dans notre cas, l'objectif 0 de performance hydraulique coûte plus cher que l'objectif 0 de performance structurale. Le budget nécessaire pour atteindre les buts de performance du scénario 4 est le plus faible étant donné que les buts de performances du scénario 4 sont les moins exigeants.

Lorsque le budget alloué devient plus restrictif, le modèle permet d'affecter la méthode de réhabilitation la plus convenable à chaque tronçon qui assurera une meilleure performance structurale et hydraulique globale en dedans du budget. Les méthodes de réhabilitation sélectionnées à chaque tronçon et pour différents budgets alloués sont présentés aux Tableau 4.6, Tableau 4.7, Tableau 4.8 et Tableau 4.9 pour les scénarios : 1, 2, 3 et 4 successivement.

Certaines conduites qui sont performantes soit hydrauliquement ou bien structuralement tels que les conduites C3-1 et C4-1 ne sont pas choisies par le modèle pour être réhabilitées pour des budgets alloués très limités. Cependant pour un budget plus élevé ces conduites sont sélectionnées pour une réhabilitation avec la projection de mortier de ciment et ceci pour tous les scénarios.

Avec un même budget alloué la méthode de réhabilitation sélectionnée pour chaque tronçon peut varier selon les objectifs : structural et hydraulique fixés. Par exemple, les résultats montrent que certaines conduites sont sélectionnées pour être réhabilitées uniquement lorsque l'objectif de performance structural ou hydraulique souhaité est l'état parfait. Par exemple, la conduite C18-1 est sélectionnée pour être réhabilitée par l'application d'une couche de béton uniquement pour les scénarios 1 et 3, tandis que le tronçon C15-3 est choisi pour une réhabilitation uniquement pour les scénarios 1 et 2.

Le modèle d'optimisation développé dans le cadre de cette étude permet d'utiliser les budgets pour réhabiliter les conduites les plus prioritaires et les conduites qui ont une légère détérioration ne sont choisies pour réhabilitation que lorsque les budgets alloués ne sont pas serrés. Prenons l'exemple de la conduite C17-1 qui n'est choisie pour réhabilitation que dans les scénarios 1 et 2 et pour des budgets alloués assez élevés.

Une analyse de la méthode de réhabilitation choisie pour les différents tronçons permet de déceler que la méthode de chemisage n'est sélectionnée que lorsque la méthode de projection de mortier de ciment n'est pas applicable. Ceci est le cas des conduites C14-1 et C14-2. De même le remplacement n'est sélectionné que si la conduite avait besoin d'un agrandissement de diamètre pour devenir performante hydrauliquement et c'est le cas des conduites C14-3 et C52-1. Le modèle d'optimisation permet donc de sélectionner la méthode convenable qui permet de se rapprocher le plus possible des objectifs de performance hydraulique et structural tout en respectant un budget alloué.

Tableau 4.5 Résumé des résultats des différents scénarios

	Scénario 1			Scénario 2			Scénario 3			Scénario 4		
Budget disponible (M\$)	1.0	3.0	7.3	1.0	3.0	6.8	1.0	3.0	4.3	1.0	3.0	3.7
But Structural	0	0	0	2	2	2	0	0	0	2	2	2
But Hydraulique	0	0	0	0	0	0	2	2	2	2	2	2
Fonction Objectif: F	64.79	15.63	0	40.97	11.41	0	42.21	1.26	0	20.25	0.53	0
Fonction Objectif F/ Nombre de conduites	0.800	0.193	0	0.506	0.141	0	0.521	0.016	0	0.250	0.007	0
Coût Total (\$)	981277	2993301	7279570	999558.2	2999697	6801140	997280.6	2853689	4253226	993098.3	2851122	3695248
Nombre de conduites réhabilitées avec Mortier de ciment	16	35	31	14	25	22	17	33	29	13	22	20
Nombre de conduites réhabilitées avec Chemisage	3	3	2	3	2	2	2	3	4	3	2	3
Nombre de conduites remplacées	0	0	8	0	2	8	0	0	3	0	2	3
Longueur réhabilitée avec Mortier de ciment (m)	1375.02	4455.44	3717.81	1397.69	3509.78	2817.51	1601.66	4293.29	3785.48	1390.03	3142.17	2706.17
Longueur réhabilitée avec Chemisage (m)	270.66	270.66	182.88	270.66	182.88	182.88	179.22	270.66	353.87	270.66	182.88	365.88
Longueur de conduites remplacées (m)	0	0	1217.99	0	171.6	1217.99	0	0	424.6	0	171.6	424.6
Cout associé à la réhabilitation par Mortier de ciment (\$)	687010.4	2699035	2348304	705291.8	2101800	1869875	810821.9	2559423	2304549	698831.9	1953225	1743509
Cout associé à la réhabilitation par Chemisage (\$)	294266.5	294266.5	215615.6	294266.5	215615.6	215615.6	186458.7	294266.5	350535.5	294266.5	215615.6	353597.6
Cout associé au remplacement (\$)	0	0	4715650	0	682281.6	4715650	0	0	1598142	0	682281.6	1598142

Tableau 4.6 Résultats du scenario 1

		Budget Alloué (M\$)		
		1	3	7.30
Nom de la conduite	C1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C10-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C10-2Rushb	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Remplacement
	C10-3	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Remplacement
	C1-1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C1-2	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C1-3	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C14-1	Chemisage	Chemisage	Chemisage
	C14-2	Chemisage	Chemisage	Chemisage
	C14-3	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Remplacement
	C14-4	Chemisage	Chemisage	Remplacement
	C14-5	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C14-6	Rien	Rien	Mortier de ciment
	C15-1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Remplacement
	C15-10	Rien	Mortier de ciment	Remplacement
	C15-11	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C15-2	Rien	Rien	Mortier de ciment
	C15-3	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C15-9	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C16-2	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C16-3	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C17-1	Rien	Rien	Mortier de ciment
	C18-0	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C18-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C18-2	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C20-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C21-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C22_1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C23-1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C24-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C25-1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C26-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C27-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C28-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C3-1	Rien	Mortier de ciment	Remplacement
	C3-2	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C4-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C43-2	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C49-3	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C52-1	Rien	Mortier de ciment	Remplacement
	C8-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment

Tableau 4.7 Résultats du scénario 2

		Budget Alloué (M\$)		
		1	3	6.82
Nom de la conduite	C1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C10-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C10-2Rushb	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Remplacement
	C10-3	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Remplacement
	C1-1	Rien	Rien	Rien
	C1-2	Rien	Rien	Rien
	C1-3	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C14-1	Chemisage	Chemisage	Chemisage
	C14-2	Chemisage	Chemisage	Chemisage
	C14-3	Mortier de ciment	Remplacement	Remplacement
	C14-4	Chemisage	Remplacement	Remplacement
	C14-5	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C14-6	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C15-1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Remplacement
	C15-10	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Remplacement
	C15-11	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C15-2	Rien	Rien	Mortier de ciment
	C15-3	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C15-9	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C16-2	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C16-3	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C17-1	Rien	Rien	Mortier de ciment
	C18-0	Rien	Rien	Rien
	C18-1	Rien	Rien	Rien
	C18-2	Rien	Rien	Rien
	C20-1	Rien	Rien	Rien
	C21-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C22_1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C23-1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C24-1	Rien	Rien	Rien
	C25-1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C26-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C27-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C28-1	Rien	Rien	Rien
	C3-1	Rien	Mortier de ciment	Remplacement
	C3-2	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C4-1	Rien	Rien	Mortier de ciment
	C43-2	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C49-3	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C52-1	Rien	Mortier de ciment	Remplacement
	C8-1	Rien	Rien	Rien

Tableau 4.8 Résultats du scénario 3

Nom de la conduite		Budget Alloué (M\$)		
		1	3	4.3
C1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
C10-1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
C10-2Rushb	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
C10-3	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
C1-1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
C1-2	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
C1-3	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
C14-1	Chemisage	Chemisage	Chemisage	Chemisage
C14-2	Rien	Chemisage	Chemisage	Chemisage
C14-3	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Remplacement	
C14-4	Chemisage	Chemisage	Remplacement	
C14-5	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C14-6	Rien	Rien	Rien	
C15-1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C15-10	Rien	Mortier de ciment	Chemisage	
C15-11	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Chemisage	
C15-2	Rien	Rien	Rien	
C15-3	Rien	Rien	Rien	
C15-9	Rien	Rien	Rien	
C16-2	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C16-3	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C17-1	Rien	Rien	Rien	
C18-0	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C18-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C18-2	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C20-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C21-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C22_1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C23-1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C24-1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C25-1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C26-1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C27-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C28-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C3-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C3-2	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C4-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C43-2	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C49-3	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment	
C52-1	Rien	Mortier de ciment	Remplacement	
C8-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment	

Tableau 4.9 Résultats du scénario 4

		Budget Alloué (M\$)		
		1	3	3.7
Nom de la conduite	C1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C10-1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C10-2Rushb	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C10-3	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C1-1	Rien	Rien	Rien
	C1-2	Rien	Rien	Rien
	C1-3	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C14-1	Chemisage	Chemisage	Chemisage
	C14-2	Chemisage	Chemisage	Chemisage
	C14-3	Mortier de ciment	Remplacement	Remplacement
	C14-4	Chemisage	Remplacement	Remplacement
	C14-5	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C14-6	Rien	Rien	Rien
	C15-1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C15-10	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C15-11	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C15-2	Rien	Rien	Rien
	C15-3	Rien	Rien	Rien
	C15-9	Rien	Rien	Rien
	C16-2	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C16-3	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C17-1	Rien	Rien	Rien
	C18-0	Rien	Rien	Rien
	C18-1	Rien	Rien	Rien
	C18-2	Rien	Rien	Rien
	C20-1	Rien	Rien	Rien
	C21-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C22_1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C23-1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C24-1	Rien	Rien	Rien
	C25-1	Mortier de ciment	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C26-1	Rien	Mortier de ciment	Chemisage
	C27-1	Rien	Rien	Rien
	C28-1	Rien	Rien	Rien
	C3-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C3-2	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C4-1	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C43-2	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C49-3	Rien	Mortier de ciment	Mortier de ciment
	C52-1	Rien	Mortier de ciment	Remplacement
	C8-1	Rien	Rien	Rien

4.6 Conclusion

Le modèle de la planification de la réhabilitation des réseaux d'assainissement permet de déterminer d'une façon optimale un plan de travaux de réhabilitation qui maximisera les performances du réseau tout en respectant un budget alloué. La détermination des cotes de performance structurale est basée sur les résultats d'inspection. L'attribution des cotes structurales est établie selon le type et la grandeur des défauts rencontrés lors de l'inspection. Quant à la cote hydraulique, un modèle de simulation hydraulique calé et validé est utilisé. La cote de performance hydraulique est reliée à la profondeur restante entre le niveau du terrain naturel et le niveau maximal de mise en charge. Le modèle proposé permet, selon les besoins et les ressources de la ville, de déterminer une planification optimale de la réhabilitation des conduites du réseau d'assainissement. Il s'agit d'un outil d'aide à la décision qui a été appliqué avec succès sur le réseau de l'arrondissement de Verdun. Selon plusieurs scénarios évalués, le modèle a permis la détermination d'une solution qui concorde bien avec les objectifs et les contraintes de chaque scénario. N'ayant pas de limitation, le modèle peut être utilisé pour des réseaux plus étalés. Les perspectives de ce travail consistent à faire dans un premier temps une étude de sensibilité vis-à-vis des hypothèses sur le choix des techniques de réhabilitation. Il serait intéressant dans un second temps de prendre en considération l'effet de la proximité des conduites réhabilitées par la même technique sur les coûts totaux des interventions. Finalement, le programme pourrait être appliqué pour faire la planification multi-annuelle des interventions de réhabilitation.

CONCLUSION

Les réseaux d'égout manifestent des désordres fonctionnels et structuraux reliés à leur incapacité de drainer les débits de projet sans refoulement et à supporter les charges statiques et dynamiques auxquelles ils sont soumis. L'objectif général de cette thèse a été le développement d'outils pour améliorer le niveau de service de ces réseaux. Pour atteindre cet objectif général, nous avons élaboré des méthodes pour établir la performance initiale de diagnostic hydraulique et structural et des procédures d'optimisation pour maximiser les performances à moindre coût. La méthodologie proposée dans cette thèse suit les principales étapes identifiées dans la littérature pour établir un plan de réhabilitation des conduites d'égouts pluvial et sanitaire.

Une première contribution a été le développement d'un schéma de priorisation des conduites pour la réhabilitation. Afin d'appliquer ce schéma de priorisation, une nouvelle approche pour la détermination de la performance hydraulique a été développée. La performance hydraulique de chaque tronçon a été déterminée avec un débit calculé à son entrée en adoptant une modélisation globale des bassins situés en amont. Ceci permet de prendre en considération les eaux qui ne réussissent pas à pénétrer dans des conduites en charge et qui dans la réalité peuvent se retrouver plus loin dans le réseau. Pour chaque tronçon de conduite d'égout, des indices de performances structural et hydraulique et global ont été calculés à l'aide d'un système flou. Ce système basé sur la logique floue intègre l'état d'intégrité structurale, le comportement hydraulique de la conduite ainsi que l'état de son environnement. Les conduites ayant le même état structural et hydraulique sont classifiées différemment lorsqu'elles sont dans des sites ayant des vulnérabilités différentes. Cette classification a l'avantage d'être plus flexible et peut être facilement mise à niveau par l'ajout de nouvelles fonctionnalités ou dans le choix des nouvelles règles pour améliorer la performance. Les limites de cette méthode sont liées à l'importance des décisions à prendre dans le choix des règles appliquées, car elles ont une influence directe sur la sortie du système. Ces règles doivent donc être soigneusement choisies et basées sur l'analyse logique. D'un autre côté, l'approche du système flou a l'avantage non seulement de prendre plusieurs paramètres en compte mais aussi de tenir compte de leurs interrelations et de leurs niveaux

d'appartenance aux classes de performance. L'indice de performance global ainsi trouvé peut être utilisé directement ou enregistré dans un programme SIG pour la planification et l'optimisation des interventions de réhabilitation.

Dans un deuxième travail une procédure d'optimisation basée sur la programmation binaire a été utilisée pour identifier la méthode de réhabilitation la plus appropriée à chaque tronçon d'égout à partir des méthodes potentielles afin d'améliorer la performance globale du réseau. La performance structurale d'une conduite est évaluée en considérant trois aspects : l'intégrité structurale interne, l'état de l'environnement local pour permettre d'anticiper le taux de dégradation en fonction de présomption du risque ainsi que la vulnérabilité du site qui inclut la localisation spatiale. Les trois aspects sont donc évaluées pour chaque conduite et les données sont ensuite traitées et intégrées en utilisant les règles d'un système flou. Le système d'aide à la décision fournit une matrice de décision pour un horizon de planification prédéfini. Il propose les meilleures méthodes pour maximiser la fonction de performance structurale tout en minimisant les coûts sociaux, de maintenance et d'entretien. Le système d'aide à la décision proposé permet aux gestionnaires d'entreprendre une réhabilitation durable et économique de leurs réseaux. La solution proposée par la procédure d'optimisation entraîne d'importantes économies en coûts de maintenance, une mobilisation plus efficace des ressources et moins de perturbations pour les utilisateurs durant les travaux.

Dans le troisième article, un modèle d'optimisation de la réhabilitation a été développé. Ce modèle de la planification de la réhabilitation des réseaux d'égout permet de déterminer d'une façon optimale un plan de travaux de réhabilitation qui maximisera les performances du réseau tout en respectant un budget alloué. La détermination des côtes de performance structurale est basée sur les résultats d'inspection. L'attribution des côtes structurales est établie selon le type et l'ampleur des défauts rencontrés lors de l'inspection. Quant à la côte de performance hydraulique, un modèle de simulation calé et validé a été utilisé. La côte de performance hydraulique est reliée à la marge disponible entre le niveau du terrain naturel et le niveau maximal de mise en charge dans une conduite. Le modèle proposé permet, selon les

besoins et les ressources de la ville, de déterminer une planification optimale de la réhabilitation des conduites du réseau d'égout. Il s'agit d'un outil d'aide à la décision qui selon plusieurs scénarios évalués, a permis la détermination d'une solution qui concorde bien avec les objectifs et les contraintes de chaque scénario.

Les recherches menées, à travers cette thèse, sur l'optimisation de la réhabilitation des réseaux de drainage permettent d'émettre des recommandations pour des futures recherches. Les axes de recherches recommandés sont :

- faire une étude de sensibilité vis-à-vis des hypothèses sur le choix des techniques de réhabilitation;
- prendre en considération l'effet de la proximité des conduites réhabilitées par la même technique sur les coûts totaux des interventions et;
- application des programmes déjà développés pour faire une planification multi-annuelle des interventions de réhabilitation.

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abraham, D. M., et R. Wirahadikusumah. 1999. *Development of prediction models for sewer deterioration*. Coll. « Durability of Building Materials and Components 8, Vols 1-4, Proceedings ». 1257-1267 p. <<Go to ISI>://000168560400117>.
- Abraham, Dulcy M. 2003. « Life Cycle Cost Integration for the Rehabilitation of Wastewater Infrastructure ». In., p. 627-635. Coll. « Construction Research Congress, Winds of Change: Integration and Innovation in Construction, Proceedings of the Congress ». Honolulu, HI., United States: American Society of Civil Engineers.
- Ammar, Mohammad A., Osama Moselhi et Tarek M. Zayed. 2010. « Decision support model for selection of rehabilitation methods of water mains ». *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance*.
- Ana, E., W. Bauwens, M. Pessemier, C. Thoeye, S. Smolders, I. Boonen et G. De Gueldre. 2009. « An investigation of the factors influencing sewer structural deterioration ». *Urban Water Journal*, vol. 6, n° 4, p. 303-312.
- Ana Jr, E. V., W. Bauwens, C. Thoeye, M. Pessemier, S. Smolders, I. Boonen et G. De Gueldre. 2009. « Determining factors influencing sewer structural deterioration: Leuven (Belgium) case study ». In *International Urban Water Conference, September 15, 2008 - September 19, 2008*. p. 495-501. Coll. « Water and Urban Development Paradigms: Towards an Integration of Engineering, Design and Management Approaches - Proceedings of the International Urban Water Conference ». Heverlee, Belgium: CRC Press.
- Ariaratnam, S. T., A. El-Assaly et Y. Yang. 2001. « Assessment of infrastructure inspection needs using logistic models ». *Journal of Infrastructure Systems*, vol. 7, n° 4, p. 160-165.
- ASCE. 1994. *Existing Sewer: Evaluation and Rehabilitation*. Coll. « Collections :ASCE manuals and reports on engineering practice no. 62; WEF manual of practice FD-6 ». Alexandria, Virg. ;New York, N.Y.: Alexandria, Virg. : Water Environment FederationNew York, N.Y. : American Society of Civil Engineers., 269 p.
- Atalah, Alan, Choi Chang-Jin et Keith Osburn. 2002. « Comparison Study of Installing Fiber Optic Cable in University Campuses Using Trenchless Techniques Relative to Open Cut ». In, sous la dir. de Kurz, George E., 40641. Vol. 114, p. 70-70. Cleveland, Ohio, USA: ASCE. <<http://link.aip.org/link/?ASC/114/70/1>>.
- Baik, Hyeon-Shik, Hyung Seok Jeong et Dulcy M. Abraham. 2006. « Estimating Transition Probabilities in Markov Chain-Based Deterioration Models for Management of

- Wastewater Systems ». *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 132, n° 1, p. 15-24.
- Bairaktaris, D., V. Delis, C. Emmanouilidis, S. Frondistou-Yannas, K. Gratsias, V. Kallidromitis et N. Rerras. 2007. « Decision-support system for the rehabilitation of deteriorating sewers ». *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 21, n° 3, p. 240-248.
- Baker, S. 2008. « An approach for the selection of renewal technologies to remedy structural problems in gravity sewers ». MR55091, Canada, The University of Regina (Canada), 131 p.
<http://proquest.umi.com/pqdweb?did=1947988261&Fmt=7&clientId=46962&RQT=309&VName=PQD>.
- Banasiak, Robert. 2008. « Hydraulic performance of sewer pipes with deposited sediments ». *Water Science and Technology*, vol. 57, n° 11, p. 1743-1748.
- Baptista, M., S. Barraud, E. Alfakih, N. Nascimento, W. Fernandes, P. Moura et L. Castro. 2005. « Performance-costs evaluation for urban storm drainage ». *Water Science and Technology*, vol. 51, n° 2, p. 99-107.
- Barreto, Wilmer, Zoran Vojinovic, Roland Price et Dimitri Solomatine. 2010 « Multiobjective evolutionary approach to rehabilitation of Urban drainage systems ». *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 136, n° 5, p. 547-554.
- Barsoom, Joseph. 1996. « Determining rehabilitated sewer flow capacity ». In., p. 97-104. Coll. « ASCE Specialty Conference, Proceedings ». Burlington, VT, USA: ASCE, New York, NY, USA.
- Ben Tagherouit, W., S. Bennis et J. Bengassem. 2011. « A Fuzzy Expert System for Prioritizing Rehabilitation of Sewer Networks ». *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 26, n° 2 (Feb), p. 146-152.
- Bengassem, Jamal. 2001. « Élaboration d'un système d'aide au diagnostic hydraulique et structural des réseaux d'assainissement urbains ». Montréal, École de technologie supérieure.
- Bengassem, Jamal; Saad; Bennis et J. Loiacono. 2001. « Structural Diagnosis of Sewer Networks ». In *Proceeding of the International Conference on Underground Infrastructure Research* (11-13 June). Kitchener, Ontario.
- Bennis, Saad. 2007. *Conception, diagnostic et réhabilitation du réseau d'égout*. Coll. « Notes de cours: Égouts et aqueducs ». Montréal.

- Bennis, Saad, Jamal Bengassem et Pierre Lamarre. 2003. « Hydraulic performance index of a sewer network ». *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 129, n° 7, p. 504-510.
- Berardi, L. 2009. « An effective multi-objective approach to prioritisation of sewer pipe inspection ». *Water Science and Technology*, vol. 60, n° 4, p. 841-850.
- Breysse, Denys, Elisio Vasconcelos et Franck Schoefs. 2007. « Management strategies and improvement of performance of sewer networks ». *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 22, n° 7, p. 462-477.
- Castillo, O., P. Melin, J. Kacprzyk et W. Pedrycz. 2007b. « Type-2 Fuzzy Logic: Theory and Applications ». In *IEEE International Conference on Granular Computing, GrC 2007* (2-4 November 2007). p.145-150. Silicon Valley, California: IEEE Computer Society Press.
- Castillo, Oscar, Janusz Kacprzyk, Patricia Melin, Witold Pedrycz, Oscar Montiel Ross et Roberto Sepúlveda Cruz. 2007a. *Theoretical Advances and Applications of Fuzzy Logic and Soft Computing*. Berlin, Heidelberg: Berlin, Heidelberg : Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- Chughtai, Fazal, et Tarek Zayed. 2008. « Infrastructure Condition Prediction Models for Sustainable Sewer Pipelines ». *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 22, n° 5, p. 333-341.
- Church, Horace K., et Jeremy Robinson (285). 1988. *Excavation planning reference guide*. Coll. « McGraw-Hill engineering reference guide series. ». New York: McGraw-Hill.
- Cox, Earl (615 p.). 1994. *The fuzzy systems handbook : a practitioner's guide to building, using, and maintaining fuzzy systems* (1994), Boston : AP Professional. London NWI 7DX: Academic Press LIMITED.
- Delleur, J. W. 1994. « Sewerage failure, diagnosis and rehabilitation ». *Urban Drainage Rehabilitation Programs and Techniques*, p. 11-28.
- Dion, Yves. 2006a. « Restructuration hydraulique et environnementale des reseaux d'assainissement ». Maîtrise, Canada, Ecole de Technologie Supérieure (Canada), 143 p.
<http://proquest.umi.com/pqdweb?did=1253504731&Fmt=7&clientId=46962&RQT=309&VName=PQD>.
- Dion, Yves. 2006b. « Restructuration hydraulique et environnementale des réseaux d'assainissement ». Montréal, École de technologie supérieure.

- Dirksen, J., et F. H. L. R. Clemens. 2008. « Probabilistic modeling of sewer deterioration using inspection data ». *Water Science and Technology*, vol. 57, n° 10, p. 1635-1641.
- Dridi, Leila, Marc Parizeau, Alain Mailhot et Jean-Pierre Villeneuve. 2008. « Using evolutionary optimization techniques for scheduling water pipe renewal considering a short planning horizon ». *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 23, n° 8, p. 625-635.
- Ennaouri, I. 2010. « Modelisation de la degradation hydraulique et structurale des reseaux sanitaires et pluviaux ». Canada, Ecole Polytechnique, Montreal (Canada), 94 p. <<http://proquest.umi.com/pqdweb?did=2276264991&Fmt=7&clientId=46962&RQT=309&VName=PQD>>.
- EPA. 2008. *A Screening Assessment of the Potential Impacts of climate changes on Combined Sewer Overflow(SCO) Mitigation in the Great Lakes and New England Regions*.
- Fenner, R. A. 2000. « Approaches to sewer maintenance: A review ». *Urban Water*, vol. 2, n° 4, p. 343-356.
- Gangavarapu, Bhavani Sripathi. 2004. « Analysis and comparison of traffic disruption using open-cut and trenchless methods of pipe installation ». United States -- Michigan, Michigan State University, 102 p. <<http://proquest.umi.com/pqdweb?did=766832381&Fmt=7&clientId=46962&RQT=309&VName=PQD>>.
- Gauffre, Pascal Le, Claude Joannis, Elisio Vasconcelos, Denys Breysse, Claire Gibello et Jean-Jacques Desmulliez. 2007. « Performance Indicators and Multicriteria Decision Support for Sewer Asset Management ». *Journal of Infrastructure Systems*, vol. 13, n° 2, p. 105-114.
- Hahn, M. A. 2002. « Expert system for prioritizing the inspection of sewers: Knowledge base formulation and evaluation ». *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 128, n° 2, p. 121-129.
- Holmberg, Roy D., et Kipp Nelson. 2003. « Prioritizing sanitary sewer rehabilitation with CCTV inspection/automated rating/ranking system ». In. Vol. 1, p. 666-677 Coll. « New Pipeline Technologies, Security, and Safety ». Baltimore, MD, United States: American Society of Civil Engineers.
- Isely, Tom, Mohammed Najafi et Raj Tanwani. 1999. *Trenchless Construction Methods and Soil Compatibility Manual*, 3rd. Arlington, VA, 102 p.

- Iyer, Shivprakash, et Sunil K. Sinha. 2006. « Segmentation of pipe images for crack detection in buried sewers ». *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 21, n° 6, p. 395-410.
- James W., Huber W., Rossman L., Dickinson R., Pitt R., Roesner L. et Aldrich J. 2005. *User's Guide to SWMM*. Guelph, Ontario, Canada.: CHI Computational (Tenth Edition). Computational Hydraulic International.
- Khan, Z., T. Zayed et O. Moselhi. 2010. « Structural Condition Assessment of Sewer Pipelines ». *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 24, n° 2 (Mar-Apr), p. 170-179.
- Kleiner, Y., et B. Rajani. 2001. « Comprehensive review of structural deterioration of water mains: statistical models ». *Urban Water*, vol. 3, n° 3, p. 131-150.
- Korving, H. 2008. « Bayesian updating of a prediction model for sewer degradation ». *URBAN WATER JOURNAL*, vol. 5, n° 1, p. 49-55.
- Kuhn, K. D. , et S. M. Madanat. 2006. « Robust Maintenance Policies for Markovian Systems under Model Uncertainty ». *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 21, n° 3, p. 171-178.
- Kurz, George E., David J. Anderson et Michael A. Burgett. 1997. « SSO and I/I reduction using sewer rehabilitation ». In *Proceedings of the 1997 5th ASCE Construction Congress, October 4-8, 1997*. p. 323-330. Coll. « ASCE Construction Congress Proceedings ». Minneapolis, MN, USA: ASCE.
- Kurz, George E., et Scott Woodard. 2000. « Impacts of overflow reduction resulting from sewer renewal ». In *Proceedings of the ASCE National Conference on Environmental and Pipeline Engineering 2000, July 23, 2000 - July 26, 2000*. p. 213-222 Coll. « Environmental and Pipeline Engineering 2000 ». Kansas City, MO, United states: American Society of Civil Engineers.
- Le Gat, Y. 2008. « Modelling the deterioration process of drainage pipelines ». *Urban Water Journal*, vol. 5, n° 2, p. 97-106.
- Lee, J. H. 2009. « Development of a Decision Making Support System for Efficient Rehabilitation of Sewer Systems ». *WATER RESOURCES MANAGEMENT*, vol. 23, n° 9, p. 1725-1742.
- LINDO-SYSTEMS-INC. 2011. *Lingo user's manual*. 820 p.

- MacLeod, Colin W., Samuel T. Ariaratnam et Ken Chua. 2000. « Evaluation of emergency repair attributes for sewer infrastructure management ». In., p. 10. Coll. « 2000 Annual Conference Abstracts - Canadian Society for Civil Engineering ». London, Ont., Canada: Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, H3H 2R9, Canada.
- Mailhot, Alain, Sophie Duchesne, Emmanuelle Musso et Jean-Pierre Villeneuve. 2000. « Modelisation de l'evolution de l'etat structural des reseaux d'egout: Application a une municipalite du Quebec ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 27, n° 1, p. 65-72.
- Makar, J. M. 1999. « Diagnostic techniques for sewer systems ». *Journal of Infrastructure Systems*, vol. 5, n° 2, p. 69-78.
- Masulli, F. 2007. *Applications of Fuzzy Sets Theory* (July 2007), 4578. Coll. « 7th International Workshop Fuzzy Logic and Applications ».
- Masulli, F., S. Mitra et G. Pasi. 2007. « Applications of fuzzy sets theory ». In *7th International Workshop on Fuzzy Logic and Applications, WILF Camogli, Italy 2007* (7-10 July 2007), sous la dir. de Masulli, F., S. Mitra et G. Pasi. Vol. 4578/2007, p. 693. Berlin Heidelberg Springer-Verlag
- McKim, Robert A., et Sunil K. Sinha. 1999. « Condition assessment of underground sewer pipes using a modified digital image processing paradigm ». *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 14, n° SUPPL. 2, p. 29-37.
- MDDEP, et MAMROT. 2011. *Guide de gestion des eaux pluviales*. 381 p.
- Melin, Patricia. 2007. « Foundations of Fuzzy Logic and Soft Computing. ». In *12th International Fuzzy Systems Association Word Congress*, sous la dir. de IFSA. IFSA, Cancun.
- Micevski, Tom, George Kuczera et Peter Coombes. 2002. « Markov model for storm water pipe deterioration ». *Journal of Infrastructure Systems*, vol. 8, n° 2, p. 49-56.
- Ming-Der, Yang. 2007. « An optimization model of sewage rehabilitation ». *Journal of the Chinese Institute of Engineering*, vol. 30, n° 4, p. 651-659.
- Moderl, M., M. Kleidorfer, R. Sitzenfrei et W. Rauch. 2009. « Identifying weak points of urban drainage systems by means of VulNetUD ». *Water Science and Technology*, vol. 60, n° 10, p. 2507-2513.
- Montero, C. , Á. Villanueva, J. Raclavsky, V. Sulcova, H. Sigurd et G. Freni. 2002. « *Wastewater rehabilitation technology survey* » *Computer Aided Rehabilitation of*

- sewer Networks (Care-s)*. Work package 4: Rehabilitation technology information system, report D12.
- Moselhi, O., et T. Shehab- Eldeen. 2000. « Classification of defects in sewer pipes using neural networks ». *Journal of Infrastructure Systems*, vol. 6, n° Compendex, p. 97-104.
- Murray, Daniel J. 2009. « EPA Aging Water Infrastructure Research Program: State of the Technology for the Condition Assessment and Rehabilitation of Wastewater Collection Systems ». In, sous la dir. de Steve, Starrett. Vol. 342, p. 107. ASCE. <<http://link.aip.org/link/?ASC/342/107/1>>. [http://dx.doi.org/10.1061/41036\(342\)107](http://dx.doi.org/10.1061/41036(342)107)>.
- Nafi, Amir, et Caty Werey. 2009. « Aide a la decision multicritere pour la hierarchisation de troncons d'assainissement dans le cadre d'une gestion patrimoniale ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 36, n° 7, p. 1207-1220.
- Najafi, Mohammad, et Sanjiv B. Gokhale. 2005. *Trenchless technology : pipeline and utility design, construction, and renewal*. New York ; Toronto: McGraw-Hill, xix, 489 p. <<http://www.loc.gov/catdir/bios/mh051/2004062405.html>>.
- Ng, A. W. M., D. H. Tran et N. Y. Osman. 2006. « Modeling serviceability deterioration of concrete stormwater pipes using genetic algorithm trained neural networks ». *WSEAS Transactions on Systems*, vol. 5, n° Copyright 2006, The Institution of Engineering and Technology, p. 1662-1670.
- Pollert, J., R. Ugarelli, S. Saegrov, W. Schilling et V. Di Federico. 2005. « The hydraulic capacity of deteriorating sewer systems ». *Water Science and Technology*, vol. 52, n° 12, p. 207-214.
- Rajani, B., et Y. Kleiner. 2001. « Comprehensive review of structural deterioration of water mains: physically based models ». *Urban Water*, vol. 3, n° 3, p. 151-164.
- Reyna, S. M. 1993. « Optimal planning of sewer systems rehabilitation ». Ph.D. dissertation, United States -- Indiana., Purdue University.
- Reyna, Santiago M., Jacques W. Delleur et Jorge A. Vanegas. 1994. « Multi-attribute rehabilitation of storm or combined sewer systems ». In *Urban Drainage Rehabilitation Programs and Techniques*. p. 55-72. ASCE, New York, NY, USA.
- Reyna, Santiago M., et Jorge A. Vanegas. 1993. « Optimal planning of combined sewer rehabilitation ». In., p. 360-363. Coll. « Water Resources Planning and Management and Urban Water Resources ». Seattle, WA, USA: Publ by ASCE, New York, NY, USA.

- Rosqvist, T. 2000. « Bayesian aggregation of experts' judgements on failure intensity ». *Reliability Engineering and System Safety*, vol. 70, n° 3, p. 283-289.
- Roszman, L. 2008. *Storm Water Management Model . User's manual. Version 5.0*.U.S.: CINCINNATI, OH 45268.
- Schaedler, Nathan J. 2005. « Using GIS to Prevent Sanitary Sewer Overflows and Comply with CMOM Requirements ». In *World Water Congress 2005*, 40792. Vol. 173, p. 232-232. Anchorage, Alaska, USA: ASCE.
[<http://link.aip.org/link/?ASC/173/232/1>](http://link.aip.org/link/?ASC/173/232/1)
- Sebti, Anas. 2011. « Optimisation des coûts de la réhabilitation hydraulique et environnementale d'un réseau de drainage urbain ». Disponible en format PDF.
- Sever, V. Firat, et Barton Bradshaw. 2009. « Adding value to sanitary sewers - An important asset of municipalities ». In *World Environmental and Water Resources Congress 2009: Great Rivers, May 17, 2009 - May 21, 2009*. Vol. 342, p. 5498- 5508 Coll. « Proceedings of World Environmental and Water Resources Congress 2009 - World Environmental and Water Resources Congress 2009: Great Rivers ». Kansas City, MO, United states: American Society of Civil Engineers.
[<http://dx.doi.org/10.1061/41036\(342\)559>](http://dx.doi.org/10.1061/41036(342)559)
- Simicevic, J. , et R. L. Sterling. 2001. *Guideline for Pipe Bursting*. Coll. « TTC technical report ». Vicksburg: U.S. Army Corps of Engineers, 47 p.
[<http://www.latech.edu/tech/engr/ttc/publications/guidelines_pb_im_pr/bursting.pdf>](http://www.latech.edu/tech/engr/ttc/publications/guidelines_pb_im_pr/bursting.pdf)
- Tran, D. H., A. W. M. Ng et B. J. C. Perera. 2007. « Neural networks deterioration models for serviceability condition of buried stormwater pipes ». *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, vol. 20, p. 1144-1151.
- Tran, D. H., B. J. C. Perera et A. W. M. Ng. 2010a. « Hydraulic deterioration models for storm-water drainage pipes: ordered probit versus probabilistic neural network ». *Journal of computing in civil engineering*, vol. 24, n° 2, p. 140-50.
- Tran, D. H., B. J. Chris Perera et A. W. M. Ng. 2009a. « Comparison of structural deterioration models for stormwater drainage pipes ». *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 24, n° Compendex, p. 145-156.
- Tran, Dung H., B. J. Chris Perera et Anne W. M. Ng. 2009b. « Predicting structural deterioration condition of individual storm-water pipes using probabilistic neural

- networks and multiple logistic regression models ». *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 135, n° Compendex, p. 553-557.
- Tran, H. D., et A. W. M. Ng. 2010. « Classifying structural condition of deteriorating stormwater pipes using support vector machine ». In *Pipelines 2010: Climbing New Peaks to Infrastructure Reliability - Renew, Rehab, and Reinvest, August 28, 2010 - September 1, 2010*. Vol. 386, p. 857-866. Coll. « Pipelines 2010: Climbing New Peaks to Infrastructure Reliability - Renew, Rehab, and Reinvest - Proc. of the Pipelines 2010 Conference ». Keystone, CO, United states: American Society of Civil Engineers. <[http://dx.doi.org/10.1061/41138\(386\)82](http://dx.doi.org/10.1061/41138(386)82)>.
- Tran, H. D., B. J. C. Perera et A. W. M. Ng. 2010b. « Markov and neural network models for prediction of structural deterioration of storm-water pipe assets ». *Journal of Infrastructure Systems*, vol. 16, n° Compendex, p. 167-171.
- Tshumuka, Alain Lubini. 2010. « Établissement des courbes de dégradation des conduites des réseaux sanitaires: Méthodologie et étude de cas à Verdun et Ste-Hyacinthe au Québec, Canada ». Montréal, ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL, 64 p.
- Tuhovack, L., V. Sulcova, Villanueva A. et C. Montero. 2003. *Questionnaire Appendix 1 of Report D16 of the project of Computer Aided Rehabilitation of sewer Networks (Care-s)*.
- Wiklund, H. 1998. « Bayesian and regression approaches to on-line prediction of residual tool life ». *Quality and Reliability Engineering International*, vol. 14, n° 5, p. 303-309.
- Wirahadikusumah, Reini, Dulcy M. Abraham, Tom Iseley et Ravi K. Prasanth. 1998. « Assessment technologies for sewer system rehabilitation ». *Automation in Construction*, vol. 7, n° 4, p. 259-270.
- WRC. 1995. *Manual of Sewer Classification*, Third. Swindon, United Kingdom.
- Wright, Leonard T., James P. Heaney et Shawn Dent. 2006. « Prioritizing Sanitary Sewers for Rehabilitation Using Least-Cost Classifiers ». *Journal of Infrastructure Systems*, vol. 12, n° 3, p. 174-183.
- Yang, M. D. 2009. « Segmenting ideal morphologies of sewer pipe defects on CCTV images for automated diagnosis ». *Expert systems with applications*, vol. 36, n° 2, p. 3562-3573.

- Yang, M. D., et T. C. Su. 2009. « Segmenting ideal morphologies of sewer pipe defects on CCTV images for automated diagnosis ». *Expert systems with applications*, vol. 36, n° 2, p. 3562-3573.
- Yang, M. D., T. C. Su, N. F. Pan et P. Liu. 2010. « Sewerage rehabilitation planning ». In *Industrial Engineering and Engineering Management (IEEM), 2010 IEEE International Conference on* (7-10 Dec. 2010). p. 621-625.
- Yoon, Yoojung, Wonjin Kang et Makarand Hastak. 2009. « A System for Rehabilitation Planning of Infrastructure Projects ». In, sous la dir. de Mohammad, Najafi, et Ma Baosong. Vol. 361, p. 1. ASCE. <<http://link.aip.org/link/?ASC/361/1/1>> [http://dx.doi.org/10.1061/41073\(361\)1](http://dx.doi.org/10.1061/41073(361)1)>.
- Younis, Rizwan, et Mark A. Knight. 2010a. « Continuation ratio model for the performance behavior of wastewater collection networks ». *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 25, n° 6, p. 660-669.
- Younis, Rizwan, et Mark A. Knight. 2010b. « A probability model for investigating the trend of structural deterioration of wastewater pipelines ». *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 25, n° 6, p. 670-680.
- Zayed, T. 2011. « The impact on environment of underground infrastructure utility work ». *Structure and Infrastructure Engineering*, vol. 7, n° 3, p. 199-210.

Rapport.Gratuit.Com