

**ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC**

**THÈSE PRÉSENTÉE À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE**

**COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DU
DOCTORAT EN GÉNIE
PH.D.**

**PAR
JAMAL BENGASSEM**

**ÉLABORATION D'UN SYSTÈME D'AIDE AU DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE
ET STRUCTURAL DES RÉSEAUX D'ASSAINISSEMENT URBAINS**

MONTREAL, LE 5 MARS 2001

© droits réservés de Jamal Bengassem

CETTE THÈSE A ÉTÉ ÉVALUÉE

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

- ◆ M. Saâd Bennis, directeur de thèse
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure
- ◆ M. François Brissette, professeur
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure
- ◆ M. Robert Leconte, professeur
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure
- ◆ M. Guy Félio, chercheur
Conseil national de recherches du Canada, Institut de recherche en
construction

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

LE 21 DÉCEMBRE 2000

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

ÉLABORATION D'UN SYSTÈME D'AIDE AU DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE ET STRUCTURAL DES RÉSEAUX D'ASSAINISSEMENT URBAINS

Jamal Bengassem

(sommaire)

Jusqu'à présent, la réhabilitation des réseaux d'assainissement urbains (RAU) a été réalisée en dehors d'un cadre méthodologique de gestion économique et durable. En raison du report continu des interventions, les RAU se dégradent au point d'atteindre parfois un niveau de défaillance critique. Cet état précaire a des répercussions sur la qualité du service et le fonctionnement normal de ces réseaux. Désormais, les gestionnaires devront se doter de moyens structurés pour apprécier l'état de leurs réseaux et mettre en place un programme de réhabilitation efficace. C'est dans ce contexte que nous avons conçu un outil d'aide au diagnostic des RAU. Cet outil est basé sur une méthode systématique d'analyse du fonctionnement du réseau où des indices de performance sont évalués pour pouvoir comparer l'état des ses différentes composantes. L'évaluation de ces indices est réalisée par la détermination des paramètres de performance hydrauliques et structuraux et leur intégration. Les paramètres de performance hydraulique reflètent les mises en charge éventuelles que la conduite provoque sur elle-même ainsi que sur toutes les conduites situées en amont, sur la même branche, tout en tenant compte de la vulnérabilité et de la capacité de rétention de chaque site. Les paramètres structuraux sont caractérisés par deux aspects : le premier est intrinsèque car il est propre à la conduite. Il permet de tenir compte des différents défauts relevés lors de l'étape d'auscultation. Le second qui est extrinsèque permet d'anticiper le taux de dégradation et l'impact occasionné, en tenant compte de l'environnement dans lequel évolue la conduite.

Pour obtenir un indice de performance unique, plusieurs approches heuristiques et intuitives intégrant les différents paramètres fonctionnels et structuraux ont été proposées dans la littérature. L'approche utilisée dans ce travail est différente : un système expert flou est conçu pour agréger les différents paramètres de performance et obtenir un indice de performance global pour chaque tronçon du RAU, en tenant compte simultanément des aspects hydraulique et structural.

ABSTRACT

The development of a rehabilitation program requires, as a preliminary, an assessment of the sewer network. Such an evaluation can be a challenging task for the managers of these networks. Most of the existing assessment methods use an evaluation grade based on the observed degradations and related features such as their severity, the risks, their evolutions in time and/or their impacts on the system. The sections of pipes having an evaluation grade below the fixed tolerance level will thus become critical and hence are prioritized for rehabilitation. The analysis of the current practices shows that, for diagnosis of sewer networks, there is a lack of a structured, rational and entirely satisfactory method, which objectively integrates the most influencing parameters. This thesis presents a systematic methodology which was developed to evaluate the structural performance of the sewer network. Such a methodology can be seen as a tool to assist the managers with their diagnosis needs. It identifies abnormally degraded elements and objectively grade them, on the basis of not only the state of the pipe but also the relative importance of its degradations and its environment. Hydraulic and structural conditions are evaluated and then integrated using a fuzzy inference system. The methodology was successfully applied to a combined sewer in the city of Laval, Canada.

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer ma gratitude à tous ceux qui ont contribué à la réalisation de cette thèse, et je cite en particulier: le professeur Saad Bennis, mon directeur de thèse, pour son aide morale et matérielle, son sens critique et sa grande disponibilité tout au long de cette étude, la confiance qu'il m'a témoignée ainsi que ses bons conseils qui étaient d'un précieux secours.

Je remercie toute l'équipe du service d'ingénierie de Ville Laval et particulièrement monsieur Pierre Lamarre chef de division –plans directeur du service de l'environnement d'avoir mis à notre disposition les données nécessaires à la réalisation de cette étude. Je remercie aussi l'équipe du Centre d'Expertise et de Recherche en Infrastructures Urbaines pour leur soutien technique.

Enfin, j'aimerais exprimer ma très profonde reconnaissance à mes parents, ma femme et mes frères et sœurs pour leur support moral et financier, c'est d'ailleurs à eux que je dédie ce mémoire.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
SOMMAIRE	iii
ABSTRACT	iv
REMERCIEMENTS.....	v
TABLE DES MATIÈRES	vi
LISTE DES TABLEAUX.....	ix
LISTE DES FIGURES.....	xi
LISTE DES GRAPHIQUES.....	xiii
LISTE DES ABRÉVIATIONS.....	xiv
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 - PROBLÉMATIQUE DE GESTION ET RÉHABILITATION DES RÉSEAUX D'ASSAINISSEMENT URBAINS	5
1.1 Définition d'un réseau d'assainissement.....	5
1.2 Dégradation des réseaux d'assainissement.....	7
1.3 Les défaillances des réseaux d'assainissement.....	7
1.3.1 Défaillance fonctionnelle.....	8
1.3.2 Défaillance structurale	11
1.4 Gestion de la réhabilitation des réseaux d'assainissement urbains	13
1.4.1 Introduction.....	13
1.4.2 Notion d'entretien et de réhabilitation des réseaux existants.....	15
1.4.2.1 Action d'entretien.....	15
1.4.2.2 Action de réhabilitation	15
1.4.2.3 La maintenance préventive.....	16
1.4.2.4 La maintenance corrective.....	17
1.4.3 Méthodes de réhabilitation des réseaux existants	18
1.4.3.1 Réhabilitation structurale.....	19
1.4.3.2 Réhabilitation hydraulique	20
1.5 Méthodologies de gestion de la réhabilitation.....	23
1.6 Problématique des études de diagnostic des RAU	38
1.7 Conclusion.....	40

CHAPITRE 2 - ÉLABORATION D'UNE FONCTION DE PERFORMANCE	
HYDRAULIQUE D'UN RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT URBAIN 42	
2.1	Introduction 42
2.2	Rappels théoriques 43
2.2.1	Écoulement à surface libre 47
2.1.1	Écoulement en charge 47
2.1.2	Modélisation de la transition entre les deux types d'écoulement 47
2.1.3	Résolution numérique des équations dynamiques 51
2.3	XP-SWMM :outil de simulation utilisé..... 52
2.4	Critère de performance hydraulique 54
2.5	Mises en charge dans un RAU 56
2.6	Modèle de Diagnostic Hydraulique (MDH)..... 61
2.1.4	Formulation mathématique 61
2.6.1	Algorithme général de fonctionnement 68
2.7	Validation du modèle MDH 69
2.7.1	Localisation et caractéristiques physiques du réseau 69
2.7.2	Situation générale de l'étude..... 70
2.7.3	Données du réseau unitaire existant..... 71
2.7.3.1	Données Pluviométriques 71
2.7.3.2	Données relatives à l'infiltration 71
2.7.3.3	Caractéristiques des bassins de drainage 72
2.7.4	Étude de cas I 72
2.7.4.1	Considérations générales 72
2.7.4.2	Résultats du modèle MDH 73
2.7.5	Étude de cas II..... 78
2.7.5.1	Situation de l'étude 78
2.7.5.2	Simulations hydrauliques 80
2.7.5.3	Répartition des responsabilités dans la branche Quintal 85
2.8	Conclusion..... 90
CHAPITRE 3 - ÉTUDE DÉTAILLÉE DE LA PERFORMANCE STRUCTURALE	
D'UN RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT URBAIN 92	
3.1	Mécanismes de dégradations structurales 92
3.2	Les méthodes d'auscultation structurales..... 96
3.3	Paramètres d'évaluation de la condition structurale..... 97
3.3.1	Évaluation de la condition intrinsèque à la conduite (ECI) 98
3.3.2	Évaluation de la condition extrinsèque (ECE)..... 98
3.3.3	Vulnérabilité du site..... 101
CHAPITRE 4 - INTÉGRATION DES PERFORMANCES 103	
4.1	Introduction 103

4.2	Théorie de la logique floue.....	103
4.2.1	Concepts de base.....	103
4.2.2	Opérations de base sur les ensembles flous	105
4.2.3	Système d'inférence flou	105
4.2.3.1	Fuzzification.....	109
4.2.3.2	Implication et agrégation.....	109
4.2.3.3	Defuzzification.	110
4.3	Mise en œuvre du système flou de diagnostic.....	111
4.3.1	Implantation	111
4.3.2	Système flou de diagnostic hydraulique	114
4.3.3	Système flou de diagnostic structural	117
4.3.4	Système flou de diagnostic global	118
4.4	Applications.....	119
4.4.1	Étude de cas I	120
4.4.2	Étude de cas II.....	124
	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	131
	BIBLIOGRAPHIE	134
	ANNEXES	139
	I : Données hydrauliques et hydrologiques	139
	II : Résultats de simulation hydraulique.....	145

LISTE DES TABLEAUX

	Page
2.1 Lecture des cotes N.....	67
2.2 Caractéristiques des conduites (cas I).....	73
2.3 Résultats du modèle MDH (conduites 16,15,14 ,13 sous dimensionnées).....	74
2.4 Résultats du modèle MDH (conduites 15,14 et 13 sous dimensionnées).....	76
2.5 Résultats du modèle MDH (conduites 14 et 13 sous dimensionnées).....	76
2.6 Résultats du modèle MDH (conduite 13 sous dimensionnée).....	77
2.7 Cotes de performance de la branche Quintal: réseau existant (pluie de 1/1 ans) ..	85
2.8 Cotes de performance de la branche Quintal: scénario I (pluie de 1/1 ans)	86
2.9 Comparaison avec les rapports des débits	87
2.10 Responsabilités des conduites : cas du soulagement complet de l'aval	88
2.11 Cotes de performance de la branche Quintal: scénario II (pluie de 1/1 ans).....	89
3.1 Défauts structuraux	93
3.2 Échelle de gravité des dégradations d'ordre structural.....	99
3.3 Échelle d'agressivité des facteurs extrinsèques	101
3.4 Échelle de vulnérabilité des sites.....	101
4.1 Définition des classes de performance	112
4.2 Données numériques.....	120
4.3 Paramètres structuraux des conduites (cas I).....	121
4.4 Indices de performances obtenus par les trois systèmes.....	122

4.5	Paramètres structuraux des conduites (cas II)	125
4.6	Résultats : indices de performances structurale.....	126
4.7	Résultats : indices de performance hydraulique	127
4.8	Résultats : indices de performance globale :.....	128
4.9	Résultats des trois systèmes.....	129

LISTE DES FIGURES

	Page
0.1 Schéma général de fonctionnement	3
1.1 Arbre de défaillance d'un RAU.....	9
1.2 Durée de vie d'un système de drainage urbain (adaptée de Grigg (1992))	14
1.3 Processus de décision d'entretien et de réhabilitation d'un RAU.....	17
1.4 Planification et mise à jour des données (étape1).....	26
1.5 Enquête abrégée (étape2).....	27
1.6 Enquête détaillée (étape 2).....	28
1.7 Enquête abrégée (étape 3 et 4).....	29
1.8 Priorisation et choix du programme de réhabilitation Enquête détaillée	30
1.9 Conduites critiques	31
2.1 Relation débit - hauteur d'eau dans une conduite circulaire	48
2.2 des étapes de transition régime d'écoulement à surface libre / en charge (adaptée de Li et McCorquodale (1999)).....	50
2.3 Illustration de l'exemple	58
2.4 Propagation des perturbations C^+ et C^-	63
2.5 Schéma du réseau (cas I)	72
2.6 Réseau existant (cas II).....	79
2.7 Illustration des nœuds dans la branche Quintal	81
2.8 Illustration du scénario I	83

2.9	Illustration du scénario II.....	84
3.1	Processus de dégradation d'une conduite. Exemple 1 (WRC, 94).....	94
3.2	Processus de dégradation. Exemple 2 (WRC, 94).....	95
4.1	Opérations de base sur les ensembles flous.....	106
4.2	Structure d'un moteur d'inférence flou	108
4.3	Système d'évaluation hydraulique.....	114
4.4	Classes d'appartenance du paramètre RR.....	115
4.5	Classes d'appartenance du paramètre ER.....	115
4.6	Classes d'appartenance de la variable VS	116
4.7	Système d'évaluation structurale	116
4.8	Classe d'appartenance de ECI	117
4.9	Degrés d'appartenance de ECE	118
4.10	Système d'évaluation de la performance globale	118
4.11	Appartenance aux différentes classes de performance	120

LISTE DES GRAPHIQUES

	Page
4.1 Variation des indices de performance (cas I)	123
4.2 Variation des indices de performance (cas II)	130

LISTE DES ABRÉVIATIONS

Q	le débit, m^3/s
A	la section mouillée, m^2
V	la vitesse d'écoulement, m/s
g	l'accélération de la pesanteur, m/s^2
S_0	la pente du fond, m/m
S_f	la pente d'énergie, m/m
A	la surface d'écoulement, m^2
B	la largeur du miroir, m
Z_i	la cote du radier au droit du cheminée i, m
D_i	le diamètre de la conduite i, m
α_i	le coefficient de correction de l'énergie cinétique
H_i	la mise en charge de la conduite i comptée à partir de la couronne, m
$S_{f_i}^k$	la perte de charge dans la conduite k, m
P_i	la pression dans le points i, Kpa
$P_{dc_{i-j}}$	la perte de charge totale entre les nœuds i et j, m
h	la hauteur piézométrique mesurée à partir du radier, m
a	la célérité de l'onde, m/s
L_{ij}	la longueur séparant les deux cheminées i et j, m
PR	la profondeur d'enfouissement mesurée à partir de sa couronne amont, m
n_{ij}	le coefficient de Manning
$\mu_A(x)$	l'appartenance d'un élément x à un ensemble flou A

INTRODUCTION

Diverses études et recherches révèlent que depuis quelques années la plupart des réseaux d'assainissement urbains (RAU) sont dans un état précaire (Grigg, 1994). Dès les premières années de leur mise en service, l'entretien préventif demeure l'un des moyens efficaces pour conserver l'intégrité de ce patrimoine, assurer sa pérennité et retarder ainsi les travaux de réhabilitation et de reconstruction majeurs. Ces études confirment que le niveau de détérioration des infrastructures, en général, a atteint un niveau si critique que les coûts de restructuration et de réhabilitation suivent une croissance exponentielle et que les réseaux nécessitent des efforts importants pour leur remise en état de fonctionnement. Ainsi, les investissements nécessaires à la réhabilitation et la restructuration des RAU se chiffrent en milliards de dollars. Les différents paliers du gouvernement doivent réinvestir des sommes énormes s'ils veulent ramener les réseaux d'égout et d'aqueduc à un niveau de fonctionnement acceptable. Sachant qu'au Canada la moitié des réseaux ont plus de 30 ans d'âge et que le taux de leur extension est de moins de 1% par an depuis 1980, il est évident que nous sommes entrés dans une logique de gestion axée principalement sur un besoin de maintenance et que les investissements en matière de réhabilitation vont occuper une partie importante des budgets municipaux dans les années à venir.

Plusieurs causes sont à l'origine de la dégradation des RAU. Les plus importantes sont le vieillissement, l'urbanisation et les pratiques inefficaces de gestion. Avec l'urbanisation par exemple, la quantité des eaux à évacuer est de plus en plus importante, occasionnant des défaillances structurales et fonctionnelles. Ces situations qui sont responsables de plusieurs désordres tels les refoulements dans les sous-sols et les rues, les infiltrations/exfiltrations et l'effondrement des rues, rendent le réseau incapable de remplir les fonctions pour lesquelles il a été conçu. De plus, tout report dans le futur des

interventions relatives à la réhabilitation de ces réseaux, aura un impact majeur sur leur pérennité et la qualité des services.

Dans ce contexte et compte tenu de ces enjeux, il faut mener des programmes de réhabilitation élaborés afin de maintenir les services d'assainissement à un niveau de performance acceptable. Une approche axée sur la planification et le développement durable des ressources est, de ce fait, incontournable. Malheureusement, dans le contexte actuel, la plupart des décisions sont encore prises sur la base de l'expertise spécifique de quelques personnes et sur des considérations basées sur l'expression d'intérêts politiques, économiques, sociaux, environnementaux ou autres. Cette manière de faire entraîne souvent des décisions parfois subjectives, dans certains cas intuitives, pour déterminer la meilleure action à prendre.

Par ailleurs, il faut souligner que la réussite d'un programme de réhabilitation repose sur une bonne connaissance du réseau et ses problèmes qui définit l'étude de diagnostic. Les meilleures conditions pour la réalisation d'un programme de réhabilitation efficace, tant sur le plan technique que sur le plan économique, sont offertes à des études de diagnostic élaborées où la performance est minutieusement évaluée pour chaque composante du système d'assainissement. Notons que la performance d'un RAU comporte généralement deux aspects, l'un fonctionnel et l'autre structural. La plupart des méthodes d'évaluation utilisées attribuent une note basée sur la sévérité des dégradations relevées et le risque de leur évolution dans le temps (WRC, 1994), (ASCE, 1994) et (Reyna, 1993). Les tronçons de conduites ayant une cote en deçà du seuil de tolérance seront donc critiques et prioritaires à la réhabilitation. Bien que plusieurs villes à travers le monde possèdent leur propre système de gestion de la réhabilitation, les études de diagnostic se limitent souvent à l'aspect structural basé sur des inspections télévisuelles. Certaines villes procèdent systématiquement à la recherche des infiltration/exfiltration. D'autres, ayant des problèmes de débordement, se tournent vers des modèles de simulation hydraulique pour essayer de corriger ces situations. L'analyse des pratiques actuelles montre qu'il n'y a aucune méthode structurée et entièrement satisfaisante capable de faire un diagnostic du réseau d'assainissement qui intègre les aspects hydraulique et structural.

Afin de répondre aux besoins des gestionnaires des RAU, nous proposons un outil d'aide au diagnostic pour assurer une meilleure connaissance de ces réseaux. Cet outil consiste à assigner une cote de performance structurale et fonctionnelle à chaque composante, qui reflète leur juste part de responsabilité. L'évaluation de ces cotes de performance tient compte de l'état de dégradation des composantes du réseau, de l'importance relative de ces dégradations et les différentes interactions entre les tronçons constitutifs du RAU, de leur environnement et d'un ensemble de facteurs susceptibles d'amplifier ces dégradations ou leurs impacts. Les paramètres caractérisant les performances fonctionnelle et structurale du réseau sont définis. L'utilisation d'un système expert flou (SEF) permettra d'intégrer l'ensemble de ces paramètres et de fournir une évaluation de performances d'un RAU. La figure 1 ci-dessous, illustre la méthodologie proposée dans le cadre de ce travail.

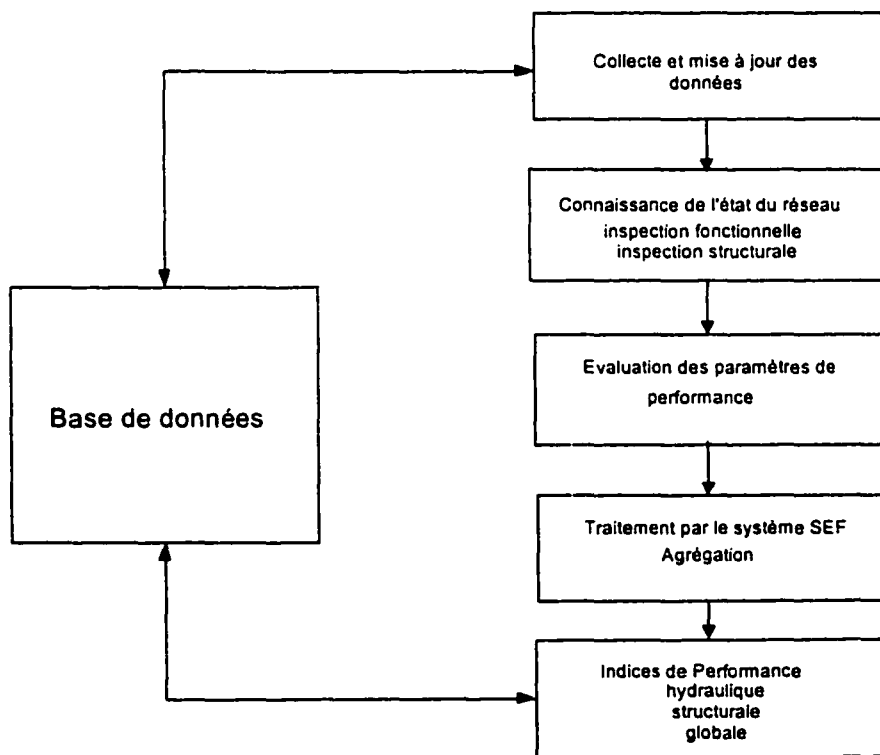


Figure 0.1 Schéma général de fonctionnement

Le système SEF offre la possibilité de traiter parallèlement les résultats d'évaluation des performances, hydraulique et structurale, et sera utilisé d'une part, pour nuancer l'appartenance aux différents intervalles des paramètres de performance, caractérisés par des limites abruptes, et d'autre part, pour agréger ces paramètres. Des systèmes d'inférence floue sont conçus pour intégrer ces différents paramètres dans un indice unique qui reflète le niveau de performance de chaque tronçon. Les inter-relations entre les différentes composantes et les causes des dégradations sont prises en considération dans ce processus d'évaluation.

La thèse comporte quatre chapitres. Après cette brève introduction, le chapitre 1 passe en revue les différents types de réseaux d'assainissement, leurs aspects fonctionnels et les types de dégradations qu'ils subissent. Des notions de maintenance et de réhabilitation ainsi que les recherches qui leur sont associées sont aussi mentionnées dans ce chapitre.

Le chapitre 2 décrit les paramètres de la performance hydraulique et le modèle de diagnostic hydraulique qui se charge de les calculer. On y trouvera également les outils de base nécessaires à la compréhension de la modélisation hydraulique.

Au chapitre 3 nous définissons les paramètres d'évaluation de la performance structurale nécessaire au diagnostic. Le chapitre 4 concerne l'intégration des performances par le système expert flou. Finalement, la conclusion et recommandations illustrent la synthèse et les perspectives de ce travail.

CHAPITRE 1

PROBLÉMATIQUE DE GESTION ET RÉHABILITATION DES RÉSEAUX D'ASSAINISSEMENT URBAINS

1.1 Définition d'un réseau d'assainissement urbain

Les réseaux d'assainissement urbains (RAU) sont constitués d'un ensemble de composantes hydrauliques comprenant des conduites, des regards, des puisards, des stations de pompage, des bassins de retenue et différents ouvrages de contrôle. Leur mission principale est la collecte et l'évacuation adéquate des eaux usées vers une station de traitement ou vers un lieu de déversement approprié.

L'établissement d'un réseau d'assainissement urbain doit répondre, en général, à deux préoccupations :

- a. Éliminer les eaux usées domestiques et industrielles pour assurer l'hygiène publique tout en évitant la pollution des milieux naturels;
- b. Évacuer de façon adéquate les eaux pluviales pour empêcher l'inondation des zones urbaines et assurer la sécurité des citoyens.

L'ensemble de ces eaux est capté puis évacué par le réseau d'assainissement. Une station de traitement est conçue à l'aval de ce dernier pour traiter les eaux usées. Lorsque la capacité de la station est dépassée, le surplus de ces eaux usées est rejeté directement par des déversoirs d'orage. Pour un système unitaire, le déversement est connu sous le nom C.S.O (*Combined Sewer Overflow*) et SSO (*Storm Sewer Overflow*) pour un système pluvial. Il faut rappeler qu'il existe trois types de réseaux:

- a. le réseau séparatif : il est composé de deux réseaux de conduites distincts qui se chargent, l'un des eaux usées d'origine domestique et/ou industrielle et l'autre, des eaux de ruissellement, d'infiltration et de drainage ;
- b. le réseau pseudo-séparatif : c'est un réseau séparatif, dans lequel l'égout sanitaire collecte, en plus des eaux domestique et industrielle, les eaux de toiture et les drains de fondation ;
- c. le réseau unitaire : il collecte toutes les eaux, déjà mentionnées, dans un même réseau de conduites. Il possède des régulateurs qui déversent directement dans le milieu récepteur le surplus des eaux usées qui ne peuvent être traitées par la station d'épuration.

Lors de leur implantation, les réseaux séparatifs étaient considérés comme des solutions miracles aux différents problèmes rencontrés dans les systèmes unitaires. Aujourd'hui, plusieurs chercheurs (Chocat, 1997) les considèrent comme étant une solution très coûteuse et contraignante. Ils recommandent d'utiliser le réseau séparatif uniquement dans des zones peu peuplées et où la pollution pluviale est relativement faible.

Hormis certains endroits où des stations de pompage sont mises en place, l'évacuation des eaux d'assainissement est faite généralement par gravité et dépend des caractéristiques des canalisations telles que la pente, le matériau, les dimensions et la forme. La conception des systèmes de drainage urbain, pluvial ou unitaire, est basée en partie sur la probabilité d'occurrence des événements pluvieux. Les apports en eaux sont aléatoires, contrairement aux systèmes de collecte des eaux usées où les apports variables peuvent être majorés par la quantité maximale d'eau consommée quand les infiltrations et le captage restent modérés.

En pratique, les RAU sont conçus sur la base d'un équilibre économique entre le coût de construction du réseau proprement dit, le niveau de service voulu et les coûts directs et indirects, en cas du dépassement de la capacité de design. Durant les dernières décennies, suite à l'urbanisation et l'accroissement démographique, les réseaux d'assainissement

souffrent de deux problèmes importants; le dépassement de leur capacité et l'usure. Le premier nécessite, pour sa correction, une réhabilitation hydraulique. Le second peut être retardé grâce à un bon entretien.

1.2 Dégradation des réseaux d'assainissement

Un réseau d'assainissement est dit dégradé lorsqu'il est incapable d'assurer les conditions nécessaires à la réalisation des objectifs qui lui sont assignés. La dégradation est quantifiée par l'écart existant entre l'état réel (performance actuelle) et l'état prévu (performance optimale). Notons que ce dernier est une notion relative. Il est orienté par les attributs et les préférences des gestionnaires du réseau.

Une composante d'un réseau peut continuer à se dégrader sous l'effet de l'environnement auquel elle est soumise : la variation des contraintes qui lui est appliquée et l'action corrosive de l'effluent. Si ces mécanismes ne sont pas contrôlés par le biais d'une maintenance corrective, les défaillances subséquentes auront des conséquences graves sur le réseau lui même et sur son environnement.

1.3 Les défaillances des réseaux d'assainissement

D'une manière générale, un RAU remplit convenablement ses fonctions, lorsqu'il ne présente pas de défaillance structurale et lorsqu'il assure, du point de vue fonctionnel, une évacuation adéquate des eaux, tout en respectant les normes locales d'assainissement.

Les défaillances des RAU sont dues aux différents facteurs tels que le vieillissement, l'expansion de l'urbanisation, l'usure, le défaut de conception ou de construction, la mauvaise ou parfois même le manque de gestion ainsi que les changements de condition de rejet.

Delleur (1994) a classé de façon exhaustive les défaillances d'un système d'assainissement urbain. Elles peuvent être de nature structurale, hydraulique ou environnementale. Cette dernière, beaucoup plus complexe, est étroitement liée au fonctionnement hydraulique et à l'étanchéité des canalisations. L'auteur a préconisé aussi leurs mécanismes, leurs diagnostics ainsi que les méthodes appropriées de réhabilitation. En se rapportant aux fonctions du réseau d'assainissement déjà définies, les défaillances peuvent être classifiées en deux catégories :

- a. Fonctionnelles ou hydrauliques qui sont nuisibles à l'évacuation adéquate des eaux et affectent directement la performance hydraulique ;
- b. Structurales qui résultent de l'affaiblissement de la structure sous l'action de l'environnement où elle se trouve.

Ces deux types de défaillance sont étroitement liés. Selon la position de la nappe, par exemple, une défaillance structurale peut favoriser l'infiltration ou l'exfiltration d'eau, ce qui entraîne des conséquences graves et diverses sur le fonctionnement du réseau.

L'analyse des modes de défaillance et leurs causes est si complexe qu'il est très difficile de déterminer les causes exactes d'une dégradation. En effet, les défaillances sont généralement le résultat de la combinaison de différentes anomalies fonctionnelles et structurales (figure 1.1).

1.3.1 Défaillance fonctionnelle

Les défaillances fonctionnelles surviennent quand le système ne peut plus transporter les eaux de ruissellement selon les conditions existantes. Elles peuvent engendrer des refoulements, des fuites excessives ainsi que des instabilités hydrauliques.

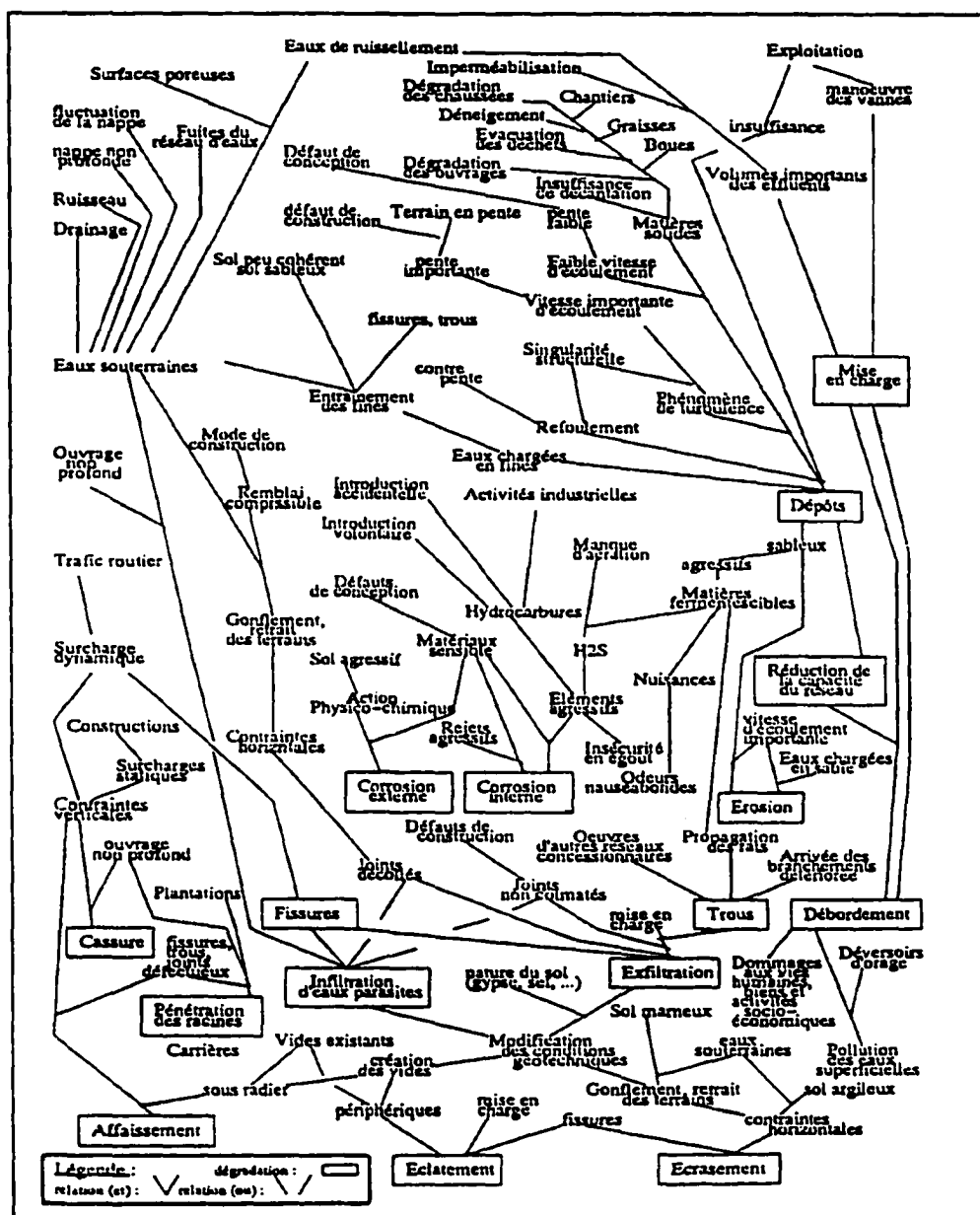


Figure 1.1 **Arbre de défaillance d'un RAU (Aflak, 1994)**

Dans un réseau unitaire, les eaux de ruissellement, générées par une pluie, peuvent atteindre des débits fortement supérieurs au débit moyen en temps sec. Les volumes d'eau en jeu sont énormes et la grande partie est directement rejetée dans les cours d'eau. Dans de telles situations, le réseau ne remplit plus convenablement ses fonctions. Il présente donc des défaillances hydrauliques ou fonctionnelles.

Par ailleurs, un tronçon est dit défaillant quand il n'est pas capable d'évacuer adéquatement le débit de design pluvial et sanitaire. De plus, il suffit parfois qu'une partie d'un réseau présente des défaillances pour juger de l'inefficacité fonctionnelle de l'ensemble du réseau. Donc l'évaluation de son état hydraulique dépend principalement de sa capacité et de sa position stratégique.

Les principales défaillances des systèmes d'assainissement urbains sont les infiltrations et/ou exfiltrations (rejet des eaux usées dans l'encaissant), les déversements dans les cours d'eau à travers les trop-pleins et les déversoirs d'orages (CSO, SSO) et/ou des refoulements dans les rues et les sous-sols. Elles peuvent avoir des impacts négatifs sur le fonctionnement et la stabilité structurale du réseau lui-même et sur son environnement. Elles constituent, certes, l'une des problématiques les plus difficiles à régler en milieu urbain.

Lors d'un dépassement de capacité, les conditions d'écoulement ne sont plus les mêmes que lors de la conception du réseau. Des mises en charge et des débordements peuvent se produire et entraînent, deux types de problèmes :

- a. Des perturbations de l'écoulement. Dès que des dysfonctionnements apparaissent, tout le réseau modifie son comportement hydraulique.
- b. Des dégradations d'ordre structural. Les mises en charge engendrent des pressions inhabituelles qui s'appliquent sur les parois de la conduite. La fréquence de ces perturbations accélère le vieillissement des infrastructures et provoque, avec le temps, des ruptures.

En plus des impacts négatifs de fonctionnement liés aux débordements dans les rues et les sous sols ainsi que les exfiltrations qui polluent les eaux souterraines, il y a pollution des cours d'eau suite à des SSO et des CSO. Depuis longtemps, on croyait, à tort, que le rejet du type SSO n'avait aucun impact sur le milieu récepteur (Chocat, 1998).

En effet, la composition des eaux pluviales reflète celle des précipitations et des surfaces avec lesquelles elles entrent en contact. Les eaux pluviales se caractérisent par de fortes concentrations en matières en suspension (MES), une faible demande biologique en oxygène (DBO), une teneur élevée en bactéries d'origine animale et des concentrations, en métaux lourds et en nutriments, importantes. Toutes ces concentrations risquent de s'aggraver lorsqu'il y a des branchements illicites.

Plusieurs programmes ont vu le jour pour tenter de réduire les inondations et leur impact sur le milieu récepteur. En cas de surcharge du réseau, des volumes importants d'eaux usées et de charges polluantes se déversent, dans un court laps de temps par les trop pleins (CSO,SSO). Dans ce cas, il en résulte en plus des dommages causés aux propriétés, une détérioration instantanée du milieu récepteur (dépôt, turbidité, huiles, graisses...). Plus tard, un impact chronique est occasionné à proximité du point de rejet en raison de la forte sédimentation des matières polluantes. On assiste alors à des problèmes d'odeurs nauséabondes liées à la présence de la matière organique, ainsi qu'à des problèmes de toxicité affectant directement l'hygiène publique et la qualité des cours d'eau.

1.3.2 Défaillance structurale

Le fait que le RAU soit une infrastructure souterraine, induit un contact permanent et des influences entre les ouvrages enterrés (conduites, collecteur, intercepteur, émissaire...) et le milieu environnant. Une conduite d'un RAU est considérée comme un ouvrage de génie civil qui interagit avec son environnement (le sol encaissant, les contraintes

appliquées et les réseaux avoisinants). L'état du sol entourant la conduite est d'une importance fondamentale : la stabilité d'une conduite dépend en grande partie du soutien latéral fourni par le sol. La sollicitation des charges statiques qui sont appliquées sur la conduite en permanence et les charges dynamiques, liées au trafic routier ou ferroviaire, fait aussi partie du milieu environnant. Tous ces facteurs jumelés au vieillissement du réseau et à la qualité de maintenance sont les principales causes des défaillances structurales. Nous définissons le vieillissement comme étant un processus progressif, généralement invisible, qui entraîne une diminution de la fiabilité d'un réseau. Les mécanismes associés au vieillissement sont nombreux et variés. Parmi ceux qui sont habituellement visibles et plus fréquents, on cite : l'usure, la corrosion, la mauvaise assise. Par contre, d'autres tels que le vieillissement naturel des matériaux, sont difficiles à détecter de façon systématique. Les causes de ces mécanismes de vieillissement sont principalement liées à l'environnement des structures, elles peuvent être des surcharges fréquentes ou des régimes hydrauliques transitoires.

Les défaillances structurales sont repérées généralement par des techniques d'auscultation. Elles sont causées généralement par:

- a. Les petites fissures (mauvaise assises, charges verticales excessives...);
- b. Les joints non étanches;
- c. L'interférence avec d'autres structures;
- d. L'excavation de tranchée à proximité.

Une dégradation structurale, de son côté, influence la stabilité de la structure du réseau et, par conséquent, le fonctionnement du réseau. Elle peut aussi occasionner des problèmes d'infiltration et d'exfiltration. Selon les caractéristiques des conduites et de l'encaissant, un tronçon de conduite réagit différemment face aux différentes sollicitations auxquelles il est soumis, c'est à dire, les risques et les conséquences des défaillances ne sont pas toujours les mêmes.

Comme nous l'avons expliqué plus haut, la détérioration structurale de l'état d'une conduite est généralement le résultat de la combinaison de plusieurs dysfonctionnements. Nous allons voir plus loin, dans le développement du système d'aide au diagnostic, comment tenir compte de ces interactions pour déterminer l'état actuel des composantes du réseau en terme de performance.

1.4 Gestion de la réhabilitation des réseaux d'assainissement urbains

1.4.1 Introduction

Dès le début des années 80, la gestion des réseaux d'égout a attiré une attention particulière à cause notamment de la présence d'une crise des infrastructures soulevée par les scientifiques, les ingénieurs gestionnaires et les politiciens (Grigg, 1994). Il était alors impératif de réussir au mieux le compromis entre la réhabilitation, la bonne maintenance des RAU et les compressions budgétaires gouvernementales. La figure 1.2 montre tout l'intérêt de maintenir en état les ouvrages existants. Grigg a schématisé la durée de vie d'un réseau par la succession de trois phases qu'il a nommées les trois R; Réparation, Réhabilitation, Remplacement.

Les pratiques de maintenance et les changements des conditions d'exploitation du réseau font aussi partie des principales causes des dégradations. Dans ce milieu caractérisé par le conservatisme, les pratiques de gestion existantes sont à la fois inefficaces et très coûteuses. Elles doivent être remplacées par des techniques innovatrices basées sur des systèmes d'information et de gestion efficace. Les responsables des infrastructures doivent désormais chercher de nouvelles façons plus rationnelles, pour gérer les travaux d'entretien et de réhabilitation. Une stratégie d'intervention durable doit donc être élaborée afin de conserver ou améliorer l'état structural et le fonctionnement hydraulique du réseau tout en se limitant aux budgets disponibles pour la réhabilitation. Une telle stratégie assure certainement des bénéfices importants. Les problèmes sont rapidement localisés et

analysés, il est donc plus facile de savoir où concentrer l'effort et de prendre les décisions adaptées aux types de problèmes qui se présentent. Les accroissements graduels des dégradations sont maîtrisés et beaucoup de problèmes sans aucun doute pourraient être résolus plus rapidement et au moindre coût.

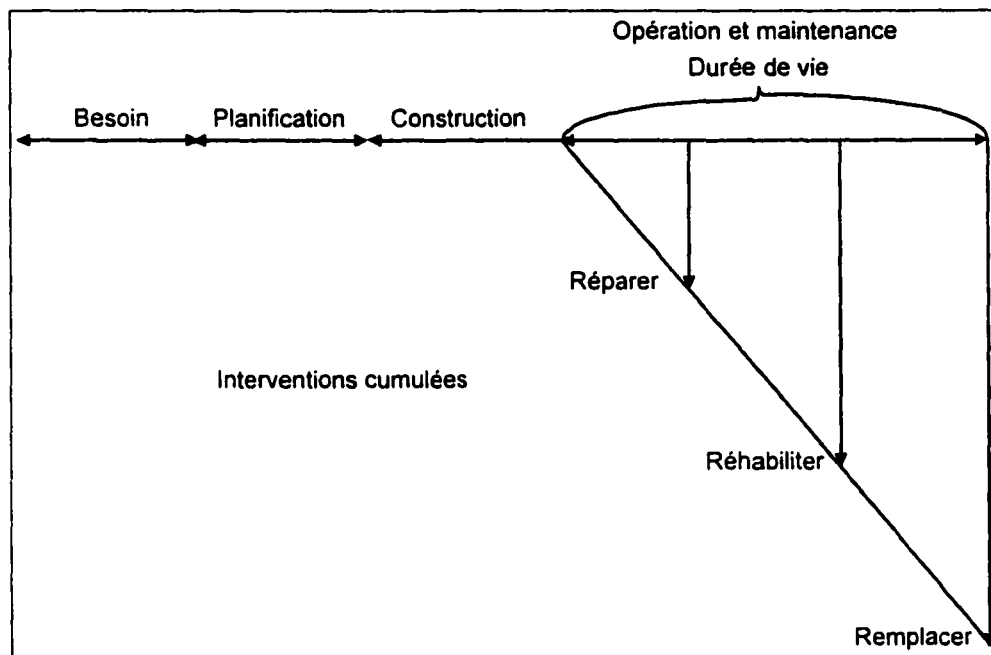


Figure 1.2 Durée de vie d'un système de drainage urbain (adaptée de Grigg (1992)).

En général, pour assurer une meilleure gestion d'un réseau d'assainissement, il est nécessaire d'atteindre les objectifs suivants :

- a. La pérennité des ouvrages par des opérations de conservation (nettoyage, maintenance systématique) ;
- b. L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation: collecte, transfert et traitement.

La gestion des RAU consiste à comparer les options, coordonner les activités, prendre les décisions qui s'imposent et voir à leur mise en application, le tout d'une manière efficace et économique. Un système de gestion comprend un éventail complet d'activités de planification d'investissements, de design, de construction, d'entretien et d'évaluation périodique de l'état des réseaux.

1.4.2 Notion d'entretien et de réhabilitation des réseaux existants

Pour atteindre les objectifs d'assainissement cités auparavant, il est nécessaire de maintenir les RAU en bon état de fonctionnement. Cette opération, indispensable pour assurer un fonctionnement normal du réseau, consiste, entre autres, à effectuer des extractions des boues, des curages, des mises au point des ouvrages hydrauliques, des colmatages des fissures et des remplacements.

Les actions de maintenance peuvent donc être définies comme étant les interventions destinées à remettre en état les conditions structurales et hydrauliques du réseau afin de réduire sa vulnérabilité. Elles peuvent être des actions d'entretien ou de réhabilitation.

1.4.2.1 Action d'entretien

Comme pour tout système, les opérations d'entretien sont nécessaires pour son bon fonctionnement. Nous définissons donc l'entretien d'un RAU comme étant l'ensemble d'actions périodiques qui ont pour objectif d'anticiper les dégradations importantes et d'assurer en permanence les conditions nécessaires au bon fonctionnement du réseau.

1.4.2.2 Action de réhabilitation

La réhabilitation d'un RAU est définie comme étant toute intervention qui vise à améliorer la performance du système existant incluant la réparation, la rénovation, le renouvellement, le remplacement, le renfort et la gestion des eaux de ruissellement.

Ce concept englobe l'ensemble des interventions (autres que celles de l'entretien régulier et des activités d'exploitation) qui vise une fiabilité acceptable et une disponibilité maximale du réseau. Par opposition, l'entretien comme nous l'avons déjà défini plus haut s'attarde en général à remettre le réseau en état de fonctionnement après une panne ou une interruption de service. On retrouve à la figure 1.3 un schéma décrivant les différentes stratégies applicables à un RAU.

L'élimination des défaillances est une recherche de la correction des dysfonctionnements et par la même occasion la recherche des performances. À l'image des défaillances, la performance et la réhabilitation peuvent aussi être structurale ou hydraulique. Une réhabilitation structurale ou rénovation réfère aux procédés qui offrent à une conduite actuelle une performance structurale adéquate et peut améliorer aussi la performance hydraulique (étanchéité, frottement). Une réhabilitation hydraulique vise l'élimination des défaillances hydrauliques et peut renforcer l'ouvrage réhabilité. Elles peuvent améliorer, par la même occasion, sa performance structurale.

La réhabilitation peut englober deux actions distinctes de maintenance, qu'on retrouve d'ailleurs dans les principes de gestion, et qui sont la maintenance préventive et corrective.

1.4.2.3 La maintenance préventive

La maintenance préventive peut être soit systématique ou conditionnelle.

La maintenance préventive systématique est un programme d'actions périodiques qui a pour objectif d'anticiper les dégradations importantes et d'assurer en permanence les conditions nécessaires à la réalisation des performances fonctionnelles prévues du réseau.

La maintenance préventive conditionnelle consiste à effectuer des interventions sur le RAU lorsque la situation d'un paramètre donné atteint un certain niveau critique. Une surveillance continue ou périodique est nécessaire quel que soit l'état du réseau.

1.4.2.4 La maintenance corrective

La maintenance corrective consiste à écarter les défaillances, à prévoir, et à évaluer les risques encourus ; c'est une composante dynamique qu'on ne trouve pas dans la gestion traditionnelle. Elle s'appuie sur une analyse de défaillance et sur une analyse prospective de dimension technique et socio-économique. Elle fait appel à des moyens de diagnostic approfondis afin de dresser un portrait de l'état du réseau. Ces moyens de diagnostic peuvent être des inspections ou des prises de mesure de débit ou autres. Les résultats qui en découlent sont souvent classés, ou répertoriés, dans des banques de données afin de suivre l'évolution des composantes inspectées.

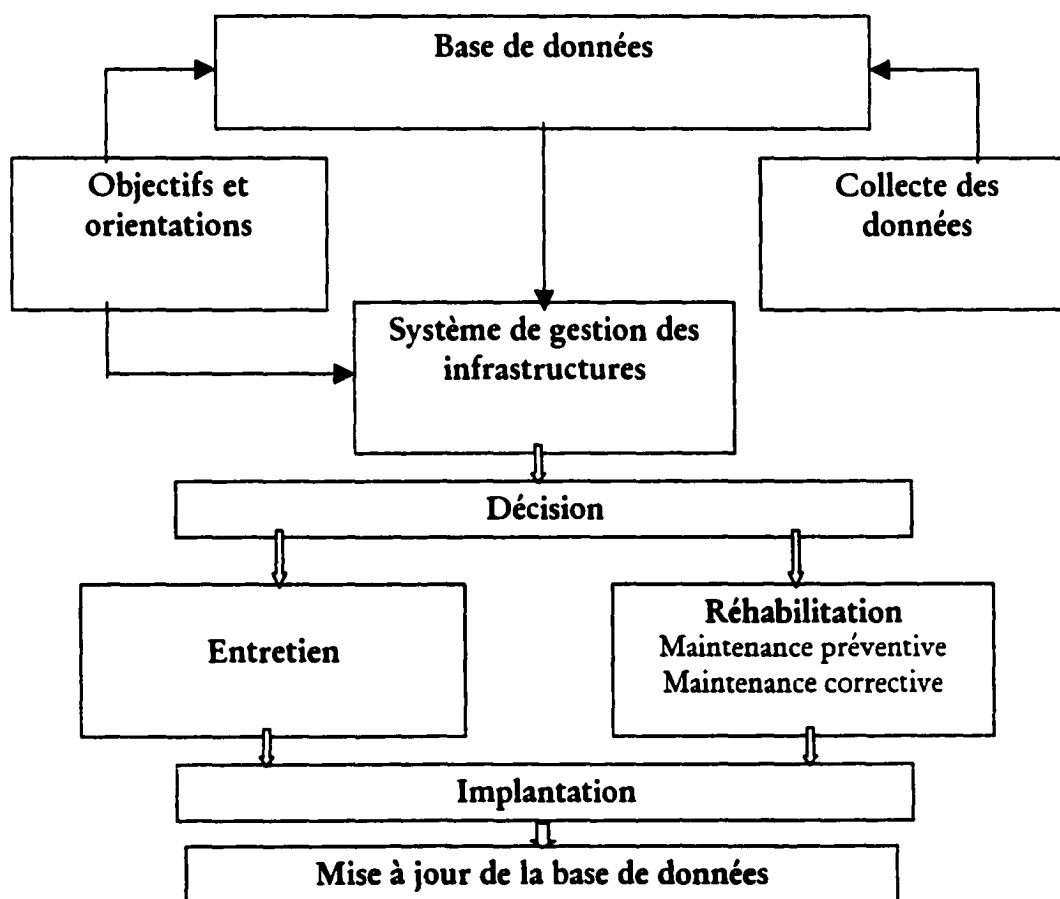


Figure 1.3 Processus de décision d'entretien et de réhabilitation d'un RAU

L'approche de réhabilitation et de maintenance des RAU a été menée jusqu'à récemment de façon essentiellement curative. Elle consistait à évaluer et à hiérarchiser les différentes composantes du réseau (Grigg, 1994). Cette approche entraînait des échecs plus fréquents au niveau structural et hydraulique. Les structures peuvent atteindre un stade de détérioration avancé et les réparations seraient probablement plus coûteuses. Donc, adopter un programme de maintenance est une nécessité même si le système est nouveau ou a été récemment réhabilité.

Avant d'examiner les études en matière de réhabilitation, nous proposons, dans le paragraphe qui suit, un survol des différentes méthodes de réhabilitation jugées intéressantes. En effet, un programme de diagnostic est une étape préparatoire à l'implantation d'un programme de réhabilitation. Il requiert une analyse des méthodes existantes; la connaissance de leurs champs d'application, leurs avantages et restrictions ainsi que leurs coûts.

1.4.3 Méthodes de réhabilitation des réseaux existants

Le progrès technologique et la nécessité de réhabiliter les infrastructures souterraines sont les principales causes du développement de nouveaux matériaux et de nouvelles techniques de réhabilitation et de rénovation. La réticence qui règne dans le monde municipal, très conservateur d'ailleurs, vis à vis des nouvelles technologies est un facteur important dans l'implantation d'un programme de réhabilitation. Les principales causes de cette réticence incombent aux doutes des ingénieurs quant à la durabilité de ces méthodes et les matériaux nouvellement explorés. Les politiciens élus de leur côté n'y trouvent aucun capital électoral.

Notons qu'il ne faut pas remettre en cause l'utilisation des matériaux utilisés traditionnellement puisqu'ils ont fait leur preuve sur tous les niveaux. Cependant, il faut tester aussi de nouveaux matériaux pour connaître leurs caractéristiques à long terme, leur résistance chimique à l'abrasion pour pouvoir finalement les comparer; le polyéthylène et le polyuréthane, par exemple, sont très résistants à l'abrasion (Lemieux, 1996).

1.4.3.1 Réhabilitation structurale

Afin de prolonger la vie opérationnelle des RAU, dès les années 70, on développait de nouveaux procédés pour la réhabilitation. Les techniques de remplacement par poussée avaient connu plusieurs applications. Citons les méthodes de remplacement par éclatement ou insertion d'une doublure (tubage) à base de résine pour redonner à la conduite son intégrité structurale. La technique du tubage spiralé existait déjà malgré le manque d'équipements sophistiqués et plusieurs méthodes de réparations ponctuelles avec systèmes de commande à distance étaient disponibles.

Aujourd'hui, le développement technologique, notamment dans le domaine de l'optique électronique miniaturisée et de la robotique, a permis la concrétisation de plusieurs idées. Il y a de plus en plus de nouvelles méthodes mises à la disposition des ingénieurs municipaux.

Les interventions qui ne font pas appel à l'ouverture de la tranchée le long de la conduite coûtent généralement moins cher qu'un remplacement par excavation. Elles sont rapides à exécuter et épargnent la chaussée des abus. Parfois, il n'est pas nécessaire de poser une nouvelle conduite quand on peut accéder au tuyau par un regard ou un puits d'accès et lui redonner un état identique à celui d'un tuyau neuf. Les technologies sans tranchées sont aussi performantes que les méthodes traditionnelles et donnent parfois de meilleurs résultats. Un chemisage par exemple peut arrêter les fuites et en même temps améliorer l'intégrité structurale du tuyau.

Plusieurs auteurs ont analysé les techniques de réhabilitation des réseaux d'égout WRC (1983), Stalnaker (1991), CNRC (1992), Kramer et al. (1992) et Lemieux (1996). Une autre revue des techniques sans tranchées (CERIU, 1998) a été donnée par le centre d'expertise et de recherche en infrastructure urbaine dans : « Classeurs du CERIU : Les infrastructures souterraines ».

Les techniques de réhabilitation structurale ou rénovation des conduites peuvent être regroupées en cinq groupes:

- a. Les méthodes de stabilisation : ce sont des colmatages par injection ou des interventions ponctuelles. Elles sont utilisées afin d'assurer une protection contre les abrasions et pour améliorer la résistance de la conduite.
- b. Les méthodes de revêtement interne : ce sont des chemisages ou des tubages. Cela consiste à insérer dans la conduite un chemisage ou une gaine flexible et malléable capable d'épouser les parois de la conduite une fois durcie.
- c. Les méthodes de remplacements de conduites s'imposent quand ces dernières sont structurellement atteintes ou si leur capacité hydraulique est insuffisante. Cette dernière situation peut être résolue en rajoutant une conduite en parallèle appelée aussi conduite de soulagement. Une alternative de remplacement sans excavation peut s'imposer parfois dans un secteur urbain achalandé ou suite à des contraintes physiques. Il est à noter que le remplacement des conduites peut se faire par excavation, par éclatement (pipe bursting), par forage dirigé, par microtunnelier ou par fonçage horizontal (par vérins).
- d. La réhabilitation des regards vise à corriger leurs déficiences structurales, à améliorer leurs conditions d'entretien et à éliminer les infiltrations et les débits parasites. Les interventions peuvent être des revêtements ou des injections de coulis ou d'induits.

1.4.3.2 Réhabilitation hydraulique

La réhabilitation hydraulique peut être définie comme étant toute action qui vise à améliorer le fonctionnement hydraulique et la gestion des eaux de ruissellement d'un RAU.

Les changements quantitatifs et qualitatifs des eaux de ruissellement générées suite aux expansions des villes, se résument par:

- a. l'augmentation des surfaces imperméables, dont la conséquence directe est l'accélération des eaux de ruissellement et donc, une diminution du temps de concentration et l'augmentation du débit de pointe;
- b. la réduction des stockages dans le sol et la diminution des infiltrations et donc une augmentation des volumes de ruissellement;

Pour gérer de façon efficace les eaux de ruissellement et éviter l'approche qui consiste à éliminer le plus rapidement possible et évacuer le plus loin possible ces eaux à travers les canalisations enterrées, on préconise les techniques alternatives. Ce sont des techniques qui favorisent la retenue des eaux de ruissellement pour éviter le refoulement et l'inondation, à l'aval du système d'assainissement. Ces techniques sont de deux types :

- Le premier d'atténuation du débit. Cela consiste à réduire le débit de pointe de l'hydrogramme de telle sorte que le débit maximal atteint, pendant un orage, ne dépasse pas la capacité de la conduite.
- Le second de réduction du débit. Cela consiste à diminuer les aires imperméables et donc réaliser un contrôle à la source.

Ces techniques constituent le principe de la gestion alternative (ou compensatoire), car elles ont la possibilité de se substituer au réseau de conduites. Elles consistent à déconcentrer les flux pluviaux (en quantité : débits et volumes ; mais aussi en pollution). Elles donnent, pour cela, aux surfaces tributaires un rôle régulateur fondé sur la rétention et l'infiltration. Elles peuvent être choisies parmi un large éventail (bassins de rétention, tranchées drainantes, puits d'infiltration etc.).

Comme l'espace est souvent très encombré et très disputé, ces méthodes sont combinées et adaptées au contexte et à l'échelle d'intervention de façon à permettre leur mise en œuvre efficace et leur bonne insertion dans le tissu urbain. Leur implantation est

souvent complexe et coûteuse. Ces techniques proposent de nouvelles structures intégrées dans le système d'évacuation des eaux pluviales.

Ces méthodes préconisent, dans le domaine de l'assainissement urbain, des solutions de maîtrise du ruissellement en favorisant la rétention ou l'infiltration. En atténuant les débits de pointe en aval, elles contribuent à l'amélioration de la condition (performance) hydraulique du réseau dans son ensemble. Elles permettent par conséquent de réduire le coût des canalisations en aval, d'améliorer la protection contre les inondations et de dépolluer les eaux pluviales grâce à des retenues spéciales.

Les différentes techniques de la gestion alternative sont énumérées et regroupées comme suit (Azzout et al, 1994):

- a. Les systèmes de drainage double : ces systèmes assurent une gestion des eaux de ruissellement par l'implication du réseau routier (majeur) pour évacuer le surplus des débits qui dépasse la capacité du réseau d'égout (mineur).
- b. Les bassins de rétentions/détention : ils stockent à court ou à long terme les eaux de ruissellement. Ces ouvrages évitent ainsi l'engorgement du réseau lors d'un excès d'eaux de ruissellement en période de forte pluie. Ils peuvent jouer le rôle de décantation des eaux pluviales afin de ne rejeter dans le milieu récepteur que des eaux claires et d'envoyer les eaux chargées de matière en suspension vers la station d'épuration.
- c. Les chaussées à structure réservoir : elles stockent temporairement les eaux de ruissellement dans le corps de la chaussée et jouent le même rôle que celui des bassins de retenue.

- d. Les tranchées ou puits drainants : ce sont des ouvrages superficiels qui reçoivent généralement les eaux de ruissellement pour ensuite les évacuer par infiltration ou vers un exutoire. Cette évacuation peut se faire à un débit différé.
- e. Les toits stockants : ils forment un stockage provisoire des eaux de pluie en toiture et permettent une évacuation différée.
- f. Les fossés et les noues : ils régulent les eaux de pluie par infiltration dans le sol. Ces techniques permettent de ralentir l'écoulement.

1.5 Méthodologies de gestion de la réhabilitation

La recherche et le développement dans le domaine de la gestion des RAU se sont intensifiés pour tenter d'identifier, de contrôler et de corriger les causes de leurs défaillances. Les défaillances structurales et fonctionnelles ont des effets et des impacts extrêmement diversifiés sur le réseau et son environnement. Diminuer ces effets ou rendre acceptables ces impacts, implique donc d'agir sur un ensemble de paramètres de façon cohérente et harmonisée. La complexité de l'analyse des défaillances de ces réseaux ainsi que le souci économique imposent un programme de réhabilitation et d'entretien intégré dans une gestion globale à long terme.

Compte tenu des enjeux économiques, de la complexité technique de fonctionnement du RAU et de la présence de contraintes conflictuelles de différentes natures, il est nécessaire de développer une méthodologie globale de programmation et de planification des interventions.

Pour mieux cerner les phénomènes de dégradation, plusieurs techniques d'auscultation et de collecte des données ont été développées. Ainsi, une forte utilisation des systèmes d'information géographique (SIG) et de systèmes AM/FM (Automated Mapping/Facility Management) a été constatée ces dernières années. Ces outils permettent de quantifier automatiquement et de stocker, selon des formats faciles à consulter, les

relevés relatifs aux conditions du réseau. Cependant, ces données mises à jour sont généralement utilisées dans l'identification et la correction des problèmes à court terme plutôt que dans une planification à long terme.

Le WRC (Water Research Center) a mené une étude importante pour mieux cerner les processus de dégradations des RAU (Robert et Serpente, 1994). L'analyse des données recueillies a permis de suivre les différentes phases de détérioration du RAU et d'identifier les facteurs de présomption des défaillances reliés aux facteurs intrinsèques et extrinsèques au réseau. Des études similaires sur les mécanismes d'apparition et d'évolution des défaillances structurales ont été élaborées par l'Agence américaine de protection de l'environnement (EPA, 1991) et par le département de l'habitat et du développement urbain (Department of housing and urban development, 1984).

Actuellement, la réhabilitation des RAU est typiquement implantée en l'absence d'une stratégie systématique à long terme même si cette dernière est nécessaire pour rendre efficace et économique la gestion.

D'après Weissert et Karaa (1989), une stratégie efficace doit se faire selon les quatre étapes qui suivent :

- a. Dresser un inventaire des différentes composantes du système. La réalisation de cette étape peut être facilitée par l'utilisation d'un SIG.
- b. Etablir un historique sur les interventions d'entretien et de rénovation ainsi qu'une analyse des défaillances. Ceci permet de mieux repérer leurs causes exactes et éviter les réparations hasardeuses. Afin de remédier aux conséquences que pourraient créer ces types d'interventions, il est utile de se doter d'un outil d'analyse hydraulique pour cerner la performance hydraulique et environnementale du système dans son ensemble.

- c. Faire une analyse économique de l'efficacité des différentes options de réhabilitation.
- d. Choisir des stratégies d'intervention optimales sous différentes contraintes; techniques, économiques, sociales ou autres.

Une méthodologie similaire pour la programmation des interventions de réhabilitation a aussi été conçue par le WRC (1994). Dans un cadre plus général, cette approche se compose aussi de quatre étapes (figures de 1.4 à 1.8):

Étape 1: Planifier l'étude diagnostic et évaluer les anomalies ;

Étape 2: Évaluer l'intégrité structurale et le fonctionnement hydraulique selon une étude complète ou abrégée ;

Étape 3: Développer un plan d'intervention parmi les solutions les plus économiques selon les attributs et les préférences ;

Étape 4: Concevoir et réaliser le plan choisi.

Le Water Environment Federation (WEF) et l'ASCE (American Society of Civil Engineers) ont fourni les grandes lignes d'une méthodologie pour évaluer et réhabiliter les réseaux d'assainissement existants. La deuxième édition du manuel de l'ASCE et le WEF (1994) traite trois thèmes: 1) L'évaluation des systèmes d'assainissement et les techniques de mesure; 2) les méthodes de réhabilitation; opportunité et applications; et finalement 3) l'assurance de la qualité d'un programme de réhabilitation. Ils ont introduit la notion de conduites critiques pour échelonner les interventions de réhabilitation selon leur degré de dégradation. Trois niveaux critiques ont ainsi été relevés :

Catégorie A : conduites critiques, où les dégâts causés par la défaillance sont très élevés.

Catégorie B : conduites moins critiques. Une prévention pourrait éviter les dégradations.

Catégorie C : conduites non critiques où la prévention ne serait pas économique, sauf, si on détecte la présence d'un dysfonctionnement.

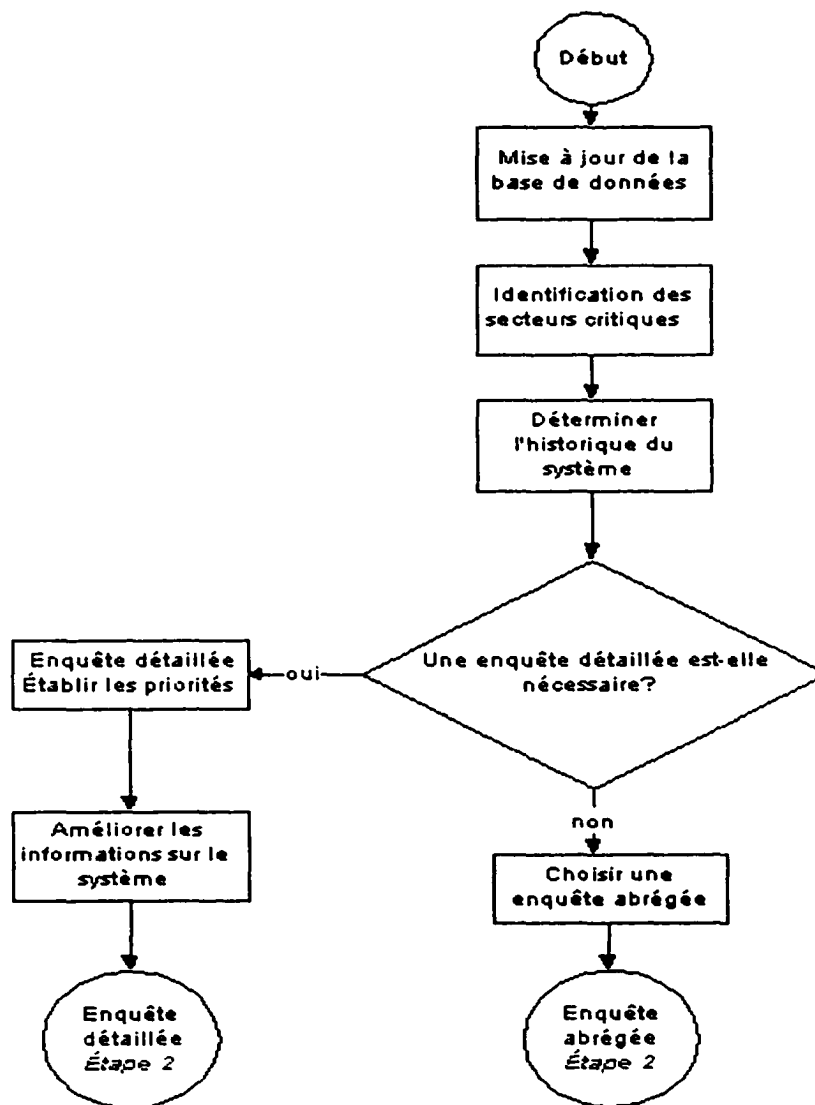


Figure 1.4 Planification et mise à jour des données (adaptée de WRC (1994))

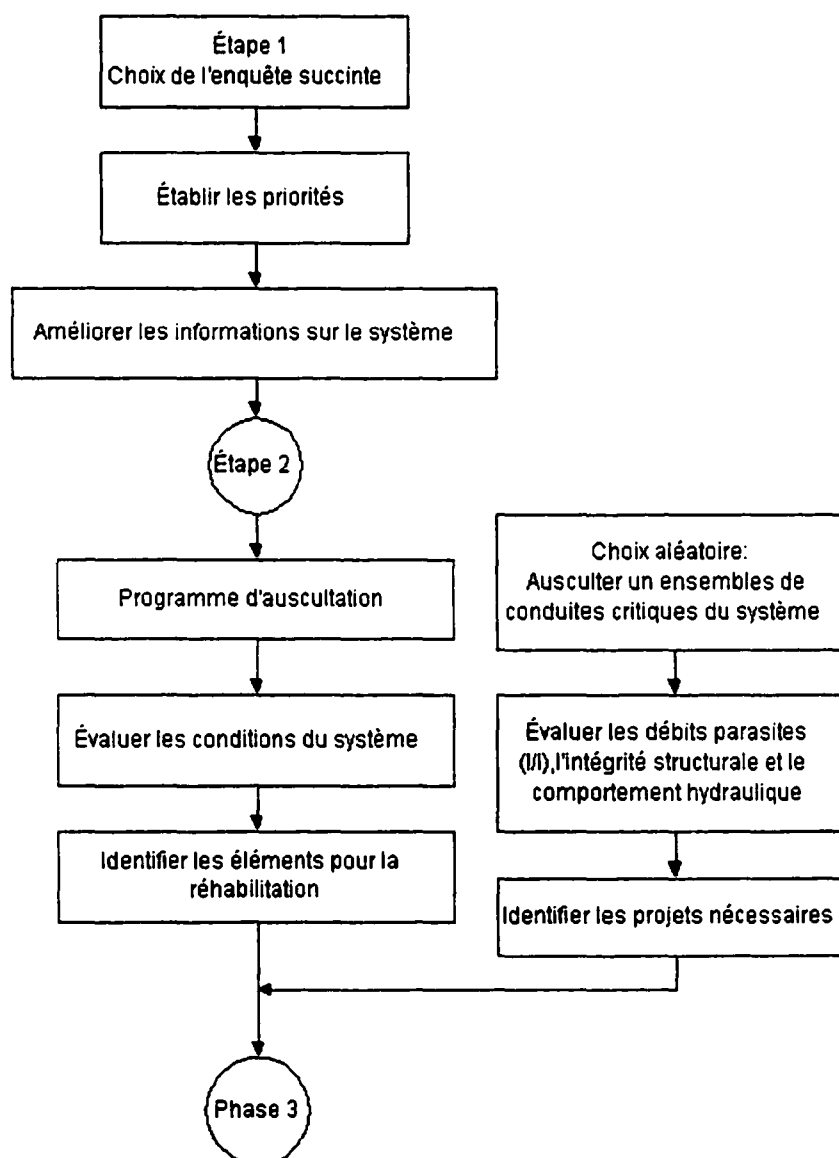


Figure 1.5 Enquête abrégée : étapes 1 et 2 (adaptée de WRC (1994))

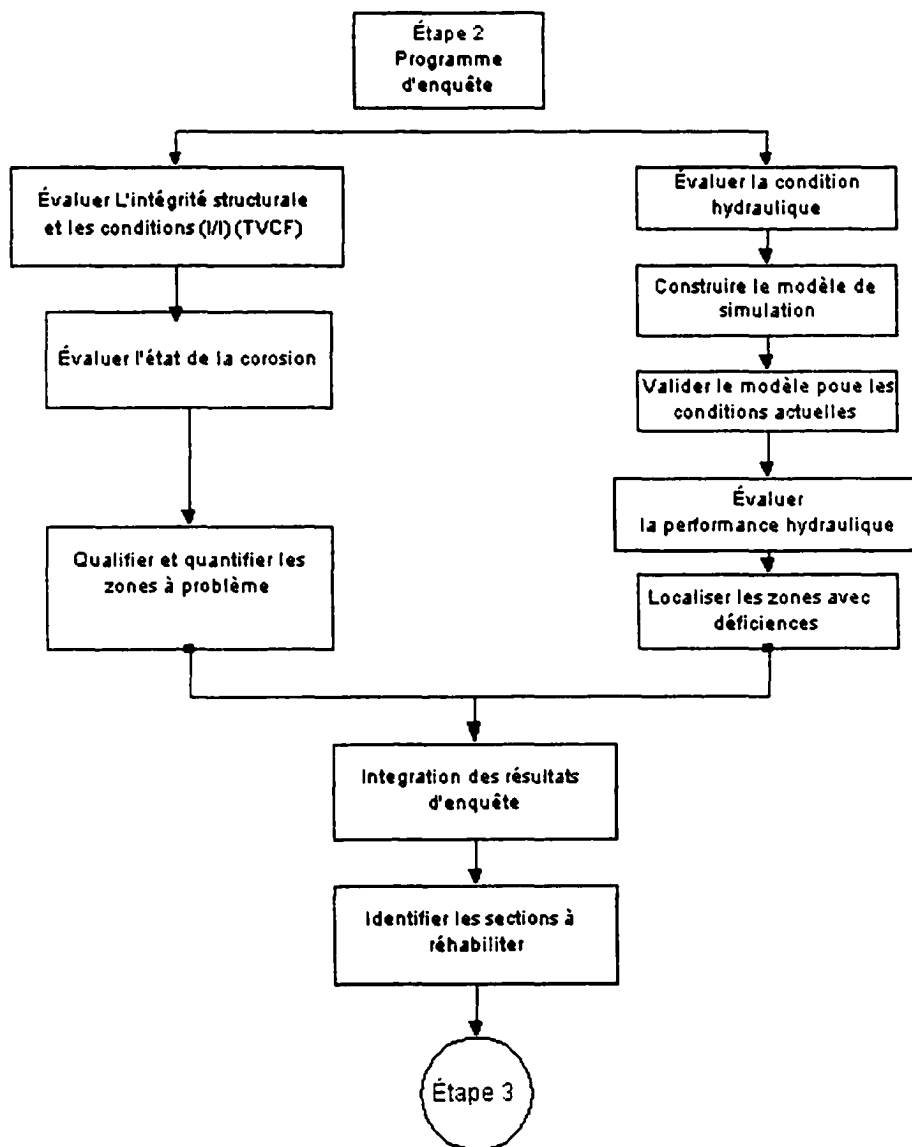


Figure 1.6 Enquête détaillée : étape 2 (adaptée de WRC (1994))

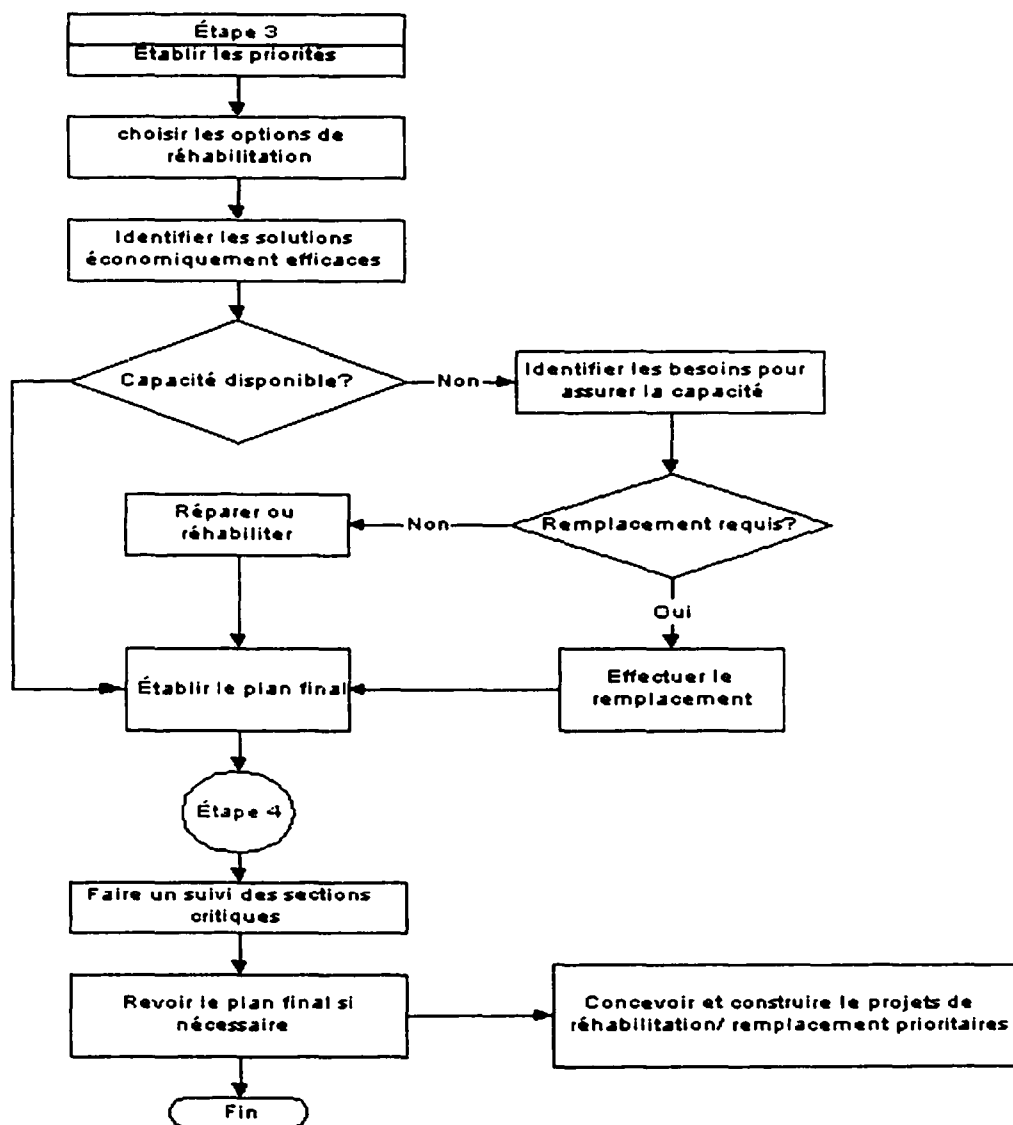


Figure 1.7 Enquête abrégée: étapes 3 et 4 (adaptée de WRC (1994))

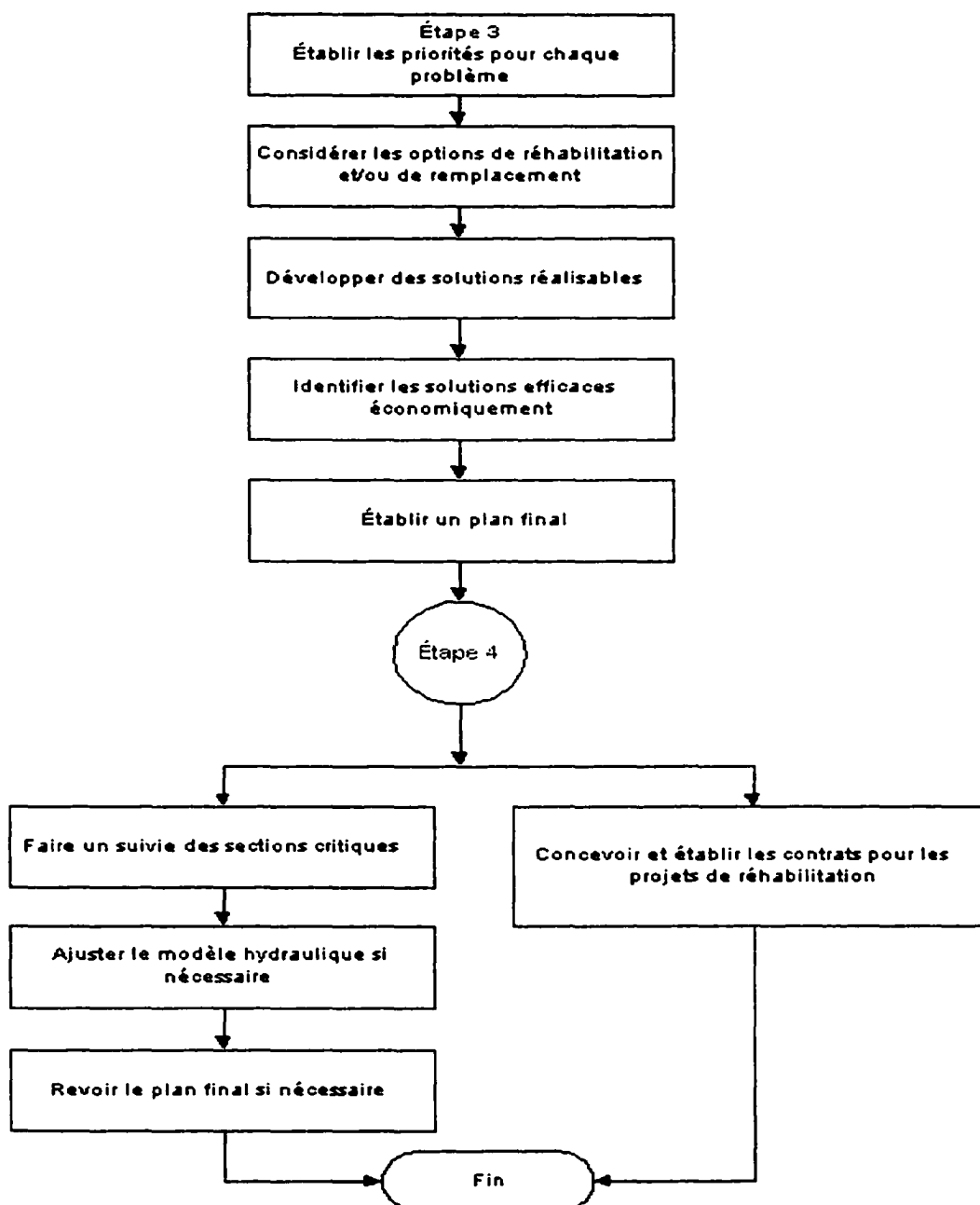


Figure 1.8 Choix du programme de réhabilitation Enquête détaillée (adaptée de WRC (1994)).

Les critères sur lesquels, ils se sont basés pour définir ces conduites critiques sont parfois subjectifs et leur identification n'est pas aisée. Cependant, leur détection est très utile pour établir les priorités. Une manière de répertorier ces conduites critiques (ASCE, 1994) est illustrée dans la figure 1.9. Le seuil de 20% peut varier d'un réseau à un autre. Il est proportionnel au budget annuel alloué à la réhabilitation du réseau.

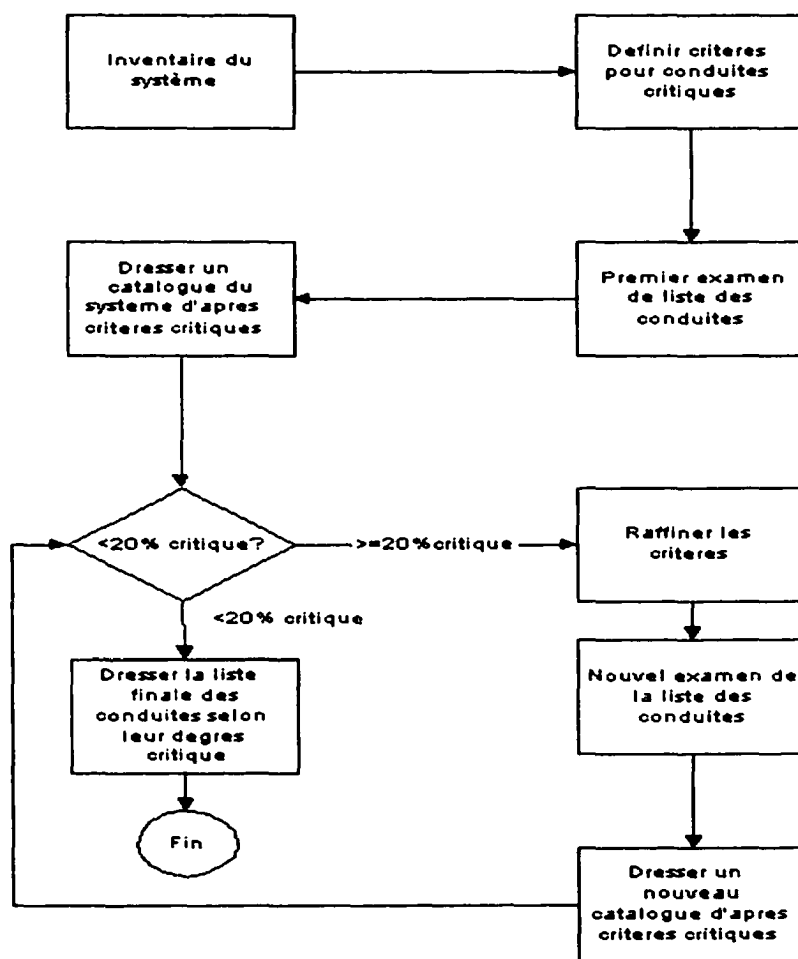


Figure 1.9 Conduites critiques (adaptée de ASCE (1994))

Grigg (1994) a présenté un concept pour organiser un système de gestion et d'entretien (SGE) des réseaux de drainage urbains. Le besoin dans le drainage urbain est difficile à définir. Il varie en fonction du niveau de service voulu, le niveau de protection contre les inondations et de la préservation de la qualité des eaux. Il dépend aussi de plusieurs facteurs comme l'aménagement architectural du tissu urbain. L'auteur indique que le SGE doit fournir un inventaire complet et assez d'informations pour les besoins de rénovation dans le temps et dans l'espace. Un système de maintenance, selon Grigg, doit comprendre des programmes d'inventaire, des évaluations de l'état historique des interventions, des réhabilitations et des remplacements, le tout géré par un système d'information géographique (SIG).

De son côté, la ville de Val-de-Marne (France) s'est engagée dans la mise en place d'une stratégie efficace de réhabilitation. Cette stratégie, lancée en 1984, a conduit au développement d'un système expert d'entretien des RAU baptisé APOGEE (Analyse et Programmation Optimisées pour la Gestion, l'Entretien et l'Exploitation du réseau d'assainissement). Il est essentiellement constitué de trois modules. Le premier module renferme l'état des connaissances sur le réseau (configuration, longueurs, diamètres, pentes, matériaux de fabrication des conduites, état de dégradations des tronçons, environnement géotechnique, hydrogéologique,...). Le deuxième module est constitué d'un arbre de décisions qui formalise les règles de l'art en matière de diagnostic et de méthodes de réhabilitation. Le dernier module, appelé moteur d'inférence, consiste à combiner les informations disponibles sur le réseau pour établir de nouveaux faits sur son état. En ce qui concerne le système d'exploitation expert, la partie concernant la géologie est terminée (région parisienne seulement). Elle est actuellement opérationnelle et les autres modules sont en voie de développement.

Dans le même ordre d'idée, la communauté urbaine de Lyon s'est engagée, depuis 1988, dans le développement d'un système informatique de gestion des réseaux d'assainissement baptisé GESICA (Gestion, Simulation, Conception de l'assainissement)

(Barraud et al, 1992). Actuellement, deux fonctions sont opérationnelles : l'aide à la connaissance du réseau par la mise en place d'une base de données, et l'aide à la programmation des travaux sur les collecteurs visitables.

Le projet de Réhabilitation des Réseaux d'Assainissement Urbain (RERAU) a été développé en France. La méthodologie proposée se décompose en quatre étapes fonctionnant en cascades, réduisant ainsi progressivement le champs d'investigation (RERAU, 1993).

La première étape (Etape I) consiste à faire une première sélection des tronçons à risque. Les risques peuvent être liés au terrain encaissant, à l'effluent, à l'ouvrage, au milieu environnant et au fonctionnement du réseau. La sélection des tronçons, susceptibles d'être réhabilités, est réalisée à l'aide des informations disponibles sur le réseau et son environnement, en excluant la pathologie des ouvrages qui est prise en compte lors de l'étape II. Différentes données sont nécessaires pour réaliser cette étape, dont la dimension des conduites, la date et le mode de construction, le type de matériaux utilisés, le type de sol encaissant et des remblais, etc. Ces données peuvent être obtenues à partir des cartes topographiques, des photographies aériennes et des images satellites interprétées, des cartes géologiques, des profils en long des collecteurs, du plan cadastral, du plan d'occupation des sols, du plan de recollement des réseaux et des plans d'exposition aux risques. Pour chacun des tronçons, une note est attribuée pour chacun des risques susmentionnés et seuls les tronçons ayant obtenu une note pondérée critique sont retenus pour l'étape II. Quand il y a manque de données sur certains tronçons, ces derniers sont retenus pour l'étape II, car ils pourraient se révéler critiques par la suite.

Dans la deuxième étape (Etape II), on fait une sélection plus sévère des tronçons retenus à l'étape I, en considérant, cette fois-ci, les informations obtenues lors d'inspections visuelles ou télévisuelles du réseau. Seuls les tronçons ayant obtenu une note globale critique seront soumis à l'étape III. Cette note globale est obtenue par une pondération des résultats de l'étape I et de l'étape II.

La troisième étape (Etape III) consiste à faire des auscultations supplémentaires sur les tronçons retenus lors de l'étape II et un suivi de l'évolution des dégradations détermine les tronçons critiques qui devraient être soumis à l'étape IV.

La dernière étape (Etape IV) consiste à définir les travaux à réaliser en précisant les différentes méthodes de réhabilitation possibles en fonction des dysfonctionnements et des budgets disponibles.

L'approche RERAU traite du diagnostic structural des conduites sans se soucier des aspects hydrauliques et environnementaux. En effet, le risque hydraulique pris en compte dans cette méthode, n'en est pas un proprement dit, car cette approche examine uniquement les phénomènes d'abrasion et d'érosion de la conduite par l'effluent et non l'adéquation de sa capacité hydraulique. Ceci constitue une sérieuse lacune d'autant plus qu'une étude de Clegg et al. (1988) a démontré que les sommes dépensées pour remédier aux défaillances hydrauliques et environnementales sont deux fois plus élevées que celles associées aux défaillances structurales. Ceci s'explique peut être par le fait que le public est beaucoup plus sensible aux problèmes d'inondation et de pollution qu'aux problèmes structuraux invisibles avant la défaillance ultime de l'ouvrage.

Plusieurs méthodologies d'entretien et de réhabilitation ont été développées pour assurer une meilleure allocation des fonds.

Jacob et Wright (1989) ont développé une stratégie d'allocation des ressources pour la réhabilitation et la rénovation des infrastructures. Cette stratégie est basée sur l'efficacité et la prévision des taux de dégradation. Plus tard, l'équipe de Jacobs (Jacobs et al., 1993) a développé un modèle stochastique d'optimisation (Chance Constrained Model) pour déterminer la stratégie de réhabilitation efficiente des réseaux pluviaux. Les contraintes physiques (pluie, intensité) sont exprimées en terme de probabilité. Celle de défaillance du

système est déterminée en utilisant la simulation de Monte-Carlo. Dans ce cas, l'événement pluvieux est considéré comme étant une variable aléatoire, de distribution connue, choisie dans la liste des événements historiques. Deux modèles sont combinés pour déterminer le coût de chaque stratégie de réhabilitation ; l'un statistique et l'autre hydraulique. Le modèle statistique se charge d'estimer la distribution de la moyenne et la variance de chaque variable par la simulation de Monte-Carlo. Cette dernière est basée sur la probabilité que le débit entrant dans le système dépasse sa capacité d'évacuation. Le modèle hydraulique permet de calculer les débits. Il utilise la méthode rationnelle ou la méthode de l'onde cinématique dans la poursuite de leurs travaux (Jacobs et al. ,1994) , (Jacobs et al. ,1995) et (Jacobs et al. ,1997). La décision de réhabilitation est conçue de façon à trouver un compromis entre la probabilité de défaillance et les coûts qui lui sont associés. Ainsi, les tronçons dont la probabilité de défaillance est grande sont systématiquement remplacés. À ce niveau, la détermination de la probabilité de défaillance étant difficile, le modèle utilise le scénario du maillon le plus faible (weakest-link scénario) qui considère un système défaillant dès qu'il y a présence d'une composante défaillante. On aboutit dès lors à un problème d'optimisation complexe. Un algorithme heuristique est ainsi proposé pour programmer les interventions de réhabilitation. Ce dernier donne une bonne planification des interventions mais ne garantit pas un optimum global. Par contre, il permet d'assister le concepteur à choisir un design avec le meilleur rapport fiabilité/coût.

Toujours dans ce même contexte, Burgess (1994) a développé un modèle probabiliste qui simule l'évolution des états du système et optimise les interventions de réhabilitations et d'entretien dans un RAU. Il a utilisé la théorie de la chaîne de Markov pour modéliser le système. Cinq états, assez représentatifs, ont ainsi été définis allant du parfait à l'extrêmement détérioré. Dans un état donné, il est très important de bien déterminer la probabilité qu'une composante, soit dans chacun des états futurs. Le processus de Markov estime l'état futur seulement à partir de l'état présent. Ainsi, à chaque pas de temps, un nouveau état est déterminé à l'aide de la matrice de transition. Cette matrice définit la

probabilité qu'une composante du système évolue d'un état donné à un autre et permet de prédire son évolution sous différentes options de réhabilitation. Une procédure heuristique est développée pour minimiser la fonction coût. Les différentes stratégies sont évaluées et comparées itérativement jusqu'à ce que la région optimale soit réduite à une taille acceptable. Ce modèle conçu pour un horizon de planification assez long (20 à 50 ans) permet de délimiter la région de décision optimale. Il donne uniquement des résultats globaux qui ne sont qu'une vision de l'ensemble des décisions à prendre.

Reyna et al. (1994) ont développé le modèle MARESS (Multi-Attribute Rehabilitation of Sewer Systems) pour la planification à long terme de la réhabilitation des réseaux d'assainissement urbains. Le modèle intègre plusieurs facteurs significatifs dans le choix du programme de réhabilitation d'un RAU. Il détermine d'abord les fonctions de performance structurales et hydrauliques, puis sélectionne les tronçons à réhabiliter à l'aide d'un modèle d'optimisation, en tenant compte des contraintes budgétaires, techniques et sociales. Le modèle traite quatre fonctions objectives. Deux traduisent les performances hydrauliques et structurales à maximiser. Les deux autres sont relatives aux coûts sociaux et aux coûts de maintenance à minimiser. Ces coûts encourus par les travaux de réhabilitation et d'entretien favorisent ainsi l'utilisation des méthodes sans tranchée. Une grille est préalablement préparée. Elle montre les champs d'application des différentes méthodes de réhabilitation. Selon l'importance qu'ils veulent donner à l'un ou l'autre des critères retenus, un facteur poids peut être choisi par les décideurs.

Reyna (1993) a utilisé le modèle SWMM : *Storm Water Management Model* (Huber et al, 1988) pour déterminer les indices de performance hydrauliques du RAU. Il a défini trois paramètres fournis directement par le module EXTRAN de SWMM : 1) Le rapport débit maximum transité et le débit de design pour obtenir le facteur MDF (Maximum to Design Factor) ; 2) la hauteur de mise en charge pour obtenir le facteur SLF (Surcharge Length Factor) et finalement 3) le volume des eaux débordées pour l'indice FLF (Flood

Length Factor). L'évaluation est faite sur une échelle de 0 à 10. La note 0 indique que l'état est parfait. L'indice de la condition hydraulique (HCI) est obtenu par la moyenne pondérée des trois paramètres. Durant le processus d'optimisation, chaque option de réhabilitation modifie l'indice de la condition hydraulique de la composante en question. En se mettant dans les conditions d'un écoulement uniforme, le débit évacué par une conduite est proportionnel à $D^{8/3}/n$, D étant le diamètre et n le coefficient de Manning. Les auteurs proposent la relation de transition suivante:

$$HCI_{i,j} = HCI_{i,0} \times \frac{D_{i,0}^{8/3} n_{i,j}}{D_{i,j}^{8/3} n_{i,0}} \quad (1.1)$$

$D_{i,j}$ est le diamètre de la conduite i réhabilitée par la méthode j ;

$n_{i,j}$ est le coefficient de Manning de la conduite i réhabilitée par la méthode j .

$HCI_{i,j}$ est l'indice hydraulique de la conduite i réhabilité par la méthode j

L'indice 0 est relatif à l'état de la conduite avant sa réhabilitation.

Les indices de performance hydraulique sont donc modifiés à l'aide de cette équation pour chaque scénario de réhabilitation car le modèle de simulation hydraulique n'est pas intégré dans le modèle d'optimisation.

Bien que cette approche soit défendable, la solution obtenue n'est pas optimale. En effet, la réhabilitation d'un tronçon de conduite ne modifie pas seulement son indice de performance hydraulique, mais modifie aussi celui de tous les tronçons situés en amont et en aval.

1.6 Problématique des études de diagnostic des RAU

La programmation des activités de maintenance et de réhabilitation exige une bonne connaissance du réseau qui est la base de toute intervention efficace. Elle ne peut être accomplie que par le biais d'une stratégie rigoureuse et intégrée à un système de gestion. Le diagnostic d'un RAU permet d'acquérir une connaissance de l'état structural et du fonctionnement hydraulique. Il met en évidence les anomalies et les déficiences des différentes composantes du réseau ainsi que leurs impacts. Le tronçon de conduite faisant partie d'un RAU et plus globalement du système d'assainissement doit être dans un état physique sain pour assurer les objectifs de l'assainissement. Actuellement, tous les modèles de réhabilitation des RAU font appel, d'une manière ou d'une autre, à une évaluation des différents tronçons du secteur à étudier. Cette évaluation explicitée en terme de performance et/ou de fiabilité permet de classer et de hiérarchiser ces tronçons. L'ambition poursuivie habituellement par les responsables est de pouvoir apprécier, de façon quantitative, l'état des tronçons de conduites.

De plus, la détérioration structurale de l'état d'une conduite est généralement le résultat de la combinaison de plusieurs anomalies, y compris les anomalies dans le fonctionnement hydraulique. Des perturbations chroniques de l'écoulement peuvent provoquer des dégradations d'ordre structural ; ces dégradations peuvent générer, à leur tour, des perturbations du fonctionnement du système d'assainissement ainsi que des problèmes d'infiltration et d'exfiltration.

Prenons un exemple où deux tronçons de conduites, susceptibles de mises en charge fréquentes, situés dans un sol sableux où le niveau de la nappe phréatique est très bas. De plus, un rapport d'inspection indique que l'un des tronçons présente des fissures. Ces dernières jumelées aux problèmes des surcharges entraînent des situations favorables au phénomène d'exfiltration. Le processus de dégradation est amplifié davantage par les conditions extrinsèques défavorables. Les risques de pertes de sol, d'affaissement ou

d'effondrement sont très élevés. Il est par conséquent évident que ces tronçons de conduites seront plus critiques que d'autres dans les mêmes conditions mais sans fissures.

Lors d'une mise en charge d'un tronçon de conduite, causée par un dépassement de capacité, l'effet se propage dans toutes les directions. Cette perturbation donne, selon son ampleur, naissance à deux ondes modifiant le comportement hydraulique en amont et en aval. Si, de plus, d'autres conduites sont sous-dimensionnées, le comportement résultant serait beaucoup plus complexe. Il serait difficile de remonter dans le temps et retracer les conduites responsables de ces perturbations. Des conduites en aval et en amont de la perturbation peuvent alors se montrer défaillantes alors qu'elles peuvent ne pas l'être et vice versa. C'est une tendance qui peut souvent engendrer un faux diagnostic. Le modèle MARESS (Reyna, 1993), par exemple, n'a pas pu tenir compte de ce caractère dynamique des perturbations. Dans les conditions d'écoulement en charge, en utilisant uniquement le rapport des débits maximums et des débits de design fournis par le logiciel SWMM, la performance hydraulique peut être complètement erronée. Les débits maximums traversant une conduite et résultant de l'équilibre dynamique sont tout simplement modifiés pour assurer l'écoulement sous ce nouveau régime transitoire. Avec ces critères d'évaluation, des conduites seront étiquetées critiques et prioritaires à la réhabilitation alors qu'elles ne le sont pas. L'inverse est également vrai et les interventions de réhabilitation ne seront donc pas efficaces. En fait, les conduites critiques ne seront pas forcément repérées en se basant uniquement sur les dégradations qu'elles manifestent. Un diagnostic étayé, basé sur l'état du réseau, doit être effectué afin de repérer les conduites qui sont réellement les sources des perturbations. L'état futur est toujours ajusté sur la base de l'état actuel. L'efficacité d'un programme de réhabilitation du RAU dépend, fortement et sans aucun doute, de l'évaluation de l'état du réseau dans son ensemble.

Dans le même ordre d'idée, en cas de dysfonctionnement hydraulique, un tronçon de conduite dont la capacité est insuffisante, impose des conditions d'écoulement sous pression afin d'assurer l'écoulement. Ce tronçon n'assure plus une évacuation adéquate

des effluents, la pente d'énergie nécessaire est, alors, supérieure à celle de la canalisation. Cependant une telle réaction influence les caractéristiques hydrauliques de la conduite (hauteur d'eau, débit, vitesse) à son amont et à son aval.

Par ailleurs, les modèles de simulation hydrauliques ne font que délimiter les zones à problème. Généralement, les gestionnaires procèdent à l'analyse hydraulique de plusieurs simulations avec différents scénarios possibles pour remédier aux problèmes. La solution n'est pas nécessairement le meilleur choix. Ce qui n'est pas souhaitable surtout dans le contexte actuel où les financements se font de plus en plus rares.

1.7 Conclusion

Jusqu'à ce jour, l'analyse des travaux réalisés sur la réhabilitation et le diagnostic des réseaux d'assainissement urbains a permis de confirmer la pertinence d'une étude élaborée de diagnostic. Cette étude doit être capable d'identifier les éléments contributeurs à sa défaillance. De même, elle doit mettre en place des moyens efficaces de réhabilitation.

Une difficulté majeure relative à l'évaluation de l'état des composantes des RAU est relevée. En effet, aucune méthodologie efficace et suffisamment détaillée n'a permis, jusqu'à aujourd'hui, de proposer un outil de diagnostic capable de traiter les aspects hydraulique et structural des RAU.

Les caractéristiques des différents défauts pouvant affecter un réseau d'assainissement urbain interagissant entre elles sont si nombreuses qu'il est difficile de rendre compte de son état global. Ce dernier s'effectue à cet effet généralement de façon subjective, à partir de constatations, pour la plupart du temps, visuelles. Pour surmonter cette problématique, on préconise d'utiliser des règles de décision à travers un moteur d'inférence flou. Celles-ci répondront ainsi à deux questions fondamentales :

- ✓ Comment quantifier l'ampleur de ces dégradations?
- ✓ De quelle manière doit-on intégrer ces informations dont les caractéristiques sont souvent si différentes?

Une fois les paramètres de dégradation, structural et hydraulique, bien définis, il est nécessaire de les regrouper dans un indice unique qui reflète le niveau de performance de chaque tronçon.

CHAPITRE 2

ÉLABORATION D'UNE FONCTION DE PERFORMANCE HYDRAULIQUE D'UN RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT URBAIN

2.1 Introduction

Un tronçon de conduite d'un RAU doit assurer plusieurs fonctions : être étanche et résister à la fois à l'abrasion, aux différents agents agressifs et aux sollicitations externes. Il doit aussi répondre à un régime hydraulique bien défini, caractérisé par un débit et une vitesse.

L'évacuation des eaux d'assainissement se fait en général par gravité, une pente motrice doit être respectée pour assurer le bon fonctionnement du système. Des stations de relèvement peuvent cependant exister dans des situations particulières où la topographie est défavorable. Le fonctionnement hydraulique d'un réseau d'assainissement peut être décrit avec précision par un modèle de simulation hydraulique calibré. Il est caractérisé par deux paramètres :

- a. Le débit que doit évacuer le réseau ;
- b. La capacité hydraulique du réseau.

D'un autre côté, le dysfonctionnement hydraulique d'un réseau se traduit par une incapacité à remplir le rôle primordial d'évacuation et de transport des eaux. Des dégradations se manifestent dans ce cas pour traduire le mauvais état des ouvrages constitutifs du réseau (conduits, déversoirs, pompes etc....). La vétusté des réseaux d'assainissement, l'urbanisation et l'augmentation corrélative des surfaces imperméables

sont, en fait, les principales causes des dysfonctionnements hydrauliques. Ceux-ci peuvent être mis en évidence à l'aide des études de diagnostic qui sont des moyens concrets d'évaluation du fonctionnement du réseau d'assainissement. Elles doivent aussi refléter une démarche intégrée.

En pratique, la performance hydraulique d'un réseau ou d'un tronçon peut être évaluée selon plusieurs critères en relation avec la capacité, la fréquence des mises en charge, les volumes débordés, l'étendue et la durée des débordements ainsi que l'importance stratégique des zones inondées. L'analyse des pratiques actuelles nous a montré qu'il n'y a aucune méthode, structurée et entièrement satisfaisante, capable de faire un diagnostic hydraulique d'un RAU.

Ce chapitre traite l'évaluation de la performance fonctionnelle du réseau par le modèle de diagnostic hydraulique (MDH). Celui-ci est conçu pour identifier les éléments qui contribuent aux dysfonctionnements hydrauliques. Il leur attribue ainsi une cote de performance, selon leur juste part de responsabilité. Deux études de cas sont faites sur un réseau unitaire de la ville de Laval. Mais avant d'aborder ces études, il nous a semblé opportun de rappeler quelques éléments théoriques de l'hydraulique.

2.2 Rappels théoriques

2.2.1 Écoulement à surface libre

Les écoulements à surface libre sont régis par les lois de conservation, de la masse, de la quantité de mouvement et d'énergie. Dans un RAU, ces écoulements sont graduellement variés et se font, en général, sans discontinuité. Les principes de quantité de mouvement et d'énergie sont donc équivalents.

L'application de ces principes moyennant certaines hypothèses simplificatrices, définies ci-dessous, aboutit à deux équations aux dérivées partielles, à deux inconnues :

la vitesse (ou le débit) et la hauteur d'eau dans la canalisation. Elles sont appelées les équations dynamiques ou équations de Barré De Saint-Venant (Henderson, 1966). (French, 1985). Ces deux équations peuvent être mises sous deux formes, une intégrale et l'autre différentielle, pouvant se prêter à une résolution numérique. Il est à noter que l'on peut facilement passer d'une forme à l'autre au moyen des transformations de Taylor.

Les hypothèses simplificatrices de De Saint Venant sont :

1. L'écoulement est unidimensionnel, ceci implique que la répartition des vitesses est uniforme dans une section et que le plan d'eau est horizontal suivant la largeur d'une section ;
2. La distribution des pressions est hydrostatique sur un plan perpendiculaire à l'écoulement. L'accélération verticale est négligée de même que les courbures d'écoulement. Ceci découle du fait que l'écoulement est graduellement varié. Cette situation correspond en pratique aux ondes en eau peu profonde ;
3. Les pertes d'énergie par frottement dans le cas de l'écoulement transitoire ne sont pas significativement différentes de celles des écoulements permanents;
4. Le fluide est considéré incompressible.

L'écriture des lois de conservation, par l'utilisation de ces hypothèses, aboutit ainsi, aux équations suivantes (French,1985) :

Équation de conservation de la masse ou de continuité :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad 2.1$$

Équation dynamique (quantité de mouvement) :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} = g(S_o - S_f) \quad 2.2$$

Q est le débit (m³/s) ;

A est la section mouillée (m²) ;

V est la vitesse d'écoulement (m/s) ;

g est l'accélération de la pesanteur (m/s²) ;

y est la profondeur (m) ;

S_o est la pente du fond (m/m) ;

S_f est la perte de charge unitaire (m/m) ;

$\frac{\partial V}{\partial t}, V \frac{\partial V}{\partial x}$ sont les termes d'accélération, respectivement locale et convective.

$g \frac{\partial h}{\partial x}$ est le terme de pression.

Outre V et h, d'autre couples de variables peuvent être choisis, selon les besoins pratiques de l'utilisateur. Par exemple, si l'on choisi la vitesse V et la hauteur piézométrique y mesurée à partir du radier de la conduite. Notons que la célérité, a, des ondes en eau peu profonde donnée par la formule (2.3) avoisine généralement la vitesse V de l'écoulement (Chaudhry, 1987) .

$$a = \sqrt{g \frac{A}{B}} \quad 2.3$$

B étant la largeur hydraulique.

Les équations (2.1) et (2.2) se présentent donc comme suit :

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{V \partial y}{\partial x} + \frac{a^2}{g} \frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad 2.4$$

$$g \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} = g (S_0 - S_f) \quad 2.5$$

Deux approches sont utilisées dans la pratique pour résoudre ce système d'équations. Une hydrologique où des hypothèses supplémentaires sont rajoutées de façon à pouvoir négliger certains termes. Ces modèles sont utilisés principalement dans les problèmes de propagation des crues. L'autre, plus réaliste, conserve tous les termes contenus dans les équations complètes de Barré De Saint Venant. Notons que l'équation de continuité reste sans simplification dans tous les cas.

Il existe d'autres modèles intermédiaires pour lesquels la propagation de l'onde cinématique se fait uniquement dans le sens de l'écoulement, tels que : le modèle d'onde diffusante où les termes d'accélération locale et convective sont négligés ou bien le modèle d'onde cinématique où les termes d'accélération et de pression sont négligés.

D'autres simplifications peuvent aussi exister. On pourrait linéariser le terme de friction ou prendre des conditions aux limites adéquates. Dans un cas extrême, une seule des deux équations (2.1 et 2.2) est utilisée et on trouve alors le modèle de Muskingum ou le modèle de réservoir linéaire. Ces derniers sont utilisés principalement dans les problèmes de propagation des crues (French, 1985).

2.1.1 Écoulement en charge

La plupart des RAU sont conçus pour des pluies d'occurrence de 2 à 5 ans. Cependant, lorsqu'une pluie excède la pluie de projet, les débits générés dépassent la capacité des conduites. Le régime d'écoulement est dit alors sous pression ou en charge. Dans ces conditions, le comportement hydraulique du réseau peut être perturbé. D'autres conditions peuvent aussi justifier des mises en charges locales. Citons entre autres : des changements brusques des dimension des conduites, des obstructions, des submersions de l'exutoire) ainsi que d'autres facteurs comme l'arrêt d'une pompe en ligne.

Le régime d'écoulement sous pression est caractérisé par une vitesse négligeable devant la célérité de l'onde de pression qui est une constante comprise entre 1000m/s et 1200m/s. Les équations correspondant à ce type d'écoulement (Streeter et al, 1978), (Chaudhry, 1987) peuvent s'écrire :

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{V \partial y}{\partial x} + \frac{a^2}{g} \frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad 2.6$$

$$g \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} = g(S_0 - S_f) \quad 2.7$$

2.1.2 Modélisation de la transition entre les deux types d'écoulement

Le passage de l'écoulement à surface libre à un régime en charge s'accompagne de plusieurs variations de pression, dues au mélange eau-air, qui peuvent endommager la structure du réseau. Il en résulte des débordements dans les rues, les sous sol et parfois même, un soulèvement de couvercles des regards.

L'analyse de la courbe caractéristique des conduites de la figure 2.1 montre la variation du débit Q en fonction de la hauteur piezométrique y. À partir de la zone transitoire, y représente la charge nécessaire pour écouler le débit Q. À surface libre,

cette grandeur mesure la profondeur d'écoulement dans la conduite. Dans des conditions d'écoulement sous pression (en charge), elle est supérieure au diamètre de la conduite ce qui peut provoquer des débordements et des dégâts dans le réseau lui-même et sur la chaussée. Une diminution de la capacité est constatée quand on dépasse un remplissage de 95% dans le cas d'une conduite circulaire. Ce changement rapide, de débit et de vitesse, cause des transitoires hydrauliques nuisibles à l'écoulement dans le réseau. Ce phénomène transitoire est similaire au coup de bélier mais moins sévère puisqu'il est influencé par les caractéristiques des deux phases et que la perturbation n'est pas aussi rapide.

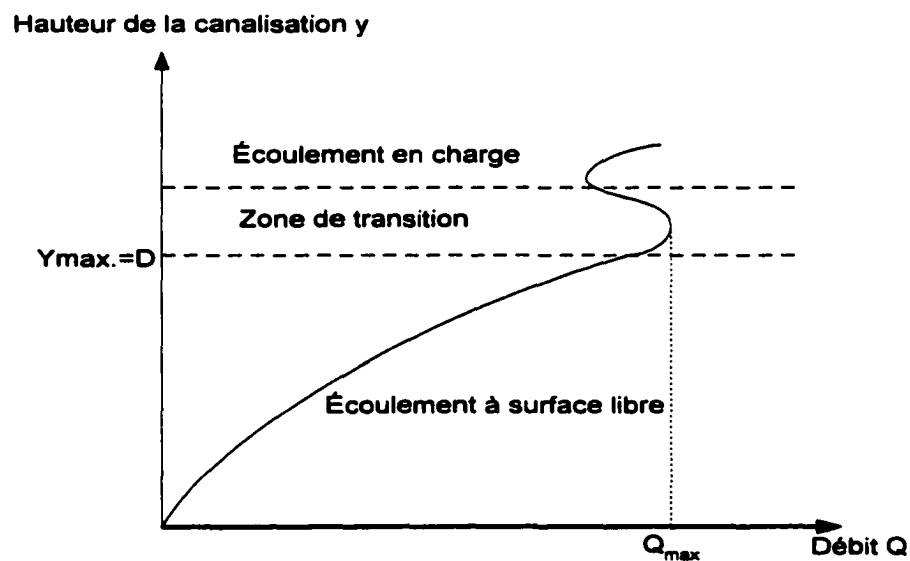


Figure 2.1. Relation débit - hauteur d'eau dans une conduite

Li et McCorquodale (1999) ont rapporté que la transition de l'écoulement par gravité à un écoulement sous pression est faite selon six phases schématisées par la figure 2.2. À l'endroit où se situe la perturbation, une onde de pression est créée. Elle se déplace à contre courant avec une vitesse V_w . De l'air se déplace donc dans le même sens à une vitesse V_a . La différence des vitesses de l'air et de l'onde de pression

engendre ainsi une turbulence à la surface de l'eau. Une fois cette différence ($V_a - V_w$) atteint une certaine limite d'instabilité, l'amplitude de l'onde augmente et touche localement la couronne de la conduite. Durant cette phase, l'air emprisonné est chassé progressivement jusqu'au moment où l'écoulement se face en charge.

Cette transition provoque des changements et impose des nouvelles conditions aux limites difficiles à modéliser. En effet, plusieurs auteurs, entre autres Valentin (1981), Hamam (1982) et Baines (1991) ont étudié théoriquement et expérimentalement les phénomènes hydrauliques qui surviennent au cours de la transition. Tous indiquent qu'une instabilité hydraulique accompagne souvent la transition et peut entraîner des régimes transitoires sévères. On dénombre trois approches pour simuler transition surface libre – en charge : la méthode de la fente de *Preissmann*, la méthode de *Shock-fitting* et la méthode de la *colonne rigide*. La plupart des modèles qui prennent en considération les écoulements en charge utilisent la méthode de Preissmann (Chaudhry 1982). Cette représentation qui donne, dans le cas des RAU, de bonnes approximations.

En admettant la similitude des équations relatives aux écoulements à surface libre et en charge, la méthode de Preissmann consiste à remplacer toute section fermée par une section ouverte au moyen d'une fente verticale fictive d'une très petite largeur et d'une hauteur infinie. Comme pour le régime à surface libre, la célérité de l'onde c exprimée par l'équation (2.8) peut être facilement calculée dans les deux régimes d'écoulement.

$$c = \sqrt{gA/B} \quad (2.8)$$

où A : est la surface d'écoulement.

B : est la largeur du miroir.

g : est l'accélération de la gravité.

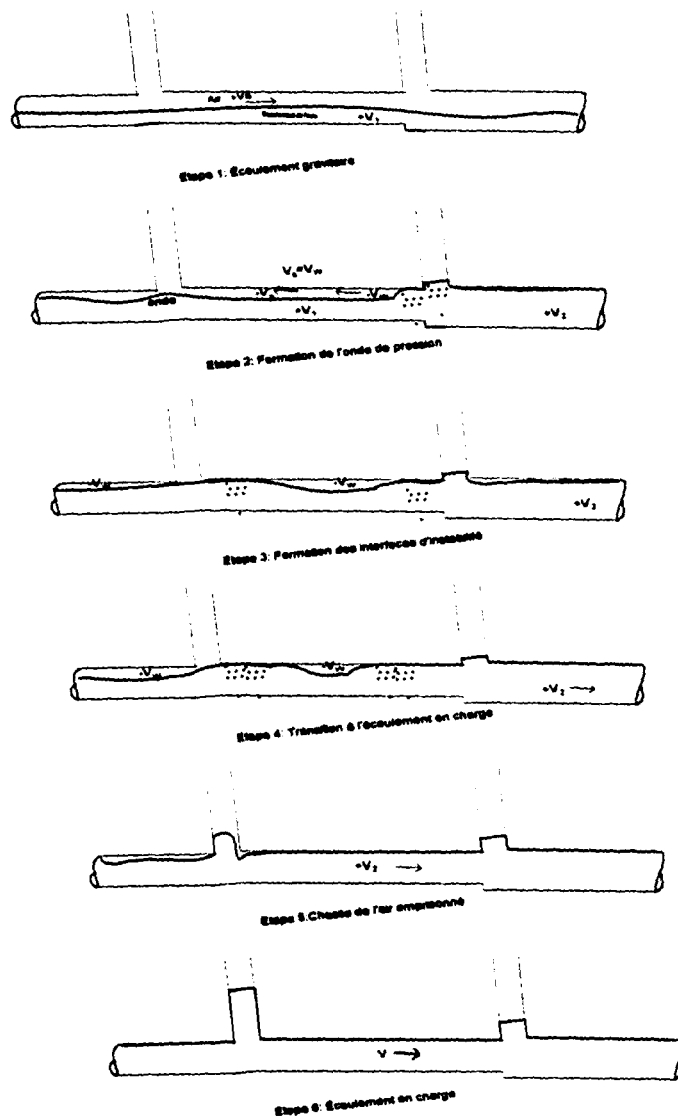


Figure 2.2

Illustration des étapes de transition régime d'écoulement à surface libre / en charge (adaptée de Li et McCorquodale (1999))

La profondeur, calculée en surface libre, devient la pression en cas de surcharge. Cependant, cette méthode ne simule pas l'interface mobile qui se fait entre les deux phases. Elle ne tient compte ni de l'instabilité causée par l'air ni des pressions négatives et suppose que les transitions se font d'une manière douce. En comparant les deux dernières méthodes appliquées pour le cas d'un réseau unitaire de la ville de Chicago, Guo et Song (1990 et 1991) ont conclu que la méthode de Priessman devient instable quand les ondes de pression sont très brusques.

2.1.3 Résolution numérique des équations dynamiques

Le système d'équations 2.1 et 2.2 ne possède pas de solution analytique connue. En effet, ces équations hyperboliques non linéaires, avec leurs conditions aux limites, constituent un problème relativement difficile à résoudre mathématiquement. Leur résolution fait appel à de nombreuses techniques numériques, principalement les différences finies. Dans ce qui suit, nous allons faire une brève description de ces méthodes qui sont les plus utilisées. Toutefois, ces méthodes sont traitées plus en détail dans les références (French, 1985), (Chow, 1959), (Bouazza, 1994) et (Brunelle, 1992).

Le principe des méthodes de différences finies consiste à remplacer les dérivées partielles par des variations discrètes dans le temps et dans l'espace. Cette transformation repose sur la technique de discrétisation du domaine d'étude sur une grille de calcul (x,t) . Les inconnues en un nœud donné sont exprimées en fonction de ces dérivées partielles.

La stabilité des schémas numériques est une notion qui caractérise le phénomène de propagation et d'amplification des erreurs numériques. Elle est réalisée en utilisant la méthode d'analyse de Von Neumann en injectant un modèle de série de Fourier dans le schéma de résolution (Payre, 1992). Il a été démontré que les conditions requises pour

assurer la stabilité des méthodes explicites portent sur le choix du pas de temps Δt et de l'espace Δx . Le rapport $\frac{\Delta t}{\Delta x}$ doit satisfaire à la condition de Courant-Friedrich-Lewy qui s'écrit :

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{|u + c|} \quad 2.9$$

Notons qu'un schéma de calcul n'est que la façon dont sont discrétisées les dérivées partielles. Il est obtenu en faisant un développement en série de Taylor et en négligeant les termes d'un certain ordre supérieur. C'est ce qui détermine aussi l'ordre du schéma. Deux classes de schéma de calcul peuvent être distinguées : les schémas explicites et les schémas implicites (Payre, 1992).

2.3 XP-SWMM :outil de simulation utilisé

Il existe une multitude de logiciels de simulation hydraulique des RAU. Plusieurs d'entre eux utilisent les équations de Barré De Saint Venant pour simuler les écoulement à surface libre. Les modèles basés sur ces équations permettent de bien décrire le comportement hydraulique. Leur utilisation est très recommandée pour les études de diagnostic des réseaux existants.

Notre choix s'est porté sur le logiciel XP-SWMM basé sur le modèle SWMM (Huber et al., 1988), (Rosner et al., 1989). XP-SWMM est une des nombreuses interfaces qui ont été créées pour rendre l'entrée des données et l'utilisation plus conviviales. On trouve une description détaillée dans les manuels d'utilisation .

Au départ, ce logiciel a été développé pour l'Agence de Protection de l'Environnement des États Unis (USEPA, 1971). Depuis cette date, plusieurs

améliorations et ajustements ont été apportés à sa première version. Bien qu'à l'origine ce modèle fût développé pour la simulation des polluants dans les eaux de ruissellement, c'est dans ses applications de drainage qu'il est actuellement le plus utilisé.

Le logiciel XP-SWMM a été principalement choisi pour deux raisons :

- a. Sa puissance et sa rapidité de convergence. La propagation de l'écoulement dans les conduites est représentée par le système complet des équations de Barré De Saint Venant et des schémas de calcul performants sont utilisés ;
- b. Sa popularité. Une large proportion des municipalités et des consultants est très familière avec SWMM ou l'une de ses interfaces.

XP-SWMM est un modèle sophistiqué pouvant simuler qualitativement et quantitativement les écoulements dans les bassins de drainage et dans les réseaux d'égout, que ce soit dans les conduites, les canaux, les bassins de détention/rétention ou autres. Les simulations dynamiques des écoulements sont obtenues en utilisant deux modules en cascade : le module Runoff et le module hydraulique ou Extran. Chacun de ces modules peut être exécuté indépendamment de l'autre. Des fichiers d'interface sont utilisés pour faire passer l'information d'un module à l'autre.

Le module hydrologique Runoff permet de transformer les hyétogrammes réels ou synthétiques en hydrogrammes à l'exutoire de chacun des bassins de drainage. Dans ce module, plusieurs approches donnant la relation pluie/débit sont proposées. Le modèle du réservoir non linéaire est utilisé par défaut. L'infiltration peut être calculée soit par la méthode de Horton ou celle de Green Ampt (Chow, 1988). Même si Runoff peut simuler les écoulements dans les conduites par laminage de crue de type hydrologique, il est recommandé d'utiliser le module hydraulique pour l'analyse du comportement hydraulique d'un réseau complexe.

Le module hydraulique (Extran) permet de simuler la propagation des hydrogrammes, calculés par le module Runoff, à travers les différents tronçons du réseau d'assainissement. Il possède des capacités de traitement beaucoup plus élevées que l'autre module. Il permet de simuler l'écoulement dans des réseaux complexes comportant des ouvrages hydrauliques spéciaux. Il tient compte des surcharges des conduites, des contre-pentes et des retours d'eau. Les résultats de traitement sont une série d'informations pertinentes pour l'analyse du comportement hydraulique : les débits et les vitesses d'écoulement pour chaque conduite, les niveaux d'eau, les hauteurs de mises en charge, les débordements (leur durée et les volumes débordés), les paramètres de convergence, etc.

2.4 Critère de performance hydraulique

Un système de drainage est conçu pour acheminer les débits de ruissellement générés par des pluies de période de retour variant selon les réglementations, les habitudes locales et les moyens financiers disponibles pour les travaux d'assainissement. En Amérique du Nord, la période de retour varie en général de deux à dix ans. Dans certains pays d'Europe, elle est d'au moins dix ans. En réalité, la période de retour de la pluie de projet n'est pas la même que celle des débits de ruissellement générés dans les différents nœuds du réseau. En effet, les coefficients d'abattement et les temps de concentration peuvent varier sensiblement pour la même intensité de précipitations en fonction des conditions de saturation des sols, de la répartition temporelle des précipitations, du règlement local, de l'urbanisation et du jugement de l'ingénieur concepteur.

Pour obtenir une indication sur la qualité de fonctionnement d'un réseau existant, nous avons défini les notions de performance selon la période de retour de la pluie de projet. La performance hydraulique d'un tronçon représente l'écart entre son état

hydraulique actuel et le seuil acceptable de défaillance fixé par les responsables. Elle tient compte, aussi, de la sensibilité de son environnement à ce dysfonctionnement. Elle est fonction du temps et de l'espace car la dégradation des performances d'un RAU est un processus évolutif.

Rappelons qu'une défaillance hydraulique survient lorsqu'une composante ou un tronçon de conduites n'évacue pas adéquatement les eaux usées et/ou de ruissellement avec une période d'occurrence inférieure ou égale à celle établie lors de la conception du réseau.

Prenons l'exemple de dépassement de capacité d'un tronçon de conduites, l'écoulement passe localement d'un régime à surface libre à un régime en charge. Les mises en charges, qui peuvent être tolérables jusqu'à un certain niveau, provoquent des perturbations aux écoulements et n'évacuent pas adéquatement les effluents. Si l'impact est trop fort, des débordements surgissent alors et menacent la sécurité et l'hygiène public.

Il paraît à priori difficile d'établir un critère universel pour évaluer la performance hydraulique d'un réseau d'assainissement. En effet, pendant qu'à certains endroits stratégiques du réseau, l'amélioration de la performance hydraulique d'un tronçon de conduite consiste à augmenter sa capacité pour véhiculer le débit total et éviter tout débordement ou mise en charge, dans d'autres endroits, des techniques de réduction des débits de pointe à l'aval du réseau consistent à favoriser le stockage dans les conduites et puisards, et à utiliser éventuellement des concepts de réseau majeur et mineur, pour soulager le réseau et éviter les inondations.

L'évaluation de la performance hydraulique d'un réseau d'assainissement peut être accomplie selon :

- ✓ La capacité hydraulique des tronçons ;
- ✓ La fréquence des mises en charge et leur durée ;
- ✓ Le volumes débordés ;
- ✓ La durée de débordement ;
- ✓ L'étendue des débordements dans l'espace ;
- ✓ L'importance stratégique des zones touchées.

Pour évaluer ces différents critères, nous avons besoin d'un modèle de simulation hydraulique qui permettra, d'un côté, de reproduire les conditions hydrauliques du système existant, et d'un autre côté, de simuler le comportement après les interventions de réhabilitation. Il permettrait aussi de montrer l'effet des différentes techniques et scénarios de réhabilitation sur le comportement hydraulique global du réseau. Toutefois, le modèle de simulation hydraulique doit être préalablement calibré et validé afin de reproduire le plus fidèlement possible le comportement hydraulique du réseau.

2.5 Mises en charge dans un RAU

Un égout sanitaire est conçu pour être autonettoyant et pour écouler le débit de design à surface libre. En principe, un égout pluvial ne doit pas se mettre en charge et doit lui aussi être auto-nettoyant. On rappelle par ailleurs que le débit maximum à surface libre d'une canalisation circulaire est obtenu pour un tirant d'eau voisin de 95% du diamètre (figure 2.2). D'un point de vue théorique, on peut représenter le phénomène de refoulement comme une variation de l'énergie spécifique entre des tronçons successifs provoquant une remontée de l'écoulement vers l'amont (Bourrier, 1985).

Sur le plan pratique, la remontée de la ligne piézométrique dans un réseau d'assainissement peut être due à l'une ou plusieurs de ces raisons :

- Insuffisance du diamètre de la conduite pour drainer le ruissellement qui va en augmentant de l'amont vers l'aval du réseau ;
- Diminution de la pente ou augmentation de la rugosité dans le sens de l'écoulement ;
- Présence d'obstacles provoquant des pertes de charge singulières (dépôt de graisse, accumulation de sédiments et d'objets de grande taille, grille, seuil, etc....)
- Remontée du niveau dans le regard aval ou du cours d'eau où se déverse l'égout.

L'amélioration de la performance hydraulique d'un tronçon de conduite d'un RAU consiste à rétablir un écoulement normal selon les règles de l'art en génie, en augmentant, par exemple, sa capacité pour véhiculer le débit total et, selon le cas, éviter tout débordement ou mise en charge à cet endroit. D'autres méthodes indirectes telles que les techniques compensatoires (chapitre I) sont très efficaces pour l'amélioration des performances hydrauliques et de l'aspect fonctionnel des systèmes d'assainissement.

Sous un régime en charge, les sections sont entièrement pleines. La vitesse et la pression sont les seules inconnues. La pression en un regard, appelée communément mise en charge, est directement liée au débit d'écoulement. La pente d'énergie nécessaire pour écouler le débit est supérieure à celle de la canalisation. Cette réaction influence, donc, les caractéristiques hydrodynamiques de son amont et de son aval.

Pour simplifier l'écriture dans la suite de l'exposé, la mise en charge est définie comme étant la hauteur d'eau dans la cheminée comptée à partir de la couronne de la canalisation.

Afin de comprendre les effets des mises en charge, prenons l'exemple de la branche d'un RAU (figure 2.3), où seule la conduite (1) perturbe l'écoulement à cause de

l'insuffisance de sa capacité. Les conduites situées à son aval et à son amont sont toutes capables d'évacuer leur débit de design. La conduite (1), comme nous l'avons précisé précédemment, doit donc rehausser sa hauteur H_1 mesurée à partir de la couronne de la canalisation pour écouler le débit provenant de l'amont. Cette mise en charge sera transmise aux tronçons amont qui n'assurent plus un écoulement à surface libre. Son ampleur et son étendue dépendent de la mise en charge H_1 , des pentes des conduites et de leurs longueurs.

Si l'évacuation des eaux est faite uniquement par gravité, à l'instant t correspondant au débit maximum Q_t (cas le plus défavorable), l'effet de refoulement doit théoriquement s'amortir quelque part dans la branche en remontant le courant amont.

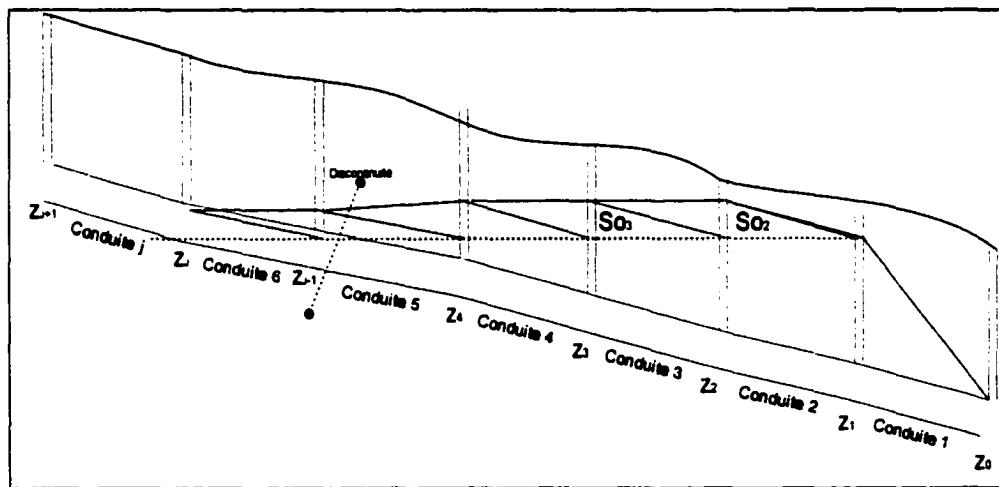


Figure 2.3 : Illustration de l'exemple

Une fois le nouveau régime permanent atteint, l'équation de Bernoulli entre les niveaux d'eau au point 1 et un autre point j en amont s'écrit alors :

$$(Z_1 + H_1 + D_1) + \frac{P_1}{\rho g} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = (Z_j + H_j + D_j) + \frac{P_j}{\rho g} + \alpha_j \frac{V_j^2}{2g} + \sum_{k=1}^j S_f^k \quad (2.10)$$

Z_1, Z_j sont les cotes du radier au droit des cheminées;

D_1, D_j sont les diamètres des canalisations 1 et j;

α_1, α_j sont les coefficients de correction de l'énergie cinétique;

H_1, H_j sont les mises en charge des conduites 1 et j;

V_1, V_j sont les vitesses à l'entrée des conduites 1 et j;

ρg est le poids volumique

S_f^k est la perte de charge dans la conduite k .

P_1 et P_j sont les pressions dans les points 1 et j.

Les pressions P_1 et P_j sont égales à la pression atmosphérique. Si on néglige la variation de l'énergie cinétique, l'équation (2.10) devient :

$$(Z_1 + H_1 + D_1) = (Z_j + H_j + D_j) + \sum_{k=1}^j S_f^k \quad (2.11)$$

Si la mise en charge en j est nulle c'est à dire que le tirant d'eau dans la conduite j doit être au plus égale à D_j . L'équation devient:

$$Z_j + D_j + Pdc_{1-j} \geq (Z_1 + D_1 + H_1) \quad (2.12)$$

Où $Pdc_{1-j} = \sum_{k=1}^j S_f^k$ est la perte de charge totale entre les nœuds 1 et j.

Cette inéquation représente l'expression mathématique de la condition sur la conduite recherchée j . La cote Z_j est déterminée quand la cote du niveau d'eau dans la conduite j est au plus égale à la cote du niveau d'eau dans la cheminée de la conduite 1 diminuée de l'équivalente perte de charge $P_{dc_{1,j}}$ (entre 1 et j). Schématiquement, cela signifie que l'effet de refoulement s'arrête une fois l'élévation de la cote de la couronne d'une conduite amont dépasse la cote du niveau d'eau dans la cheminée de la conduite 1 et les pertes de charge associées.

Chaque conduite se met en charge de telle sorte qu'elle rehausse son niveau dans sa cheminée amont afin de vaincre les forces de frottement résultantes de l'évacuation par gravité du débit Q_t . Notons que la transition entre les deux régimes d'écoulement est faite de façon douce. La variation des vitesses à l'endroit de la perturbation est donc négligeable.

Dans une branche donnée du réseau, la mise en charge d'un seul tronçon de conduite suffit donc pour rehausser la cote piézométrique au-dessus de la couronne d'un certain nombre de tronçons situés en amont. La mise en charge impose un nouvel état d'équilibre et peut être la cause de plusieurs changements. Les conduites en amont se mettent en charge pour assurer l'écoulement et atteindre un nouveau débit d'équilibre. Dans une conduite où la hauteur de mise en charge dépasse le niveau du sol, des débordements surviennent et limitent les refoulements vers l'amont alors que les volumes d'eau débordée continuent vers l'aval en empruntant le réseau majeur. Ceci ne fait que masquer les effets perturbateurs et rend l'analyse hydraulique plus compliquée.

De ce fait, il serait donc erroné d'incriminer un tronçon de conduite qui devrait normalement couler à surface libre pour son débit de design alors qu'il coule en charge à cause de l'insuffisance hydraulique d'une conduite située en aval. Dans le même sens, établir une cote de performance en se basant uniquement sur le rapport du débit de design et le débit maximum (Reyna et al., 1994) ne permet pas de bien évaluer la

performance hydraulique. En effet, le rapport des débits, calculé par Reyna, utilise un débit maximal que le modèle SWMM enregistre quand le régime d'écoulement atteint un certain équilibre correspondant à un certain état.

2.6 Modèle de Diagnostic Hydraulique (MDH)

L'analyse du comportement hydraulique d'un réseau présentant des dysfonctionnements hydrauliques est complexe. Il faut détecter les endroits précis où naissent les défaillances. Ces dernières peuvent être due à un dépassement de capacité, une obstruction ou une submersion de l'exutoire. Localement, on peut passer d'un écoulement à surface libre à un écoulement en charge. Afin d'assurer l'écoulement du même débit, ces situations imposent des conditions d'écoulement sous pression. Cependant de telles réactions influencent les caractéristiques hydrauliques (hauteur d'eau, débit, vitesse) de l'ensemble du réseau.

Pour évaluer la performance hydraulique, il faut utiliser un modèle d'analyse hydraulique qui soit capable de réaliser les points suivants:

- ☒ Détecter les tronçons responsable des dysfonctionnements ;
- ☒ Évaluer l'ampleur des dysfonctionnements hydrauliques du réseau.

2.1.4 Formulation mathématique

L'étude hydraulique d'un réseau d'assainissement en période de pluie est très complexe. Il va de soit qu'il est le siège d'écoulements non permanents. En transformant les dérivées partielles des équations de Saint Venant en dérivées totales, l'écoulement peut être décrit par la méthode des caractéristiques (Bouazza, 1994). Celle-ci peut s'appliquer aussi bien aux écoulements en charge qu'aux écoulements à surface libre.

Ses équations peuvent s'écrire sous la forme (Cunge et al., 1980):

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{dx}{dt} = V \pm a \\ \lambda \frac{dV}{dt} + \frac{dH}{dt} + V \sin \alpha \pm \lambda \frac{fV |V|}{2D} = 0 \end{array} \right. \quad (2.13)$$

où:

V est la vitesse d'écoulement (m/s) ;

g est l'accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

H est la hauteur piézométrique, dans la conduite, mesurée à partir du radier (m) ;

a est la célérité de l'onde (m/s) ;

λ est une constante égale à a/g ;

f est un coefficient de frottement ;

α est la pente du fond de la conduite.

Les équations caractéristiques (2.13) représentent les trajectoires des particules C^+ et C^- schématisés dans la figure 2.4. Cette dernière montre la propagation de la perturbation dans le cas général où la vitesse V est de l'ordre de grandeur de la célérité a . L'information sur l'état du système se transmet, alors, dans les directions caractéristiques C^+ et C^- . Dans les conditions d'un RAU, le régime d'écoulement évolue d'un état à un autre et les mises en charges sont rapides et ne sont pas aussi longues. La célérité a est très grande par rapport à la vitesse d'écoulement V . Les directions C^+ et C^- sont alors des droites de pente constante respectivement $+a$ et $-a$.

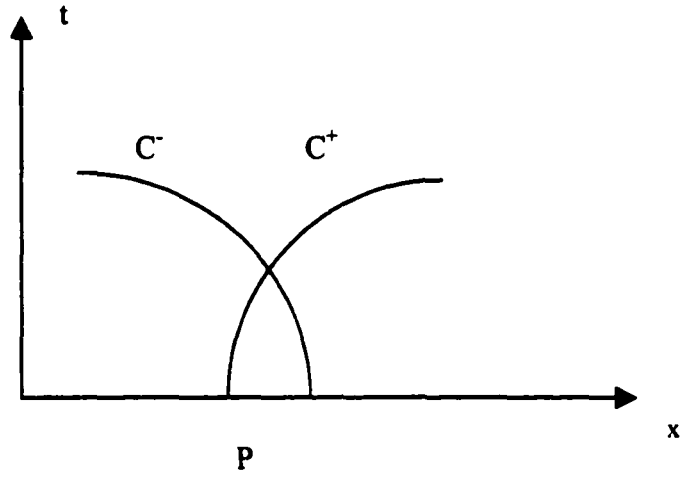


Figure 2.4 Propagation des perturbations C^+ et C^-

En discrétisant la deuxième équation du système (2.13), elle devient :

$$\lambda \frac{\Delta V}{\Delta t} + \frac{(H_2 - H_1)}{\Delta t} + V \sin \alpha \pm \lambda \frac{fV|V|}{2D} = 0 \quad (2.14)$$

Ou encore :

$$H_2 - H_1 = [\pm \lambda \frac{fV|V|}{2D} - V \sin \alpha - \lambda \frac{\Delta V}{\Delta t}] \times \Delta t \quad (2.15)$$

Avec $\lambda = a/g$ et $\frac{fV|V|}{2gD} = S_f^u$ est la perte de charge unitaire,

L'équation (2.15) devient:

$$H_2 - H_1 = \pm a \Delta t \times S_f^u - V \Delta t \times \sin \alpha - \frac{a}{g} \times \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad (2.16)$$

Si de plus, nous supposons que l'écoulement dans une branche donnée est dans sa situation la plus critique (débits maximaux réels) quand le niveau maximum de mise en charge est atteint, l'état est quasiment permanent et la variation des vitesses est très faible.

En appliquant l'équation (2.15) entre deux cheminées i et j d'un RAU, la hauteur de mise en charge nécessaire pour écouler le débit de design dans une conduite de longueur L_{ij} sera donc donnée par la relation:

$$H_j = H_i - S_f^{ij} - L_{ij} \times \sin(S_0) \quad (2.17)$$

H_i et H_j sont respectivement les mise en charge dans les cheminées i et j

S_0 est la pente de la conduite entre les deux cheminées i et j ;

L_{ij} est la longueur séparant les deux cheminées i et j ;

S_f^{ij} est la perte de charge totale dans la conduite entre les cheminées i et j .

La mise en charge occasionnée par la conduite en aval est donc calculée par cette relation. Cette dernière est d'une importance fondamentale dans le modèle de diagnostic hydraulique (MDH). Elle permet d'une part de vérifier la capacité du tronçon i avec le débit actuel (selon le niveau de protection), et d'autre part, de quantifier la responsabilité de mise en charge de ce tronçon en cas de dépassement de sa capacité.

La performance hydraulique est une fonction de cette hauteur H_i qui représente la mise en charge nécessaire pour assurer l'évacuation du débit correspondant. Elle permet, donc, de quantifier la responsabilité absolue de la conduite. Elle est évaluée comme suit :

$$N_i = N_{\min} + (N_{\max} - N_{\min}) \left[1 - \left(\frac{PR_i - H_i}{PR_i} \right) \right] \quad (2.18)$$

N_i est la cote allouée au tronçon i, elle varie entre deux notes N_{\min} et N_{\max} ;

H_i est la hauteur de mise en charge maximale dans le regard amont du tronçon i calculée à partir de l'équation (2.17) ;

PR_i est la profondeur d'enfouissement du tronçon i mesurée à partir de sa couronne amont.

Si l'écoulement dans un tronçon de conduite se fait à surface libre ($H_i=0$), la conduite sera adéquate vis-à-vis de son fonctionnement hydraulique. Sa note sera donc N_{\min} (0%). Par contre, si $H_i=PR_i$, la hauteur de mise en charge a atteint la surface du sol et la conduite coulant en charge, déborde à travers sa cheminée en amont. La note attribuée est N_{\max} (100%). Entre ces deux situations extrêmes, la note N_i exprime directement le degré de mise en charge de la conduite exprimé en pourcentage de profondeur d'enfouissement au regard amont.

La formule (2.18) proposée permet d'attribuer à une conduite le pourcentage de responsabilité de mise en charge relative à d'autres désordres dans la branche. Cependant, en cas de débordement, la hauteur de mise en charge dépasse la profondeur PR et les effets sont donc masqués. Pour pallier à cette difficulté, une profondeur fictive, PR' , est introduite. Elle sera équivalente à la somme des hauteurs de toutes les cheminées en aval, définie par :

$$PR'_j = \sum_{k=k_1}^j H_j \quad (2.19)$$

k_1 étant la conduite qui correspond à la première mise en charge en aval de d'une conduite j dans la branche ;

Afin de pénaliser les conduites qui provoquent des débordements, un facteur ϖ représentant le rapport de la mise en charge maximale h (calculée par le modèle de simulation hydraulique) et la profondeur d'enfouissement, PR , est aussi introduit. Ainsi, en cas de débordements, ce facteur de correction ϖ est égal à 1 et la note du tronçon est majorée. Dans le cas d'une mise en charge, H , le rapport ϖ est inférieur à l'unité.

Dans un nœud j donné, la part de responsabilité d'une conduite i sera donc :

$$\frac{H_i}{\bar{\omega}_j^{-1} PR'_j} \quad (2.20)$$

La formule générale pour le calcul de la performance est réécrite comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_i^j = N_{\min} + (N_{\max} - N_{\min}) \left[1 - \left(\frac{\bar{\omega}_j^{-1} PR'_j - H_i}{\bar{\omega}_j^{-1} PR'_j} \right) \right] \\ \varpi_j = h_j / PR_j \end{array} \right. \quad (2.21)$$

Cette formule quantifie l'effet d'un tronçon i sur un tronçon j , placé en amont. Elle permet de séparer les effets de refoulement que chacune des conduites possède séparément vis-à-vis d'elle-même et de chacune des autres conduites dans la branche. La note N_i^j exprime alors l'effet de la conduite i sur la conduite j en amont.

Tableau 2.1

Lecture des cotes N_i'

Conduites	Conduite 1	Conduite 2	Conduite i	Conduite i+1	Conduite n-1	Conduite n	RR
Conduite 1	N_1^1	N_1^2	N_1^i	N_1^{i+1}	N_1^{n-1}	N_1^n	RR_1
Conduite 2		N_2^2	N_2^i	N_2^{i+1}	N_2^{n-1}	N_2^n	RR_2
Conduite i			N_i^i	N_i^{i+1}	N_i^{n-1}	N_i^n	RR_i
Conduite i+1				N_{i+1}^{i+1}	N_{i+1}^{n-1}	N_{i+1}^n	RR_{i+1}
Conduite n-1					N_{n-1}^{n-1}	N_{n-1}^n	RR_{n-1}
Conduite n						N_n^n	RR_n
ER	ER_1	ER_2	ER_i	ER_{i+1}	ER_{n-1}	ER_n	

Pour bien illustrer les résultats, et dans le but de faciliter la lecture des N_i' , le tableau 2.1 fournit les responsabilités relatives de chaque tronçon de conduite d'une même branche. La valeur de la cellule (i,j) du tableau représente le pourcentage de mise en charge de la conduite j par rapport à sa profondeur d'enfouissement, provoquée par la conduite i. La dernière colonne du tableau exprime la responsabilité globale de refoulement de chaque conduite vis-à-vis de la mise en charge de l'ensemble de la branche.

La dernière ligne du tableau exprime la superposition des effets de refoulement provenant des différents tronçons. Cette évaluation est représentée ainsi par la somme des cotes d'une même colonne et évalue les Effets de Refoulement (ER). Elle donne un aperçu de l'état réel d'une mise en charge pour chaque conduite. En cas de débordement cette valeur indique 100%.

2.6.1 Algorithme général de fonctionnement

Le modèle MDH permet d'évaluer la performance hydraulique de n'importe quel réseau d'assainissement. En cas de réseau maillé, la hauteur de mise en charge la plus élevée est retenue pour le calcul des refoulements en amont. Le modèle d'analyse hydraulique établit les paramètres de la performance hydraulique selon les étapes suivantes :

- (1) Déterminer les débits de pointe à l'entrée de chaque nœud selon la situation actuelle du réseau ;
- (2) Déterminer les valeurs de la perte de charge S_f^{ij} . Celle ci peut être calculée par la formule de Manning :

$$S_f^{ij} = L_{ij} \times \left[\frac{n_{ij}^2}{(0.3117)^2 \times D_{ij}^{16/3}} Q_{ij}^2 \right] \quad (2.22)$$

Où

- n_{ij} est le coefficient de Manning ;
- Q_{ij} est le débit de pointe relatif à la conduite ij ;
- D_{ij} est le diamètre de la conduite ij ;
- L_{ij} est la longueur de la conduite ij

- (3) Calculer H_i de chaque conduite (Eq. 2.17)

Lors d'une jonction, H sera prise comme étant la valeur maximale des H_k calculée pour l'ensemble des conduites qui partent du nœud i : $H_i = \max(H_k)$.

(4) Calculer la responsabilité relative (Eq.2.20)

Aller à l'étape (4) pour une autre conduite i en amont ;

(5) Calculer les valeurs de N_i' par l'équation 2.21 et les paramètres Responsabilités de Refoulement (RR) et Effets de Refoulement (ER).

2.7 Validation du modèle MDH

Afin d'illustrer et de valider le modèle d'analyse hydraulique, deux réseaux situés dans Ville Laval ont été étudiés. Le premier (Bennis et al.,1999) concerne le sous bassin 2 situé dans le sud ouest du bassin Pont Viau. Une série de simulations a été effectuée pour vérifier la méthodologie et montrer que la modèle MDH est capable de détecter les points de dysfonctionnement hydraulique d'un réseau ainsi que les causes réelles de ces dysfonctionnements. Le deuxième concerne la partie Est. Ici, le modèle d'analyse est appliqué pour déterminer les performances hydrauliques du secteur afin de choisir, parmi les interventions possibles, celle qui offre la meilleure condition d'écoulement en terme de diminution des débordements et de refoulements d'égout.

2.7.1 Localisation et caractéristiques physiques du réseau

Le bassin Pont Viau est situé dans le centre sud de la ville de Laval. Il est traversé en direction Nord sud, à l'est, par la rue Notre-Dame-De-Fatima et à l'ouest par le boulevard Des Laurentides. Le boulevard De la Concorde le traverse du côté nord. Le bassin est limité par le boulevard Saint Martin et du côté sud par le boulevard Lévesque. La topographie du secteur est variable. Elle passe de 40 mètres à 20 mètres en direction ouest. Les points les plus hauts du bassin se situent dans le coté nord. Le terrain baisse par la suite graduellement en direction de la Rivière des Prairies. Deux zones basses,

situées du côté ouest, caractérisent le bassin. La première est située au nord, à proximité de la terrasse Paquin. La deuxième à l'extrême sud du secteur Quintal.

Le réseau unitaire existant du pont Viau est découpé en dix sous bassins. Il est à la fois maillé et arborescent.

2.7.2 Situation générale de l'étude

Le réseau unitaire du bassin Pont-Viau a fait l'objet de plusieurs défaillances hydrauliques et structurales. Ceci l'a rendu plus vulnérable et sujet à des débordements et mises en charge fréquentes dans plusieurs de ses secteurs. En vue de le restructurer, Ville Laval s'est engagée à mettre en place un programme de réhabilitation pour remettre en état le fonctionnement hydraulique de son système d'assainissement. Ce programme de réhabilitation consiste principalement à construire un nouveau réseau pluvial dans les secteurs critiques afin de soulager le réseau existant. D'autres restructurations, moins importantes, font aussi partie de la liste des travaux à réaliser :

- ☒ La modification du pavage pour améliorer l'écoulement dans les rues ;
- ☒ La construction de nouveaux regards;
- ☒ Le changement de pentes ;
- ☒ Le reprofilage de rues ;
- ☒ L'installation des régulateurs de débit dans les puisards.

Le programme en question, lancé depuis 1989 et échelonné sur plusieurs années, est implanté sur plusieurs phases. Alors qu'une partie des travaux vient juste d'être achevée dans la partie sud-ouest du bassin, plusieurs plaintes associées au mauvais fonctionnement persistent et inquiètent toujours les responsables. Plusieurs refoulements d'égout ont été enregistrés principalement dans le secteur Quintal. Ce dernier, faisant

l'objet de la deuxième étude de cas, constitue l'une des problématiques prioritaires actuelles de la ville.

2.7.3 Données du réseau unitaire existant

La calibration hydraulique du bassin a été réalisée par les ingénieurs de Ville Laval et ne fait pas partie de la présente étude. Auparavant, la ville de Laval a mené une étude complète et détaillée de caractérisation des bassins de drainage. Une base de données fiable a été donc construite à l'image des outils de simulation hydraulique. On dispose, à chaque nœud du réseau, de la dimension et du pourcentage d'imperméabilisation de chaque type de surface rattachée à celui-ci.

D'autres données nécessaires pour la modélisation hydraulique ont été fournies sous forme de fichiers, format interface du logiciel SWMM. Toutefois, la version SWMM 3.3, qui a été utilisée, s'est avérée incompatible avec la version 6.06 de XP-SWMM32 que nous utilisons. De ce fait, les données ont été vérifiées, à l'aide d'autres données supplémentaires qui nous ont été fournies. Elles ont été ensuite saisies manuellement.

2.7.3.1 Données Pluviométriques

Les pluies utilisées sont des pluies de projet établies par la ville pour la région de Laval. Les pluies d'occurrence deux fois par an, une fois par an, une fois par cinq ans et une fois par dix ans sont représentées en annexe I.

2.7.3.2 Données relatives à l'infiltration

Le calcul des infiltrations est fait à l'aide du modèle Horton (Chow, 1988). Les paramètres utilisés sont :

- ✓ L'intensité d'infiltration initiale : $f_{\max}=76.2 \text{ mm/h}$;
- ✓ L'intensité d'infiltration asymptotique : $f_{\min}=7.62 \text{ mm/h}$;
- ✓ Le taux de décroissance $k=0.00149 \text{ s}^{-1}$.

2.7.3.3 Caractéristiques des bassins de drainage

Les caractéristiques des nœuds et des conduites pour les secteurs qui concerne l'étude en question sont données dans l'annexe I.

2.7.4 Étude de cas I

2.7.4.1 Considérations générales

Le premier sous-bassin à l'étude, schématisé dans la figure 2.5, est situé dans le sud ouest du bassin Pont Viau de l'île de Laval. Ce sous-bassin est limité par la rue Louis Arthur du côté nord-est et par la rue Des Écores du côté nord-ouest. Le bassin de drainage est sollicité sur son ensemble par une pluie de type Chicago de période de retour 5 ans.

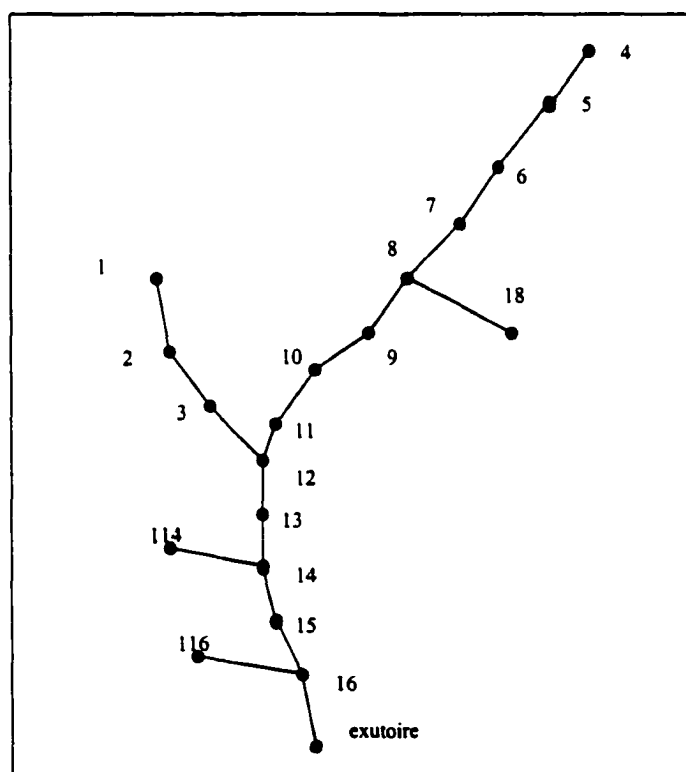


Figure 2.5 Schéma du réseau (cas I)

Le tableau 2.2 fournit pour chaque conduite, de la branche principale, les cotes au radier et à la couronne ainsi que toutes les données physiques du réseau étudié. Les diamètres, montrés dans l'avant dernière colonne de ce tableau, correspondent à des valeurs de conception, pour une pluie de période de retour de 5 ans. Avec ces données, l'écoulement se fait à surface libre dans tous les tronçons du réseau.

Tableau 2.2

Caractéristiques des conduites (cas I)

N° Conduite	Cote radier	Pente (%)	Diamètres de conception	Diamètres modifiés
4	25.9	6.05	.305	.305
5	22.3	5.20	.305	.305
6	18.7	2.78	.460	.460
7	17.9	0.17	.915	.915
8	17.8	0.18	.915	.915
9	17.8	0.46	1.065	1.065
10	17.7	0.09	1.065	1.065
11	17.5	1.10	1.065	1.065
12	17.2	0.47	1.065	1.065
13	17.0	0.55	1.065	.760
14	16.8	0.54	1.370	.760
15	16.7	2.10	1.370	.760
16	16.1	0.10	1.525	.760

Pour les besoins de l'étude, le diamètre des quatre derniers tronçons de la branche principale, soit celui des conduites 13, 14, 15, et 16, a été réduit pour simuler l'effet d'un sous dimensionnement de conduite sur l'ensemble du réseau. Les diamètres modifiés figurent sur la dernière colonne du même tableau.

2.7.4.2 Résultats du modèle MDH

Le tableau 2.3 fournit les responsabilités relatives dans la branche de chaque tronçon de conduite calculées à l'aide de la formule (2.21). La première ligne indique que la conduite (16), située le plus en aval, provoque sur elle-même une mise en charge de 33% de sa profondeur d'enfouissement. Ce refoulement se propage en amont vers les

conduits (15), (14), (13), (12), (11), (10), (9), (8), (7), (6) et (5) pour les mettre respectivement en charge dans un pourcentage de 20%, 28%, 23%, 23%, 23%, 23%, 11%, 19%, 19%, 20% et 4 % de leurs profondeurs respectives d'enfouissement.

Tableau 2.3

Résultats du modèle MDH (conduites 16,15,14 ,13 sous dimensionnées)

Conduite	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	ER
16	33	20	28	23	23	23	23	11	19	19	20	4	0	27
15	0	12	16	13	13	13	13	7	11	12	12	2	0	15
14	0	0	43	35	35	35	35	17	30	30	31	6	0	34
13	0	0	0	29	29	29	29	14	24	25	25	5	0	24
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ER	33	32	87	100	100	100	100	49	84	85	85	17	0	100

D'une manière similaire, les trois lignes suivantes indiquent l'effet de refoulement des conduites (15), (14) et (13) sur elles-mêmes ainsi que sur les tronçons situés en amont. Comme on pouvait s'y attendre, la présence de zéros sur les neuf dernières lignes indique que les conduites, (12) à (4) dont le diamètre n'a pas été modifié, sont hydrauliquement adéquates car elles ne produisent aucun refoulement ni sur elles-mêmes ni sur les autres tronçons.

Concernant la conduite (16), on retrouve un effet de refoulement ER de 33% dont elle est la seule responsable. Il est intéressant d'examiner le résultat pour les conduites

(10), (11) et (12) dont le diamètre n'a pas été modifié et qui sont hydrauliquement adéquates. Le fait que leurs cotes soient toutes égales à 100, signifie qu'elles débordent sans que leurs responsabilités soient engagées d'aucune façon. Pour la conduite (12) par exemple, les tronçons (13), (14), (15) et (16) sont à incriminer dans les pourcentages respectifs de 29%, 35%, 13% et 23%. Sur la première ligne de la colonne RR, on voit que la conduite (16) provoque 27% de la mise en charge totale sur toute la branche. D'une manière similaire, les conduites (15), (14) et (13) provoquent respectivement 15%, 34% et 24% de refoulement dans la branche.

Pour mieux tester la méthodologie proposée, on a restauré, dans les calculs, les diamètres de conduites qu'on avait réduit précédemment, à leurs valeurs initiales de conception. Cette restauration s'est effectuée successivement de l'aval à l'amont (voir tableau 2.2), c'est à dire de la conduite (13) à la conduite (16). À chaque modification du diamètre d'une conduite, le modèle Extran est utilisé pour simuler les écoulements pour chaque scénario de réhabilitation et les cotes de performance ont été recalculées en suivant la même méthodologie.

Les tableaux 2.4, 2.5 et 2.6 représentent respectivement les résultats après augmentation du diamètre des conduites 16; 16 et 15; 16, 15 et 14; 16, 15, 14, et 13. Les résultats de ces simulations confirment d'une manière éloquentes les parts de responsabilité prévues dans le tableau 2.3. À titre d'exemple la dernière ligne du tableau 2.4 indique que l'augmentation de la capacité de la conduite (16) soulage l'ensemble des tronçons d'une mise en charge dont elle était responsable et qui est égale exactement à celle prévue dans le tableau 2.3. Ainsi la conduite (12) qui possède, dans le tableau 2.3, une cote de 100%, dont 23% de la mise en charge est attribuable à la conduite (16), possède dans le tableau 2.4, une cote égale à 77%.

Tableau 2.4

Résultats du modèle MDH (conduites 15,14 et 13 sous dimensionnées)

Conduite	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	RR
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	12	16	13	13	13	13	7	12	12	12	3	0	15
14	0	0	44	35	35	35	35	17	30	30	31	7	0	34
13	0	0	0	29	29	29	29	14	24	25	25	5	0	24
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ER	0	12	60	77	77	77	77	38	66	67	68	15	0	73

Tableau 2.5

Résultats du modèle MDH (conduites 14 et 13 sous dimensionnées)

Conduite	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	RR
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	44	35	35	35	35	17	30	30	30	7	0	34
13	0	0	0	29	29	29	29	14	24	25	25	5	0	24
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ER	0	0	43	64	64	64	64	32	54	55	55	12	0	58

Afin d'analyser l'évolution de l'effet global de refoulement sur l'ensemble de la branche avec l'augmentation successive des diamètres, la première simulation représentée par le tableau 2.2 a été prise comme référence. Les dernières colonnes des tableaux 2.3, 2.4, 2.5 et 2.6 montrent respectivement les cotes de surcharge globale sur la branche : 100%, 73%, 58%, 24% et 0%. La décroissance de la cote globale correspond exactement à l'effet de refoulement des conduites 16, 15, 14 et 13 sur l'ensemble de la branche prévu dans le tableau 2.3, soit respectivement 27%, 15%, 34% et 24%.

Tableau 2.6

Résultats du modèle MDH (conduite 13 sous dimensionnée)

Conduite	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	FR
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	29	29	29	29	14	24	25	25	5	0	24
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ER	0	0	0	29	29	29	29	14	24	25	25	5	0	24

2.7.5 Étude de cas II

L'étude de cas I a permis de montrer que le MDH détermine d'une façon objective le degré de responsabilité de chaque tronçon de conduite dans une mise en charge ou un débordement du réseau. La présente étude de cas a pour objectif de vérifier la capacité du modèle à établir les priorités d'intervention pour réduire ou éliminer les mises en charge et les débordements. En détectant les secteurs problématiques, il serait facile de choisir, parmi les interventions possibles, celle qui offre la meilleure condition d'écoulement pour diminuer les débordements et refoulements d'égout dans ce secteur.

2.7.5.1 Situation de l'étude

Cette étude concerne principalement le secteur Quintal délimité par la rue Bazin et le boulevard Des Laurentides (figure 2.6). Plusieurs plaintes, relatives à des débordements, sont toujours signalées, même après plusieurs travaux de restructurations. Notons que les travaux qui ont été réalisés dans ce secteur, jusqu'à ce jour sont :

- ☒ La construction d'un réseau pluvial dans le sud du sous bassin 2510 (secteur Quintal délimité par les rues Bazin et St-Luc));
- ☒ La construction d'un réseau pluvial dans le sous bassin 2509 le long des boulevards Des Laurentides et Lévesque.

Après analyse de la problématique ainsi que plusieurs discussions avec les responsables du réseau, les deux scénarios suivants ont été retenus :

- Le scénario I, schématisé dans la figure 2.6, consiste à intervenir en amont, par la construction de nouvelles conduites de drainage pluvial dans la zone A, pour dévier les flots de ruissellement et soulager le secteur problématique en aval.

- Le scénario II consiste à intervenir, en aval de ce secteur (zone B), par la construction de nouvelles conduites pluviales, pour libérer un certain volume pour les flots provenant de l'amont et diminuer le refoulement et les mises en charge.

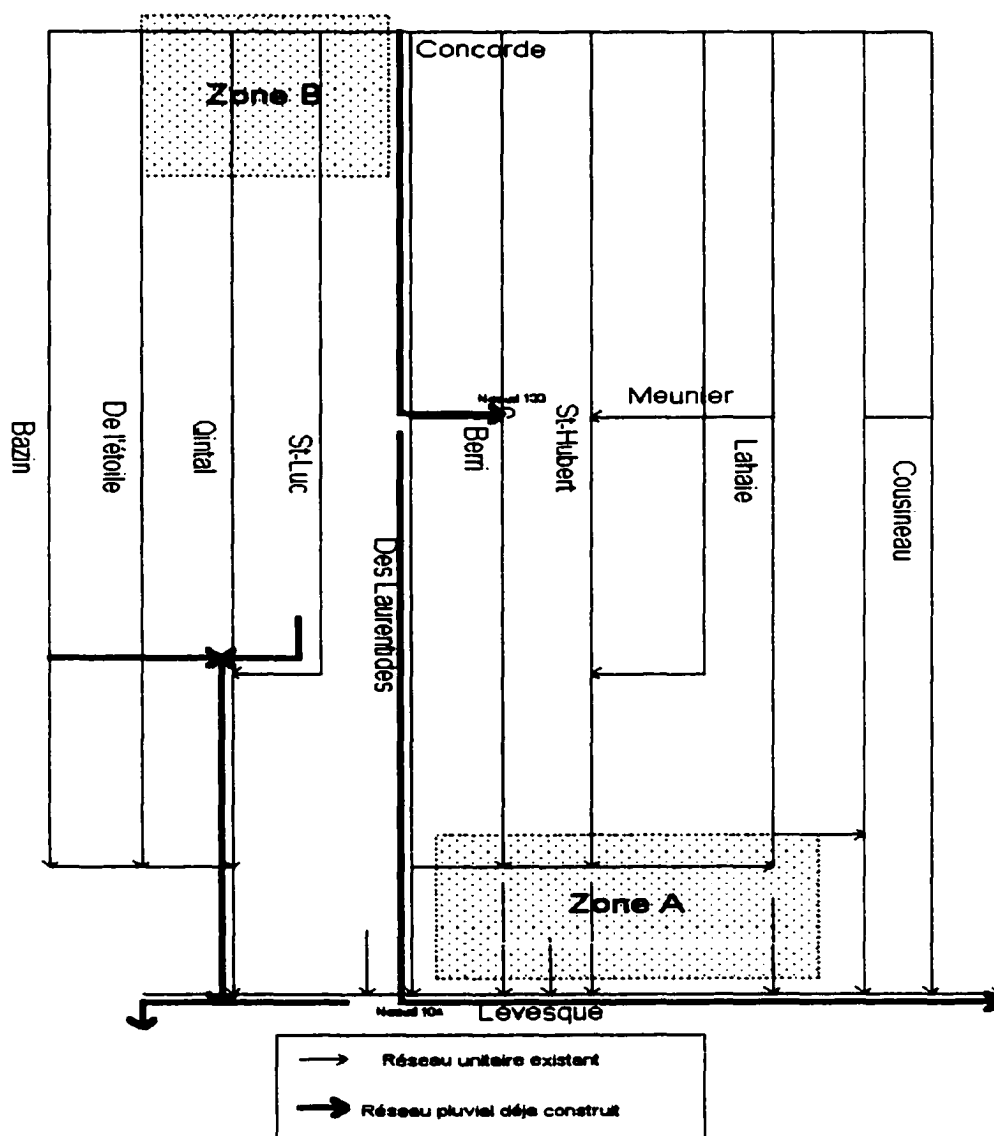


Figure 2.6 Réseau existant (cas II)

2.7.5.2 Simulations hydrauliques

La simulation hydraulique du réseau existant et des deux scénarios, mentionnés plus haut, est faite avec des pluies de projet de probabilité d'occurrence égale à 1/an, 1/5 ans et 1/10 ans.

Les débits des eaux usées sanitaires ne sont pas pris en considération. Ceux-ci seront compensés par les stockages dans les dépressions qui ont été négligés. Nous avons supposé aussi que la largeur des sous bassins reste inchangée même quand on modifie les répartitions des eaux de ruissellement entre les réseaux, unitaire et pluvial.

Afin de faciliter la lecture des résultats de simulation, nous avons utilisé le pourcentage de mise en charge (PMC). Cette quantité est déterminée par le rapport entre la hauteur de mise en charge h , à partir de la couronne, et la profondeur d'enfouissement, comptabilisée à partir de la surface du sol jusqu'à la couronne de la conduite.

Cette configuration correspond à l'état actuel du réseau montré dans la figure 2.6. Dans ce cas, le réseau pluvial dans le boulevard Des Laurentides est déjà construit. Le secteur Quintal est réaménagé au complet. Le réseau pluvial est déjà construit dans sa partie sud. Le tronçon nord du pluvial dans le boulevard Des Laurentides est raccordé au réseau unitaire au niveau des rues Meunier et Berri (nœud 133). En plus, le réseau pluvial est aussi complètement construit le long du boulevard Lévesque.

Les résultats de ces simulations*, qui sont faites pour les pluies de périodes de retour 1, 5, et 10 ans (annexe), montrent que le réseau dans son ensemble présente plusieurs points de mise en charges ainsi que des débordements (PMC=100%). Les points les plus problématiques sont situés dans la rue Quintal, la rue St-Luc, la rue

* Une simulation est faite dans le but de vérifier le comportement du réseau unitaire du sous-bassin, 2510 et 2509 une fois tous les travaux, à son aval et à son amont, sont complétés. Les résultats de cette simulation confirment bien que la solution proposée pour la restructuration du bassin, dans son ensemble, soulage effectivement le réseau unitaire existant. Au niveau de la rue Quintal, quelques mises en charges persistent. Pour une pluie de 1/1an, seules les conduites 37 et 38 coulent à pleine capacité. Par contre, pour une pluie de 1/5 ans, les conduites 36 37 et 38 affichent des mises en charge respectives de 30% 56% et 62% par rapport à leur profondeur d'enfouissement. Ceci, correspond respectivement à des cotes piézométriques de 0.65 , 1.02 , et 1.36 mètres en dessous de la surface du sol.

Cousineau et même quelques refoulements dans le réseau pluvial du boulevard Des Laurentides pour des pluies de périodes d'occurrence plus grandes.

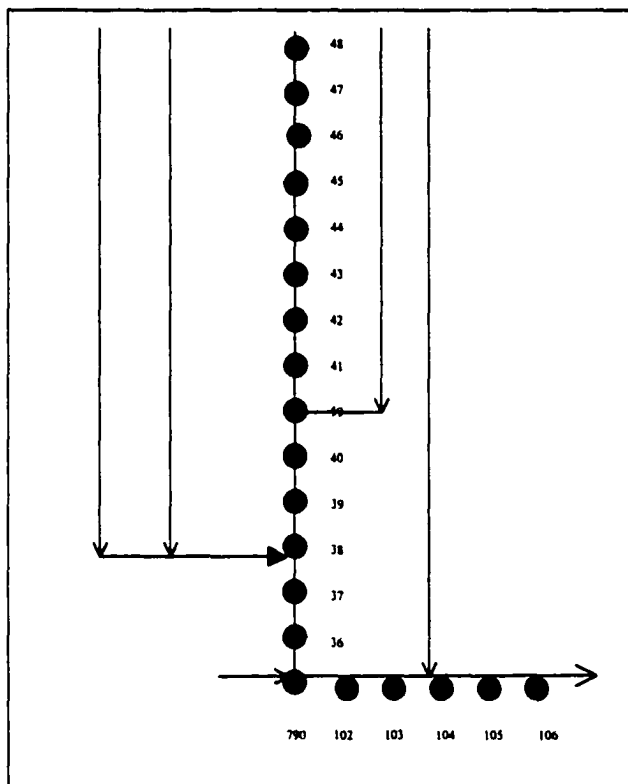


Figure 2.7 Illustration des nœuds dans la branche Quintal

Ces résultats de simulation confirment que le réseau actuel est problématique. Avec des pluies de 1/an, plus d'une dizaine de conduites inondent les rues et presque la moitié débordent pour une pluie de 1/10 ans.

Pour la branche Quintal (figure 2.7 ci-dessus), délimitée par les nœuds 790 (en aval) et 46 (en amont), les résultats de simulation indiquent, en général, que l'état hydraulique du réseau est critique. Les simulations avec une pluie de 1/an dévoilent que les nœuds 37 et 38 ont des pourcentages de mise en charge, de l'ordre de 70 à 90%, et

débordent avec des pluies de périodes d'occurrence supérieures à 5 ans. Les nœuds 44, 45 et 46 affichent aussi des pourcentages de mise en charge assez élevés pour une pluie de période d'occurrence de 10 ans. D'autres simulations, qui consistent toutes à des interventions en aval du secteur Quintal, ont été faites. Les résultats de ces simulations permettent, déjà à ce stade, de dire que les perturbations repérées dans le secteur Quintal sont principalement causées par les flux provenant de l'amont. Ainsi une intervention à son amont pourrait, probablement, être plus bénéfique. C'est ce qui va être élucidé dans les résultats des simulations des deux scénarios qui suivent.

Simulation du réseau : scénario I

C'est une intervention en aval du secteur Quintal schématisé dans la figure 2.8. Elle consiste à dériver une partie du flot en construisant le réseau pluvial dans les tronçons suivants:

- ☒ La rue Berri St-Hubert et Lahaie entre la rue Grenon et le boulevard Lévesque;
- ☒ La rue Grenon entre la rue Lahaie et le boulevard Des Laurentides.

Les résultats de simulation présentés dans l'annexe II montrent qu'il y a bien une atténuation des mises en charge par rapport au réseau existant. Cependant, ces atténuations ne sont significatives que dans la zone B et une partie au boulevard Lévesque. Le nombre de débordements est resté inchangé (une dizaine) par rapport au réseau existant. Au niveau de la branche Quintal, la simulation, avec des pluies de période de retour 1/an et 1/5 ans, montre qu'on a toujours des débordements dans les nœuds 37 et 38. Les autres nœuds sont tous mis en charge.

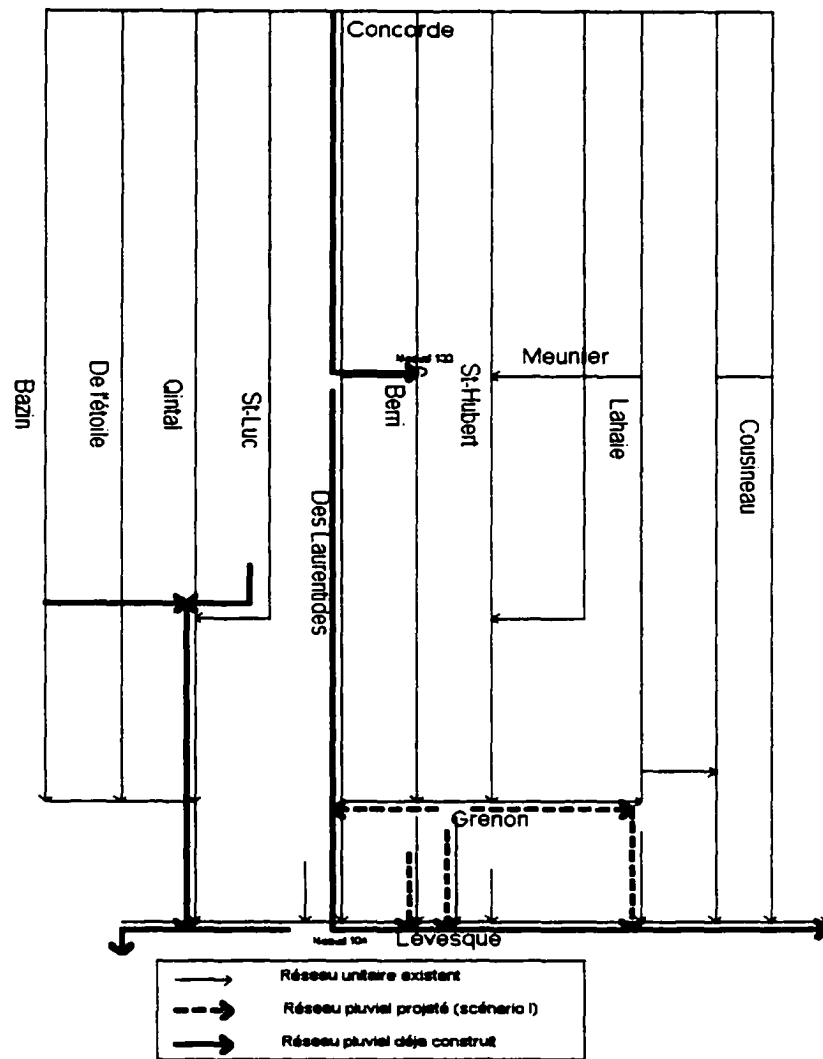


Figure 2.8 Illustration du scénario I

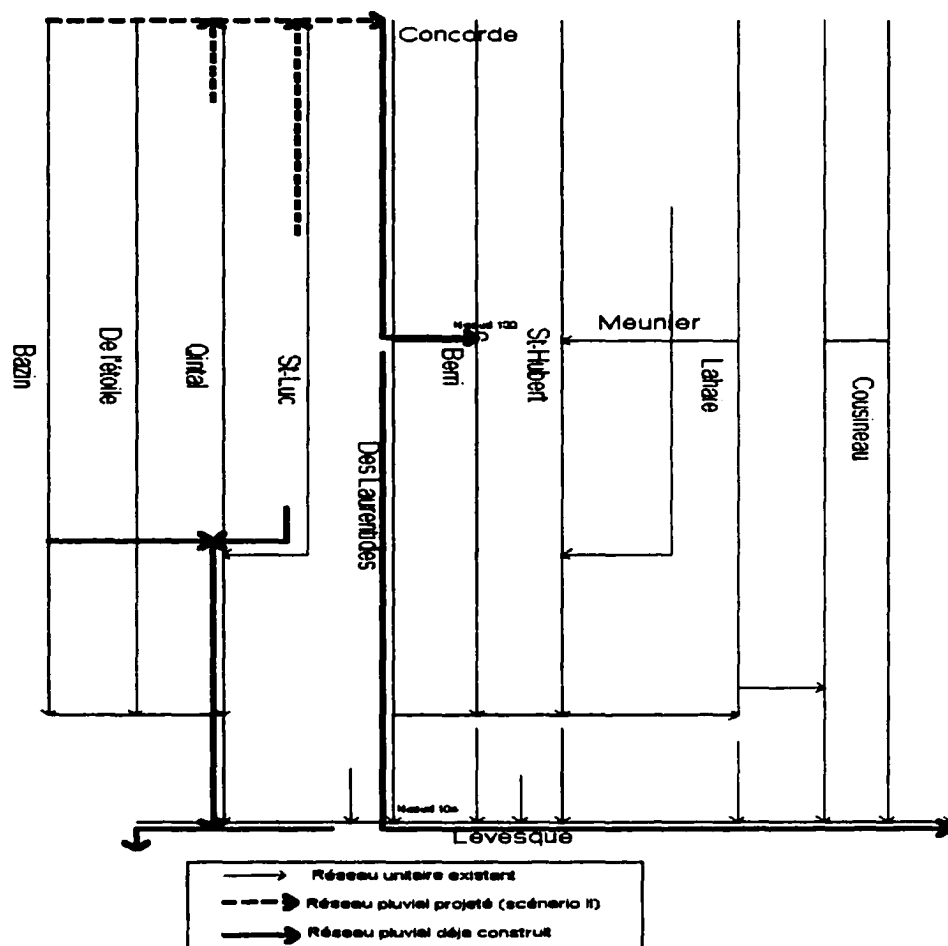


Figure 2.9 Illustration du scénario II

Simulation du réseau scénario II

Dans ce cas, l'intervention de restructuration est effectuée en amont du secteur Quintal (figure 2.9). Elle consiste à construire des conduites pluviales dans les tronçons des rues Quintal (nord), St-Luc (nord) et dans le boulevard Concorde (de Bazin à Des Laurentides)

Les résultats de simulation, fournis par l'annexe II, montrent une nette amélioration du comportement hydraulique par rapport au cas précédent. L'atténuation des mises en charges et refoulements pour l'ensemble du réseau est significative. Pour une pluie d'occurrence 1/5 ans et 1/10 ans, plusieurs conduites affichent, néanmoins, des refoulements, principalement, sur la rue Quintal, au nord de la rue Lahaie et au sud de la rue St- Luc. Pour une pluie de période de retour 1/an, seules quelques mises en charge, assez importantes et débordements persistent. La branche Quintal n'enregistre aucune mise en charge. Elle est complètement soulagée. Les nœuds 38, 37, 36 et 790 affichent respectivement seulement 5%, 9%, 6%, et 6% de mises en charge. Ce qui maintient leur cote piézométrique respectivement à 0.14, 0.26, 0.17 et 0.16 mètre au dessus de la couronne. Avec une pluie de 1/5 ans, un seul débordement est enregistré au nœud 37. Les nœuds 38 et 36 ont des pourcentages de mise en charge de l'ordre de 90%.

2.7.5.3 Répartition des responsabilités dans la branche Quintal

L'application du modèle d'analyse hydraulique sur la branche Quintal est faite sur les trois cas étudiés ci-haut dont les résultats sont résumés aux tableaux 2.7 à 2.11.

Tableau 2.7

Cotes de performance de la branche Quintal: réseau existant (pluie de 1/1 ans)

Conduite	108	105	104	103	102	790	38	37	36	39	20	39	41	42	43	44	28	26	nr
108	22	18	23	22	20	26	42	51	44	8	8	0	0	0	0	0	0	0	36
105		5	6	6	5	7	12	14	12	2	2	0	0	0	0	0	0	0	15
104			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
103				3	2	3	5	6	5	1	1	0	0	0	0	0	0	0	5
102					4	6	9	11	10	1	1	0	0	0	0	0	0	0	9
790						3	5	8	5	1	1	0	0	0	0	0	0	0	4
38							0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
37								12	10	1	1	0	0	0	0	0	0	0	5
36									5	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1
39										0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20											0	0	0	0	0	0	0	0	0
39												0	0	0	0	0	0	0	0
41													0	0	0	0	0	0	0
42														0	0	0	0	0	0
43															0	0	0	0	0
44																0	0	0	0
28																	0	0	0
26																		0	0
nr																			0
CR	22	25	30	31	32	45	72	100	92	13	12	0	0	0	0	0	0	0	100

Tableau 2.8

Cotes de performance de la branche Quintal: scénario I (pluie de 1/1 ans)

Conduite	106	105	104	103	102	790	36	37	38	39	40	39	41	42	43	44	45	46	nr
106	16	14	19	18	15	20	39	50	47	8	9	4	0	0	0	0	0	0	57
105		4	5	5	4	6	11	14	13	2	2	1	0	0	0	0	0	0	15
104			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
103				2	2	3	5	6	6	1	1	0	0	0	0	0	0	0	6
102					3	5	9	12	11	2	2	1	0	0	0	0	0	0	10
790						2	5	6	6	1	1	0	0	0	0	0	0	0	5
36							0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
37								12	12	2	2	1	0	0	0	0	0	0	8
38									5	1	1	0	0	0	0	0	0	0	2
39										0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
40											0	0	0	0	0	0	0	0	0
39												0	0	0	0	0	0	0	0
41													0	0	0	0	0	0	0
42														0	0	0	0	0	0
43															0	0	0	0	0
44																0	0	0	0
45																	0	0	0
46																		0	0
ER	16	17	24	25	24	36	68	100	100	17	18	8	0	0	0	0	0	0	100

Avec une pluie de 1/an, l'analyse du réseau existant démontre bien que les responsabilités des perturbations sont causées par les tronçons 106, 105, 103, 102, 790, 37 et 38. Ces résultats indiquent que la conduite 106 est celle qui produit le plus d'obstruction sur la branche avec une responsabilité de 59%. Elle est responsable à 22% sur elle-même et provoque des perturbations variant entre 20% et 50% sur chacune des conduites en amont. Ayant une profondeur d'enfouissement plus grande, elle paraît la moins perturbatrice si on se fie uniquement au pourcentage de mise en charge qui est de 21.9%. Pourtant, la hauteur de mise en charge (1 mètre) de cette conduite dépasse celle des autres. Nous pouvons déduire également que les conduites 36, 37 et 38 sont les plus vulnérables aux refoulements provenant de l'aval. En effet, la conduite 106 a un effet de mise en charge de l'ordre de 50% sur ces conduites. Les conduites 105 et 102 ont des effets qui dépassent 10% comparés aux autres qui ont des effets de mise en charge atteignant à peine 7%. Notons que les conduites 105 et 102, en outre, ont des pentes motrices négatives entraînant une décélération du mouvement des eaux. Le modèle d'analyse hydraulique établit, effectivement, les responsabilités à 15% et 9% pour elles.

Tableau 2.9
Comparaison avec les rapports des débits

	Qcapable Q_c	Qdesign Q_d	Q_d/Q_c	RR
106	0,76	1,02	1,35	59
105	-	0,99	-	15
104	0,91	0,83	0,91	0
103	0,38	0,83	2,18	5
102	-	0,59	-	9
790	0,29	0,51	1,77	4
36	0,40	0,51	1,27	0
37	0,35	0,50	1,44	5
38	0,35	0,50	1,44	1
39	0,17	0,20	1,18	0
40	0,24	0,20	0,82	0
59	0,27	0,19	0,70	0
41	0,30	0,05	0,18	0
42	0,53	0,05	0,10	0
43	0,06	0,05	0,77	0
44	0,05	0,05	0,97	0
45	0,05	0,05	0,93	0
46	0,08	0,00	0,00	0

Le tableau 2.9 montre les responsabilités calculées par le modèle d'analyse hydraulique et les rapports entre les débits de design maximums possibles (Q_d) et les débits capables (Q_c) pour chaque conduite. Ces rapports constituent une technique classique pour quantifier les désordres hydrauliques des RAU. En examinant la cohérence entre ces deux paramètres, on constate que les responsabilités de mise en charge sont consistantes lorsqu'on considère le rapport de ces débits. À titre d'exemple, la responsabilité de la conduite 104 est nulle et son débit capable est supérieur au débit de design. Il en est autrement pour les conduites 106, 103, 790, 36, 37, 38 et 39 qui ont des débits de design supérieurs à leur débit capable et qui ont une certaine responsabilité dans la mise en charge de la branche. En définitive, toutes les conduites, avec des

rapports des débits supérieurs à l'unité, sont sous dimensionnées. Elles ont, évidemment, une certaine responsabilité dans la mise en charge de la branche.

Cependant, il n'y a pas une bonne corrélation entre les responsabilités et les rapports entre des deux débits. Prenons, à titre d'exemple, la conduite 103, dont le rapport Q_d/Q_c est de 2.18, qui dépasse largement celui de la conduite 106 (1.34). Leurs responsabilités respectives sont inversement proportionnelles à ces rapports. Ainsi, la conduite 106 est responsable à 59% dans la mise en charge de la branche, alors que la conduite 103 n'est responsable qu'à 5% de cette mise en charge. Deux conduites qui ont les mêmes rapports Q_d/Q_c auront des responsabilités différentes selon leur position dans la branche. En effet, une conduite, sous-dimensionnée, située en aval de la branche, provoque plus de perturbations qu'une conduite située en amont.

L'analyse des résultats du scénario I révèle que cette intervention ne permet pas de diminuer les mises en charge ni de dégager les responsabilités des conduites désignées plus haut d'une manière significative. Au contraire, la situation s'est détériorée pour les conduites 39 et 40 qui affichent des mises en charge légèrement plus importantes que le cas précédent (tableau 2.10). Situées en amont des deux points de débordement, ces conduites sont perturbées davantage, principalement, à cause d'un volume de débordement rejeté plus faible ; se basant uniquement sur les débordements et les mises en charge. L'analyse conduit certes à un faux diagnostic.

Tableau 2.10

Responsabilités des conduites : cas du soulagement complet de l'aval

[illegible]

Contrairement à ce dernier cas, une déviation des flots de ruissellement, à l'amont, a un effet de soulagement dans l'ensemble de la branche. Les résultats du modèle d'analyse, pour le scénario II, sont fournis par le tableau 2.11. Nous pouvons remarquer que les responsabilités relatives des conduites 106, 105, et 103 ont diminué de 50%. Aucun débordement dans la branche n'est enregistré. Seules quelques mises en charge de l'ordre de dix à quinze pour cent persistent dans les conduites en aval qui correspondent exactement aux prévisions fournies par le modèle de simulation hydraulique XP-SWMM. Les conduites 39 et 40, quant à elles, ne sont pas mises en charge dans ce cas.

2.8 Conclusion

À l'aide du modèle MDH, on dispose de deux paramètres fiables RR et ER qui permettent de qualifier l'aspect fonctionnel d'un tronçon de conduite. Ces paramètres, indispensables pour la détermination de la performance hydraulique, sont capables de représenter précisément l'état hydraulique d'un tronçon.

Deux études de cas ont permis de vérifier la capacité du modèle MDH, à rendre performant un diagnostic hydraulique et à déceler les points déficients. Les résultats obtenus permettent clairement d'identifier les conduites critiques et leur degré de responsabilité. Ces résultats, résumés sous forme de tableaux, montrent aussi les effets relatifs entre les différents tronçons de conduites ainsi que les mises en charges dans chaque nœud de la branche.

Nous avons comparé notre méthodologie d'évaluation de performance hydraulique à la méthode classique qui consiste à calculer le rapport du débit de design au débit capable. À travers cette étude de cas, nous avons démontré qu'il y a cohérence entre les deux approches. L'approche classique possède l'inconvénient de ne pas tenir compte de la position stratégique des différentes conduites. De plus, elle ne permet pas de quantifier la responsabilité de dysfonctionnement dans le cas d'une mise en charge ou un débordement en amont du secteur analysé.

Dans le chapitre 4, la performance structurale est évaluée par un système expert flou. Un paramètre VS relative à la vulnérabilité du site, exprimant l'importance stratégique des zones où se trouve chaque conduite, sera introduit et intégré aux deux derniers paramètres pour déterminer la performance hydraulique. Notons que les paramètres RR et ER sont directement liés à la période de retour de la pluie utilisée dans la simulation hydraulique.

CHAPITRE 3

ÉTUDE DÉTAILLÉE DE LA PERFORMANCE STRUCTURALE D'UN RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT URBAIN

Nous avons vu dans le chapitre précédent qu'une évacuation adéquate des eaux, usées et de ruissellement, dépend des caractéristiques hydrologiques et hydrauliques. Cette évacuation n'est performante que si l'état structural des ouvrages est sain. Cet état est lié à la stabilité de ces structures et au soutien latéral fourni. Ceci est caractérisé par la nature des matériaux, la forme, la rugosité, la pente, les dimensions des canalisations, l'état du sol encaissant et l'interaction avec d'autres infrastructures.

Dans ce chapitre, on traite les différents critères nécessaires à l'évaluation de la performance structurale. Cette performance tient compte de l'importance des dégradations relevées et des conditions auxquelles les conduites sont soumises. Des paramètres, intrinsèques et extrinsèques aux ouvrages, ainsi que la localisation spatiale sont pris en considération pour quantifier et qualifier la gravité des différentes dégradations.

3.1 Mécanismes de dégradations structurales

Les dégradations structurales des réseaux sont des détériorations physiques complexes dues à plusieurs facteurs. En plus de l'usure et de l'entretien inadéquat, des conditions entourant la conduite et des défauts parfois mineurs tels des petites fissures (assises mal faites, charges verticales...) ou des joints non étanches, sont souvent à l'origine de ces dégradations. Avec le temps, les RAU peuvent continuer à se dégrader plus ou

moins rapidement selon les différentes contraintes auxquelles ils sont soumis. Il peut atteindre un stade de détérioration assez critique pour causer une interruption brusque du service.

La connaissance des mécanismes de dégradation des réseaux d'assainissement urbains (RAU) est nécessaire pour poser le bon diagnostic et choisir la méthode de réhabilitation la plus appropriée. Le WRC (1983) et l'EPA (1994) ont établi une liste exhaustive des facteurs qui peuvent causer les défaillances structurales. Parmi ceux-ci, citons le vieillissement des installations, l'agressivité du sol, des eaux souterraines et des effluents, les défauts de conception, les intrusions des racines, sans omettre les mouvements tectoniques et sismiques. Les dégradations structurales du réseau se manifestent par plusieurs types de défaillances dont les plus recensées sont l'effondrement, l'écrasement, l'affaissement, la fissuration, l'ovalisation et le déjointement (tableau 3.1).

Tableau 3.1

Défauts structuraux

Défauts
<ul style="list-style-type: none"> • Joints défectueux • Déjointement • Décollement d'enduit • Micro-fissures • Fissures obliques, longitudinales ou transversales • Faïençage ou écaillage • Obstacles • Latéral mal raccordé ou branchements pénétrant • Regard défectueux • Corrosion • Effondrement • Affaissement • Ovalisation • Écrasement • Infiltrations • Contre pente • Pénétration des racines

Lors de la conception du réseau, le choix des caractéristiques structurales des conduites est orienté vers celles qui résistent aux diverses sollicitations auxquelles elles seront soumises. En effet, un ouvrage enfoui est toujours soumis à des contraintes statiques et dynamiques dues respectivement au poids du remblayage et à la circulation routière. L'équilibre recherché par le complexe sol-structure entraîne souvent des désordres structuraux. Par conséquent, il est important de connaître les interactions entre le sol et la conduite pour bien maîtriser l'évolution des dégradations. Les figures 3.1, et 3.2 montrent des exemples de l'évolution des dégradations des structures selon des conditions particulières de la conduite et son environnement.

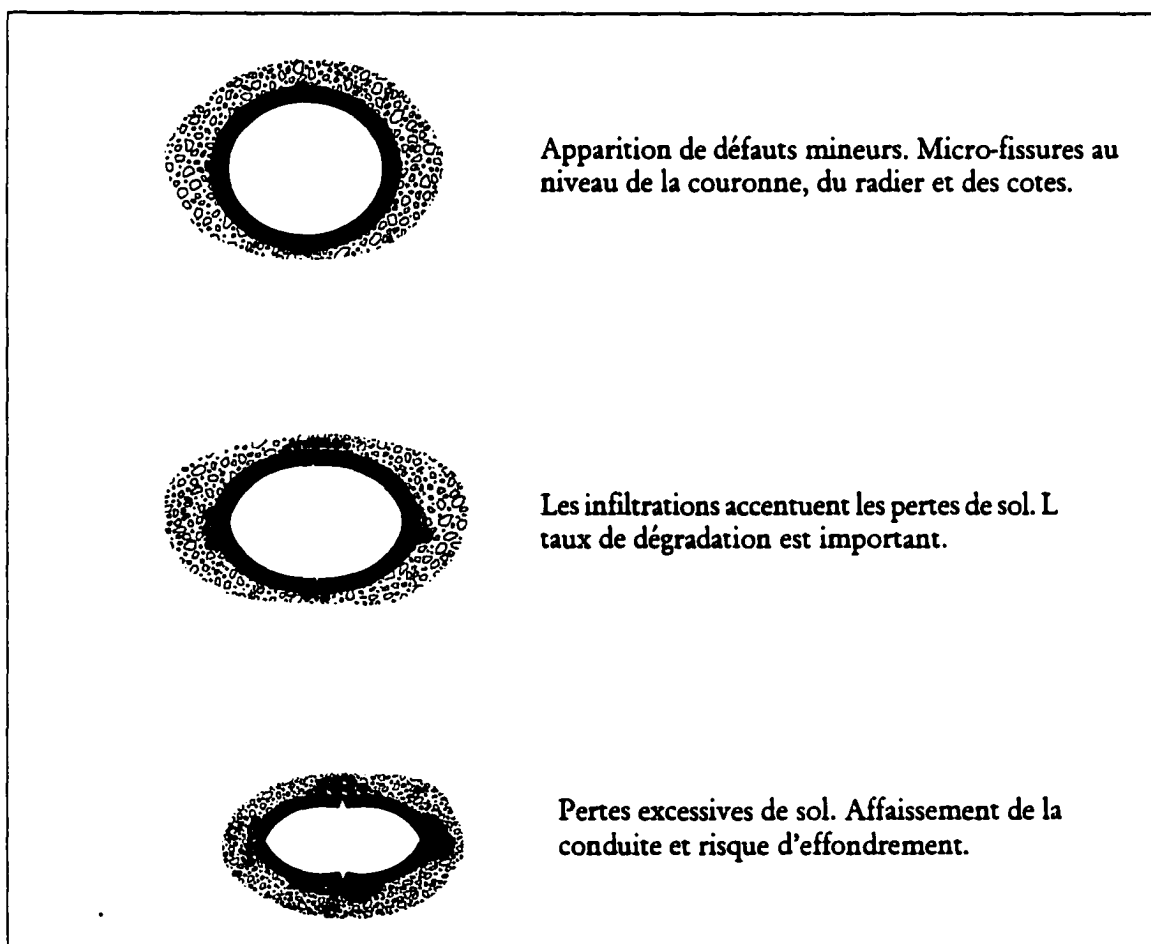


Figure 3.1. Processus de dégradation d'une conduite. Exemple 1 (WRC, 1994)

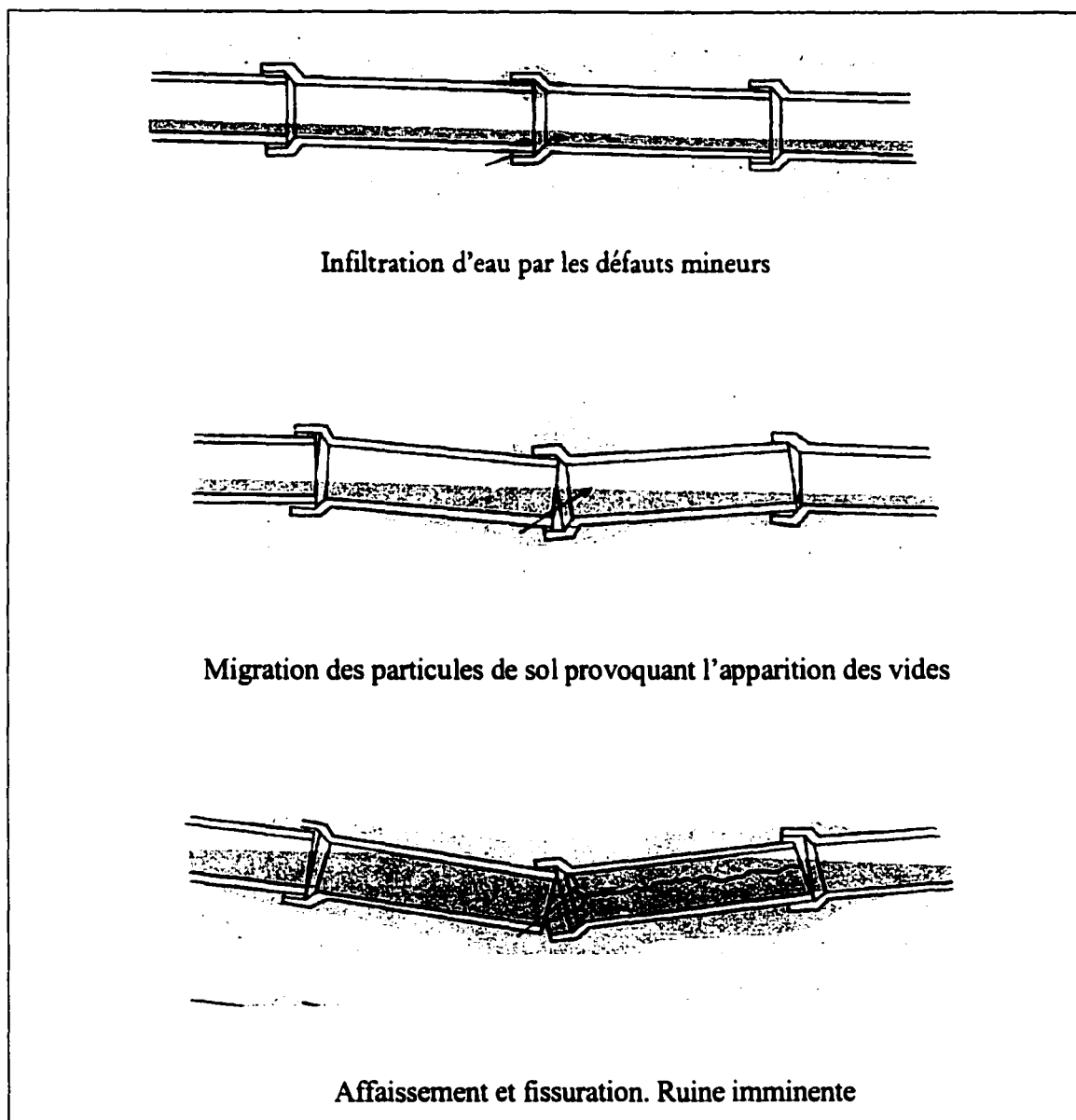


Figure 3.2 Processus de dégradation. Exemple 2 (WRC, 1994)

3.2 Les méthodes d'auscultation structurales

La réussite du diagnostic de l'état d'un RAU dépend directement de la qualité de l'information recueillie lors de l'auscultation. Cette qualité est affinée par l'organisation d'un programme d'inspection plus ou moins sophistiqué. Les obstructions de collecteurs (racines, coffrage et autres objets divers), les affaissements de chaussées au-dessus d'un collecteur, les tampons défectueux ou manquants sont autant de problèmes qui peuvent être repérés par une simple inspection visuelle ou par caméra télévisuelle. D'autres techniques d'auscultation plus sophistiquées sont utilisées pour détecter des défauts internes. De ces techniques on cite : l'induction électromagnétique, les géoradars et les détecteurs acoustiques. Ces techniques sont utiles pour déterminer l'état ou l'emplacement des conduites. Généralement, une description est faite à chaque point singulier où se situe le défaut. Les principaux moyens d'auscultation disponibles pour les RAU peuvent être regroupés en cinq familles principales :

- a. L'auscultation géométrique. Elle consiste à comparer la géométrie réelle de la canalisation à une référence standard afin d'identifier les déformations éventuelles;
- b. L'auscultation géophysique. Elle consiste à détecter la présence des cavités et identifier la nature géologique du sol avoisinant la conduite (l'encaissant) en utilisant la géomatique.
- c. L'auscultation physico-chimique. Elle consiste à suivre dans le temps certains paramètres physico-chimiques propres à la canalisation tels que le ph au niveau de la surface interne, la pénétration du matériau, l'étanchéité, la perméabilité, ainsi que la mesure des concentrations des éléments chimiques agressifs du sol et de l'effluent ;

- d. L'auscultation mécanique consiste à mesurer la résistance structurale de la conduite à l'aide de l'essai de plaque ou du vérinage interne ;
- e. L'auscultation visuelle consiste à relever les défauts visibles par inspection visuelle ou par caméra vidéo. Ces inspections permettent, généralement, de mettre à jour l'information sur les conduites, de relever toutes les caractéristiques, de répertorier et de qualifier les dégradations et les anomalies apparentes.

3.3 Paramètres d'évaluation de la condition structurale

La plupart des méthodes d'évaluation structurale utilisées (WRC, REREAU, HENSEN...) attribuent une note basée sur les dégradations relevées, leurs sévérités, leurs risques, leurs évolutions et/ou leurs impacts. Les tronçons de conduites ayant une cote en deçà du seuil de tolérance seront donc critiques et prioritaires à la réhabilitation.

La performance structurale est caractérisée par trois aspects :

1. L'aspect structural intrinsèque (curatif). Il permet de tenir compte des différents dysfonctionnements généralement relevés lors de l'étape d'auscultation;
2. L'aspect structural extrinsèque (préventif). Il permet d'anticiper le taux de dégradation en fonction de facteurs de présomption de risque;
3. La localisation spatiale. Cet aspect est relatif à l'environnement entourant la conduite la vulnérabilité du site. Il exprime aussi l'occupation du sol et la situation stratégique du tronçon par rapport à l'ensemble du réseau.

Pour chaque aspect une évaluation spécifique doit être accomplie pour être ensuite intégrée et traitée par un système flou de diagnostic structural (SFDS). Ce dernier sera étudié plus en détail au quatrième chapitre.

3.3.1 Évaluation de la condition intrinsèque à la conduite (ECI)

Cette évaluation permet de porter un jugement sur la condition structurale propre à la conduite, sans tenir compte de son environnement. Elle tient compte des défauts apparents qui sont généralement relevés lors de l'auscultation. Une méthodologie similaire à celle proposée par le Water Research Center (WRC, 1994) est utilisée pour effectuer un classement des conduites, sur une échelle de zéro (0) à cent (100), selon les dégradations structurales. Les principaux défauts pris en considération sont les effondrements, les déformations, les fissures, les fractures, les cassures et les défauts de joints. Les conduites peuvent être classées dans l'une des cinq classes décrites dans le Tableau 3.2. Chaque classe est caractérisée par un intervalle de cotes qui traduit l'importance de la dégradation.

3.3.2 Évaluation de la condition extrinsèque (ECE)

Cette évaluation permet de tenir compte des facteurs extrinsèques qui peuvent augmenter le taux de dégradation ou qui peuvent avoir un impact négatif sur l'environnement physique de la conduite ou sur les autres composantes du réseau. En effet, certaines conditions de l'environnement d'une conduite peuvent amplifier les conséquences et accélérer le processus de dégradation. Dans un tel environnement, l'ouvrage peut atteindre un niveau de détérioration assez critique, dans un laps de temps relativement court, alors que le rapport d'inspection n'indique que quelques défauts mineurs.

Un ouvrage, affaibli par une attaque corrosive et soumis, par exemple, à des charges statiques et dynamiques, est un élément favorable à l'apparition de plusieurs défauts. Dans de telles conditions, l'apparition de fissures, de toutes sortes, et des écailles est très

possible. Selon l'environnement, des phénomènes comme l'infiltration et l'exfiltration peuvent amplifier ces défauts et rendre la situation encore plus critique.

Tableau 3.2

Échelle de gravité des dégradations d'ordre structural

Etat de condition intrinseque	Description des défauts	cotes d'évaluation extrêmes
Classe 5	Effondrement; ou Déformation > 10% avec fissures ou fractures ou cassures; ou Perte excessive de matériau (mortier, brique)	[95, 100]
Classe4	Déformation 5-10% et fissures ou fractures ou cassures ; ou Cassures ou fractures ; ou dégradation sérieuse de l'état de la conduite	[60, 95]
Classe 3	Déformation 0-5% et fissures ; ou fractures ; ou fissures longitudinales / multiples cassures ; ou fractures occasionnelles ; ou Plusieurs défauts de joints ; ou Dégradation mineure de l'état de la conduite ; ou Connections mal établies. (déjointement)	[30, 60]
Classe 2	Fissures circulaires ; ou Défauts mineurs de joints.	[5, 30]
Classe 1	Pas de défauts structuraux.	[0, 5]

La stabilité d'une conduite d'égout flexible ou semi flexible dépend en grande partie du soutien latéral et du comportement du sol encaissant. La granulométrie, la perméabilité, la résistance au cisaillement, le gradient hydraulique, la position de la nappe par rapport à la conduite et le remaniement sont des caractéristiques de l'encaissant qui peuvent influencer la dégradation structurale. La nature des sols peut aussi causer ou favoriser l'évolution d'une dégradation. En effet, selon leur teneur en eau, certains sols argileux, contenant des minéraux, seront soumis à un cycle gonflement-retrait. Un tronçon de conduite enfoui, dans un tel sol, aura donc tendance à se déformer ou à se fissurer sous l'action de la compression, du soulèvement et du tassement. Les types de sols dits non cohésifs deviennent le siège d'écoulements souterrains et peuvent entraîner la migration des particules fines du sol et favoriser l'apparition de vides autour de la conduite qui perd alors son support. Ce processus prend naissance aussi bien lors des infiltrations à partir de la nappe que lors des exfiltrations, à partir de la conduite dépendamment de la position relative des cotes piézométriques des deux milieux. De ce fait, les facteurs extrinsèques pris en considération sont :

- Les facteurs géotechniques ;
- Les facteurs hydrogéologiques ;
- Les facteurs divers tels que les charges statiques et dynamiques, les actions physico-chimiques de l'effluent, l'exposition aux risques sismiques, tectoniques ou autres.

Comme pour les facteurs intrinsèques, cinq états relatifs aux facteurs extrinsèques d'une conduite ont été définis (tableau 3.3). Ces états seront notés sur une échelle de 0 à 100, selon le degré d'agressivité des facteurs extrinsèques. Des règles, que l'on définira au chapitre suivant pourraient être utilisées afin de déterminer la performance structurale.

Tableau 3.3

Échelle d'agressivité des facteurs extrinsèques

Etat de condition extrinsèque (ECE)	Description	Cotes d'évaluation extrêmes
Condition 5	Facteurs extrinsèques très défavorables	[95, 100]
Condition 4	Facteurs extrinsèques défavorables	[60, 95]
Condition 3	Facteurs extrinsèques moyennement défavorables	[30, 60]
Condition 2	Facteurs extrinsèques faiblement défavorables	[5, 30]
Condition 1	Facteurs extrinsèques sans effets	[0, 5]

3.3.3 Vulnérabilité du site

Ce paramètre caractérise l'aspect géostratégique. Il traduit la localisation de l'ouvrage, par rapport au réseau, ainsi que l'occupation du sol et de sa vulnérabilité (nature du site, densité et type d'occupation...). À titre d'exemple, les conséquences de défaillance d'une conduite située dans un secteur commercial sont à priori plus importantes que celle d'une conduite locale située en tête du réseau. Selon la vulnérabilité du site, les conduites peuvent être situées dans l'une des trois types de sites suivants (tableau 3.4) : site de vulnérabilité faible, site de vulnérabilité modérée ou bien site de vulnérabilité forte. L'échelle utilisée varie de zéro (0) à cent (100)

Tableau 3.4

Échelle de vulnérabilité des sites

Condition du site	Description	Cotes d'évaluation extrêmes
Condition 3	Vulnérabilité forte	[75, 100]
Condition 2	Vulnérabilité modérée	[25, 75]
Condition 1	Vulnérabilité faible	[0, 25]

Considérons par exemple un réseau vétuste entouré d'un sol 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 défauts de la conduite et une migration des particules fines. Ceci entraîne une formation de vides autour de la conduite qui se met dans une situation où elle n'est plus supportée par le sol. Son effondrement et des répercussions directes sur les autres infrastructures seraient inéluctables.

CHAPITRE 4

INTÉGRATION DES PERFORMANCES

4.1 Introduction

Les chapitres précédents étaient consacrés à l'établissement des paramètres de performance d'un réseau d'assainissement urbain en considérant séparément les causes qui sont susceptibles de le rendre défaillant. Ces paramètres étaient établis sans tenir compte, à tort, des différentes interactions inéluctables qui les relient.

Le présent chapitre traite l'intégration de ces différents paramètres de performance dans un indice unique qui reflète le niveau de performance de chaque tronçon. Cet indice de performance est évalué selon l'état de dégradation constaté ou simulé et selon l'ensemble de facteurs susceptibles d'amplifier ces dégradations et l'impact qu'elles engendrent. L'intégration de l'ensemble de ces paramètres est effectuée grâce un système expert flou (SEF). Ce système, basé sur la théorie de la logique floue, est utilisé dans notre approche, d'une part, pour graduer l'appartenance entre les intervalles d'une dégradation donnée, caractérisés par des limites abruptes, et d'une autre part, pour combiner les différents paramètres de performance structurale et hydraulique.

4.2 Théorie de la logique floue

4.2.1 Concepts de base

La logique floue repose sur la théorie mathématique des sous-ensembles flous (Zadeh, 1965), (Yager et al., 1992), (Zimmerman, 1993). C'est une combinaison de la logique des ensembles classiques qui permet de modéliser les représentations incertaines

et imprécises, utilisées notamment dans le langage humain. Son mode de raisonnement se caractérise par son approche plus intuitive que la logique classique. Cette théorie permet aux concepteurs de mieux appréhender les phénomènes naturels, généralement imprécis et difficilement modélisables, en s'appuyant sur la définition des règles et des fonctions d'appartenance à des ensembles. Elle établit les relations, en pondérant l'appartenance d'un élément à des ensembles, contrairement à la logique classique où le degré d'appartenance est tout ou rien : 0 ou 1.

Dans la logique classique, la fonction d'appartenance $\mu_A(x)$ qui caractérise l'appartenance d'un élément x à un ensemble classique A de l'univers de discours X , est définie comme suit :

$$\begin{aligned} \mu_A(x) &: X \rightarrow [0, 1] \\ x : \quad \mu_A(x) &= 1 \quad \text{si} \quad x \in A \\ \mu_A(x) &= 0 \quad \text{si} \quad x \notin A \end{aligned} \quad (4.1)$$

La logique floue est caractérisée par l'appartenance graduelle à un sous ensemble qui peut être vu comme une généralisation du concept d'ensemble classique. Dans cette théorie, un ensemble flou A est un ensemble de paires ordonnées $(\mu_A(x), x)$ tel que :

$$A = \{ (\mu_A(x), x) / x \in X \} \quad (4.2)$$

Où $\mu_A(x)$ est la fonction d'appartenance de l'élément x à l'ensemble flou A (degré d'appartenance). Ses valeurs appartiennent à l'intervalle $[0, 1]$:

$$\begin{aligned} \mu_A(x) : \quad X &\rightarrow [0, 1] \\ x &\rightarrow \mu_A(x) \end{aligned} \quad (4.3)$$

4.2.2 Opérations de base sur les ensembles flous

Comme dans la théorie des ensembles classiques, les opérations les plus utilisées sont l'union, l'intersection et le complémentaire. Ces opérations sont définies en logique floue à l'aide des fonctions d'appartenance (Zimmermann, 1993).

Soient A et B deux sous-ensembles flous ayant respectivement μ_A et μ_B comme fonctions d'appartenance (figure 4.1).

La fonction d'appartenance $\mu_C(x)$ de la réunion $C=A \cup B$ est définie par :

$$\mu_C(x) = \max\{\mu_A(x), \mu_B(x)\}, x \in X. \quad (4.4)$$

La fonction d'appartenance $\mu_D(x)$ de l'intersection $D=A \cap B$ est définie par :

$$\mu_D(x) = \min\{\mu_A(x), \mu_B(x)\}, x \in X \quad (4.5)$$

La fonction d'appartenance du complément de l'ensemble A est définie par :

$$\mu_{\bar{A}}(x) = 1 - \mu_A(x) \quad (4.6)$$

4.2.3 Système d'inférence flou

Le raisonnement flou est une série de propositions ou de règles établissant une relation entre une valeur appartenant au domaine d'application et un espace flou. Une proposition inconditionnelle est exprimée sous la forme : x est Y où x est un scalaire du domaine d'application et Y une variable linguistique.

Une proposition floue conditionnelle est celle qui est caractérisée par la conjonction SI que nous allons appeler règle, par analogie avec les systèmes experts conventionnels. Une règle d'un système flou est définie selon la procédure suivante : Si

" u est P " alors " v est Q ". La proposition qui suit immédiatement le terme SI est appelé l'antécédent (ou prédicat). La proposition qui suit le terme ALORS est appelée conséquent ou conclusion.

Les systèmes basés sur la logique floue utilisent généralement la connaissance humaine sous forme de règles. L'antécédent de la règle est constitué des conditions à satisfaire pour que la conclusion de la règle soit réalisée. Les règles dont les prémisses ne possèdent pas un degré de véracité suffisamment élevé ne contribuent pas à la sortie (décision finale). Un système flou traite l'information en parallèle et toutes ses règles sont activées simultanément. Par contre dans un système expert, les règles sont exécutées en séquence Sabourin (1995), Cox (1994).

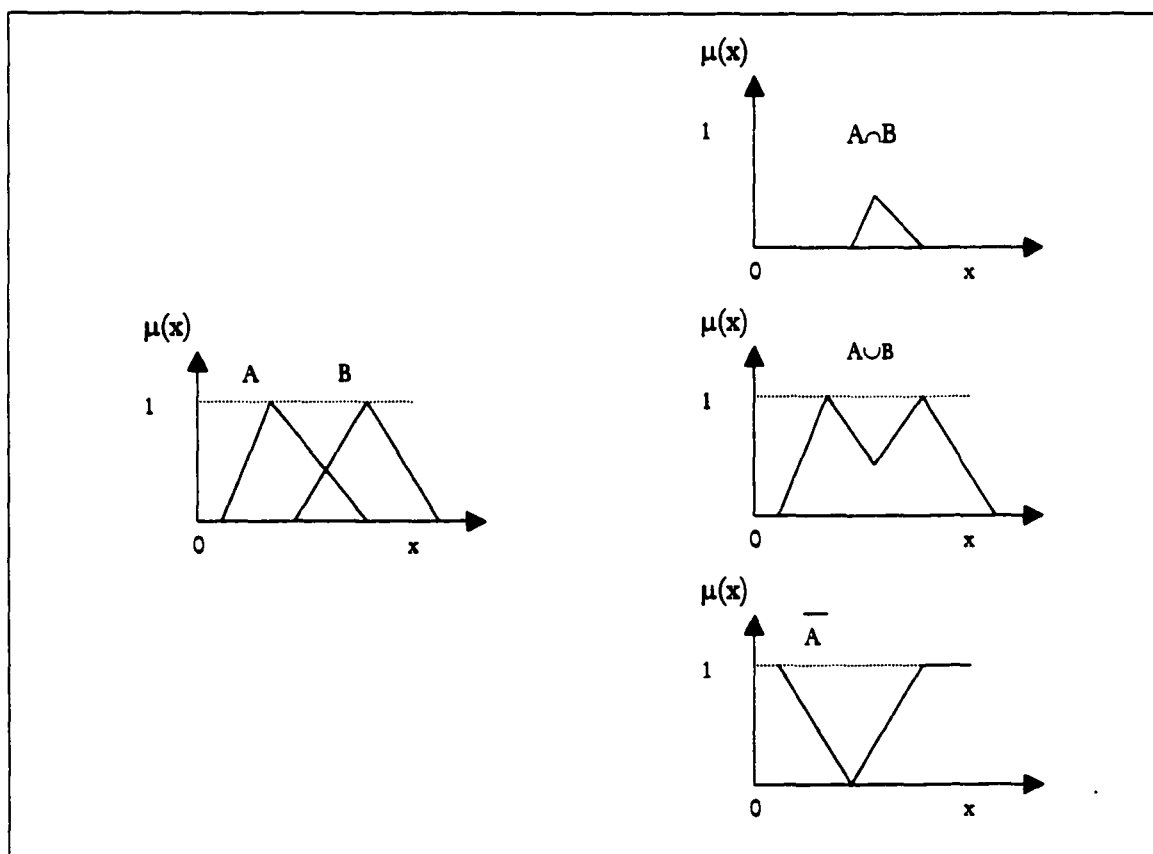


Figure 4.1 Opérations de base sur les ensembles flous

L'évaluation d'une règle floue est exprimée en degré d'appartenance résultant d'une fonction de transfert :

$$\mu_A \leftarrow (x \in Y) \quad (4.7)$$

La valeur d'appartenance μ_A définit la relation de compatibilité entre x et l'espace flou Y . Ceci constitue l'essence même du raisonnement flou. Nous allons voir plus loin que ces valeurs d'appartenance ou de véracité sont utilisées dans le processus d'implication pour mettre à jour les espaces flous des sorties.

Considérons à présent un ensemble flou P' . L'inférence floue permet alors de déterminer l'ensemble flou Q' tel que l'on ait : Si " u est P' " alors " v est Q' ". Les variables linguistiques u et v . Q , Q' , P et P' sont des représentations de l'espace flou. Le mécanisme permettant de passer de l'observation P' à la conclusion Q' est appelé l'inférence floue. En effet, le moteur d'inférence floue fonctionne selon le principe suivant : plus la condition sur les entrées est vraie, plus l'action préconisée pour les sorties doit être respectée. La conclusion Q' sera d'autant plus proche de Q que la prémisse P' sera proche de P . Lorsque plusieurs propositions sont connectées entre elles, à l'aide des opérateurs ET ou OU, le degré de véracité total est le degré de véracité résultant de l'application de ces opérateurs. Par exemple, pour le cas de plusieurs entrées et une sortie une proposition peut avoir la forme suivante :

$$\text{SI } (u \text{ est } P) \diamond (v \text{ est } Q) \diamond (w \text{ est } R) \dots (y \text{ est } T) \text{ ALORS } (x \text{ est } W) \quad (4.8)$$

Où \diamond représente un opérateur logique de base : NOT (négation), OR (disjonction) ou AND (conjonction).

La fonction d'implication est représentée par la fonction de transfert suivante :

$$Z = f([(u,P), (v,Q), (w,R) \dots (y,T)], W) \quad (4.9)$$

La logique floue met en œuvre un jeu de règles. Elle apprécie les variables d'entrée et de sortie de façon approximative (faible, élevée, loin, proche). Elle édicte, ensuite, un ensemble de règles permettant de déterminer les sorties en fonction des entrées. Les régulateurs flous utilisent généralement une expertise exprimée sous forme de règles. Ainsi, le raisonnement logique et la connaissance issue de l'expertise humaine, ou de l'expérience, peuvent être pris en compte. La conception est simple même dans le cas de systèmes complexes.

D'une manière générale, le traitement d'un problème par la logique floue est fait en trois étapes comme le montre la figure 4.2 : L'étape de Fuzzification, l'étape d'inférence (implication et agrégation) et l'étape de Defuzzification.

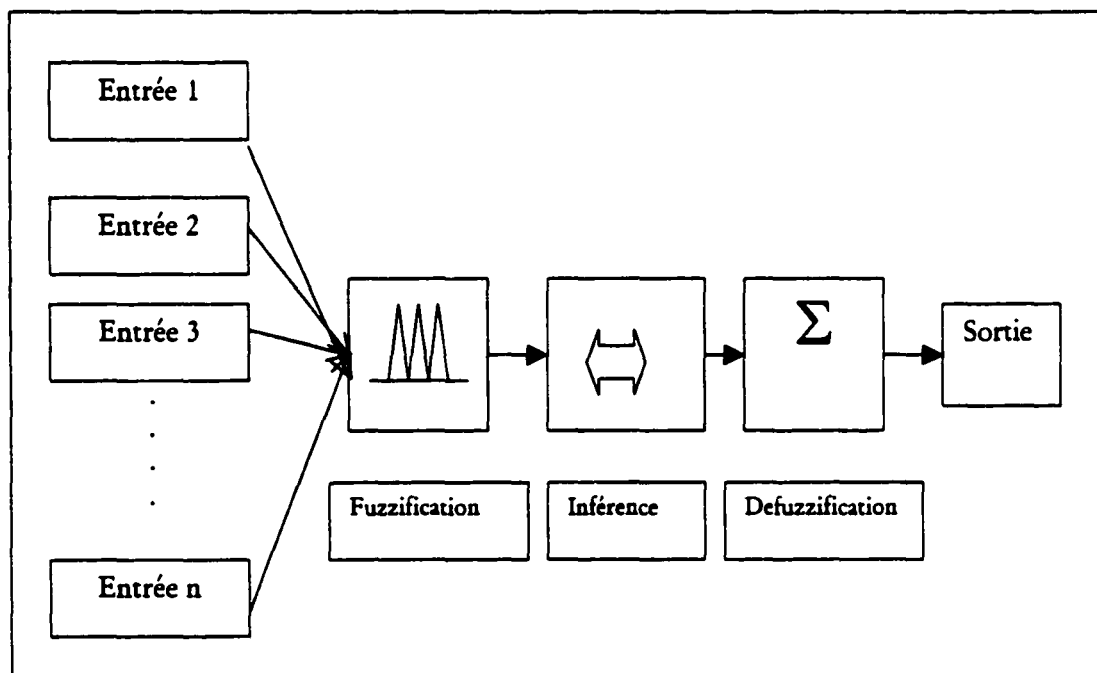


Figure 4.2 Structure d'un moteur d'inférence flou

4.2.3.1 Fuzzification

La Fuzzification des entrées est le mécanisme réalisant l'interface entre une représentation numérique des entrées et une représentation floue. Cette étape consiste donc à modéliser chacune des entrées du système par des courbes donnant les degrés d'appartenance à différents états identifiés pour ces entrées.

4.2.3.2 Implication et agrégation

Cette étape consiste à agréger dans un seul sous ensemble flou tous les ensembles flous qui résultent de l'étape précédente. Appelée aussi inférence floue, cette étape permet de lier les sorties aux entrées. Elle repose sur l'utilisation des opérateurs d'implication permettant d'évaluer le degré de véracité d'une règle donnée à partir des fonctions d'appartenance liées à la prémisse et à la conclusion. Toutes les règles sont évaluées en parallèle pour déterminer l'espace de sortie qui contient l'information provenant de toutes les propositions. Selon le degré de véracité du prédicat, chaque proposition contribue proportionnellement à l'ensemble flou de la variable de sortie. Il y a deux principales méthodes d'inférence dans un système flou (Cox, 1994) : la méthode min-max et la méthode d'addition floue.

i. La méthode min-max fonctionne selon le principe discriminatoire suivant : Seules les règles qui ont un degrés de véracité au dessus d'un certain niveau apportent une contribution à la sortie finale. Ce processus d'inférence s'adapte bien aux systèmes flous de type aide à la décision. Pour chaque règle, la région floue du conséquent est contrainte par le degré de véracité de l'antécédent tel que (Cox, 1994) :

$$\mu_c(x) \leftarrow \min\{\mu_p, \mu_c(x_i)\} \quad (4.10)$$

L'espace flou de sortie est mis à jour en prenant le maximum des ensembles flous minimisés :

$$\mu_s(x) \leftarrow \max\{\mu_s(x_i), \mu_c(x_i)\} \quad (4.11)$$

Avec :

μ_p : représente le degré de véracité d'une proposition ;

μ_c : représente le degré d'appartenance du scalaire x_i à l'ensemble flou du conséquent (c) ;

μ_s : représente le degré d'appartenance du scalaire x_i à l'ensemble flou solution (s).

- ii. La méthode d'implication floue additive est utilisée surtout pour les modèles décisionnels où toutes les règles doivent contribuer à la solution finale. De la même manière que la méthode min-max, la région floue de sortie est faite en deux étapes :

$$\mu_c(x) \leftarrow \min\{\mu_p, \mu_c(x_i)\} \quad (4.12)$$

La région floue de sortie est mise à jour pour chaque règle en appliquant la somme bornée :

$$\mu_s(x) \leftarrow \min\{1, \mu_s(x_i) + \mu_c(x_i)\} \quad (4.13)$$

4.2.3.3 Defuzzification.

La Defuzzification consiste à calculer une valeur numérique de la sortie représentative de la valeur floue définie par l'ensemble flou solution. La composition des règles, utilisées pour obtenir la valeur finale des sorties, doit tenir compte de toutes les règles qui sont validées au prorata de leur degré de validité.

Trois types de composition des règles sont souvent utilisés et qui sont : la technique du maximum, la technique de la moyenne pondérée et la technique du centre de gravité. Cette dernière, que nous avons utilisé, est plus performante (Cox, 1994). Elle consiste à tracer, sur un même diagramme, les différentes zones correspondant à chacune des règles, et à calculer le centre de gravité de la zone consolidée. Pour un état donné des entrées, plusieurs règles peuvent être validées simultanément et fournir des consignes différentes pour les sorties. En effet, la méthode consiste à calculer le centroïde (centre de masse) de l'ensemble flou résultant. Pour une solution d'un espace flou A, le centre de masse est donné par la formule suivante (Cox, 1994) :

$$\omega = \frac{\sum_{i=0}^n d_i \cdot \mu_A(d_i)}{\sum_{i=0}^n \mu_A(d_i)} \quad (4.14)$$

Avec $\mu_A(d_i)$ le degré d'appartenance du $i^{\text{ème}}$ élément d à l'ensemble flou A

4.3 Mise en œuvre du système flou de diagnostic

4.3.1 Implantation

Trois systèmes expert flous ont été conçus. Un premier est utilisé pour évaluer la performance hydraulique. Un deuxième pour évaluer la performance structurale et un dernier pour évaluer la performance globale d'un tronçon.

Pour les trois systèmes, nous utilisons la méthode min-max de Mamdani (1977). Cette méthode repose sur l'utilisation de l'opérateur min (minimum) pour l'inférence floue et de l'opérateur max (maximum) pour l'agrégation des règles. La défuzzification

est effectuée par la méthode du centre de gravité. Les fonctions d'appartenance utilisées sont du type trapézoïdale ou triangulaire.

Les sorties des systèmes sont des indices de performance exprimés en pourcentage qui varient sur une échelle de 0 à 100%. Un indice de 0% exprime un état parfait. L'univers de discours commun est découpé en cinq classes de performances. Les définitions de ces classes de performances sont données par le tableau 4.1.

Tableau 4.1.

Définition des classes de performance

Classes de performances	Définition	Échelle numérique
P1	État sans danger actuel ni potentiel	[0 ;20]
P2	Présentant des signes de dégradations mineurs stables ou de petites mises en charge rares et sans conséquences	[20 ;40]
P3	Conduite avec dégradations mineures qui peuvent évoluer	[40 ;60]
P4	Conduites dégradées causant du tort au fonctionnement normal et évolue d'une manière dangereuse	[60 ;80]
P5	Conduites très critiques. Déficiences fonctionnelles ou structurales graves.	[80 ;100]

L'évaluation des indices de performance est formulée sous forme de règles mettant en jeu cinq paramètres qui sont :

1. **Responsabilité relative de la conduite (RR).** C'est un paramètre hydraulique exprimé en pourcentage. Il traduit la responsabilité de chaque tronçon sur le secteur selon une échelle variant de 0% à 100% ;
2. **Effets de refoulement (ER).** Il s'agit également d'un paramètre hydraulique exprimé en pourcentage de mise en charge d'un tronçon de conduite par rapport à sa profondeur d'enfouissement ;
3. **Évaluation de la condition intrinsèque (ECI).** Elle est déterminée à partir des paramètres intrinsèques de la conduite ;
4. **Évaluation de la condition extrinsèque (ECE).** Elle est déterminée à partir des facteurs extrinsèques. Rappelons que ce paramètre regroupe l'ensemble des facteurs qui influence la stabilité structurale de l'ouvrage (environnement géotechnique et hydrogéologique, les charges dynamiques et statiques, les risques d'abrasion et de corrosions...)
5. **Vulnérabilité du secteur (VS).** C'est un paramètre qui mesure l'importance stratégique d'une conduite selon son emplacement dans le réseau et le type d'occupation du secteur dans lequel elle est située. Il est évident que les coûts encourus par une défaillance seront plus élevés dans une zone fortement urbanisée que dans une zone résidentielle moins dense. De même, l'effet de la défaillance d'une conduite d'un tributaire, d'un collecteur ou d'un intercepteur n'est pas identique. Ce facteur peut être défini différemment pour les performances, structurale et hydraulique. Dans la performance hydraulique, par exemple, il permet de moduler l'importance stratégique que l'on veut accorder à la mise en charge ou débordement d'une conduite en fonction de la vulnérabilité du site. On prendra une valeur de $VS = 0$ pour des tronçons drainant des terrains dont l'inondation est sans aucune conséquence et qui ne sont pas interreliés à des tronçons critiques. À l'inverse, pour les tronçons drainant des surfaces commerciales ou résidentielles où aucune mise en charge

n'est tolérée, on prendra les valeurs de VS relativement plus grandes. Ceci peut-être aussi le cas lorsque le débit d'exfiltration, d'un réseau unitaire qui augmente avec la mise en charge, risque de contaminer une nappe d'alimentation. Dans la performance structurale, le paramètre VS caractérise l'aspect géostratégique. Elle traduit, d'une part, la localisation de l'ouvrage par rapport au réseau. Comme pour la performance hydraulique, une conduite située en amont, par exemple, ne présente pas les mêmes conséquences qu'une autre située en tête du réseau en cas de défaillance. D'un autre côté, il tient compte de l'occupation du sol et de sa vulnérabilité (la nature du site, la densité et le type d'occupation...).

4.3.2 Système flou de diagnostic hydraulique

Le système flou d'évaluation de la performance hydraulique, schématisé dans la figure 4.3, est constitué de trois entrées qui sont les paramètres RR, ER et VS. Une partition de l'univers de discours en cinq classes (figures 4.4 et 4.5) pour les deux premières variables^(*). La variables VS a un univers de discours composé de trois classes (figure 4.6).

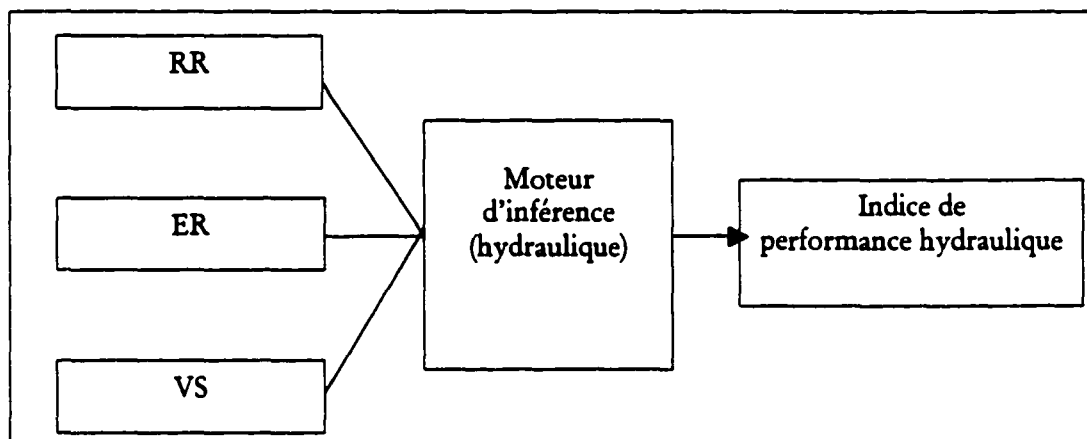


Figure 4.3 Système d'évaluation hydraulique

* Les cinq classes sont : FE : Faiblement Élevé, ME : Moyennement Élevé, AE : Assez Élevé, E : Élevé, TE : Très Élevé.

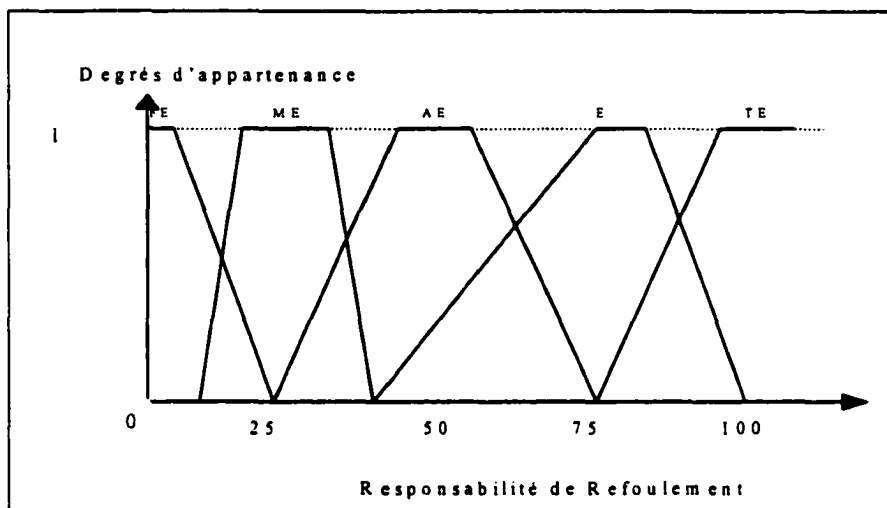


Figure 4.4 Classes d'appartenance du paramètre RR

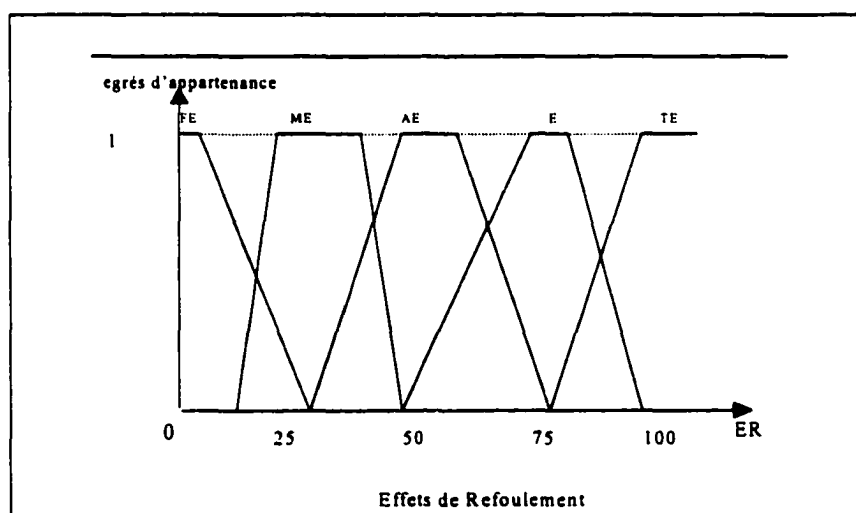


Figure 4.5 Classes d'appartenance du paramètre ER

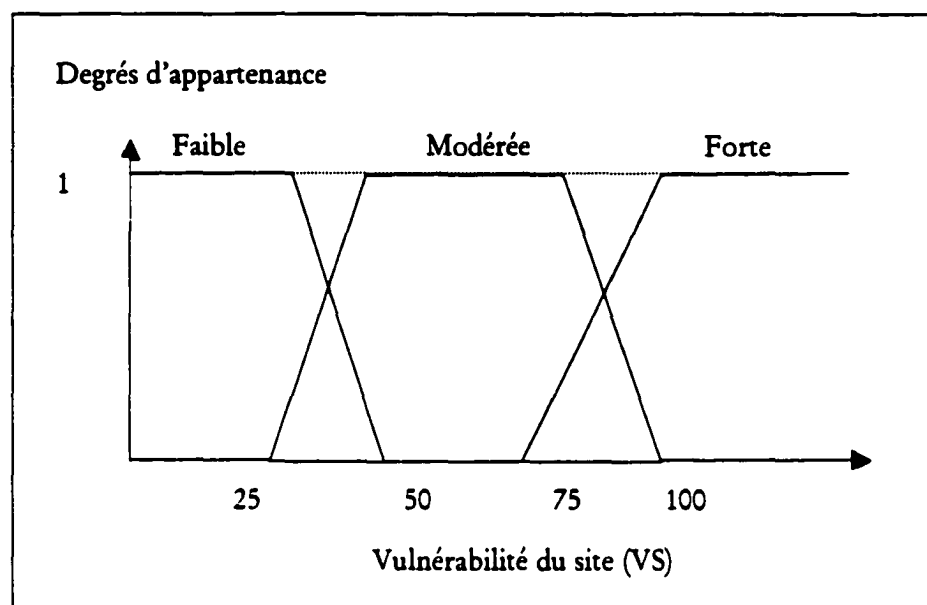


Figure 4.6 Classes d'appartenance de la variable VS

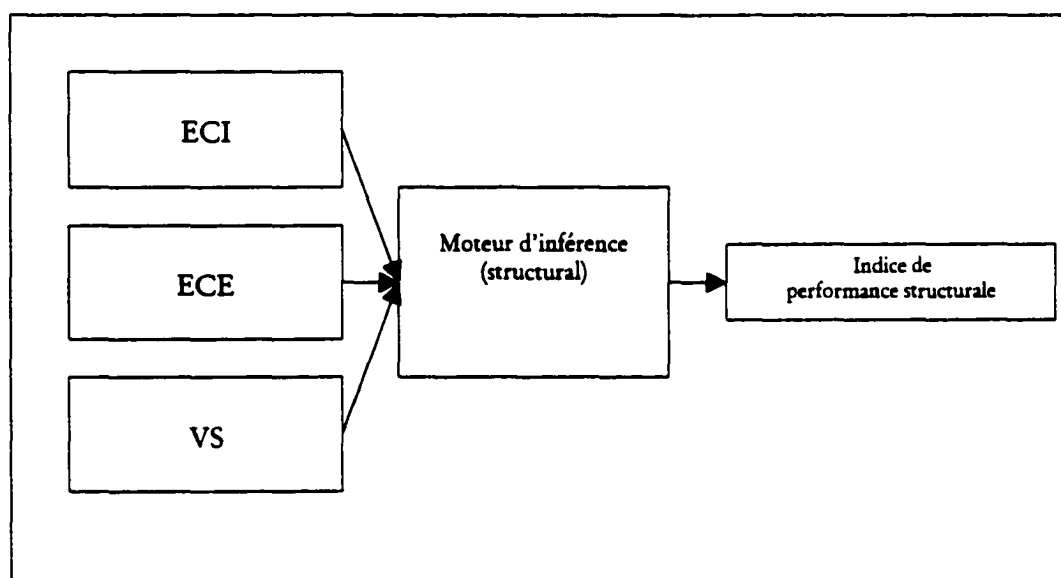


Figure 4.7 Système d'évaluation structurale

L'établissement de ces règles est basé sur le raisonnement suivant : Plus la responsabilité de refoulement et l'effet de ce refoulement sont grands, moins cette conduite est performante.

4.3.3 Système flou de diagnostic structural

Le système flou d'évaluation de la performance structurale, schématisé dans la figure 4.7, est constitué de trois entrées qui sont les paramètres ECI, ECE et VS. Le découpage de l'univers du discours des variables d'entrée ECI et ECE décrites ci dessus est représenté dans les figures 4.8 et 4.9.

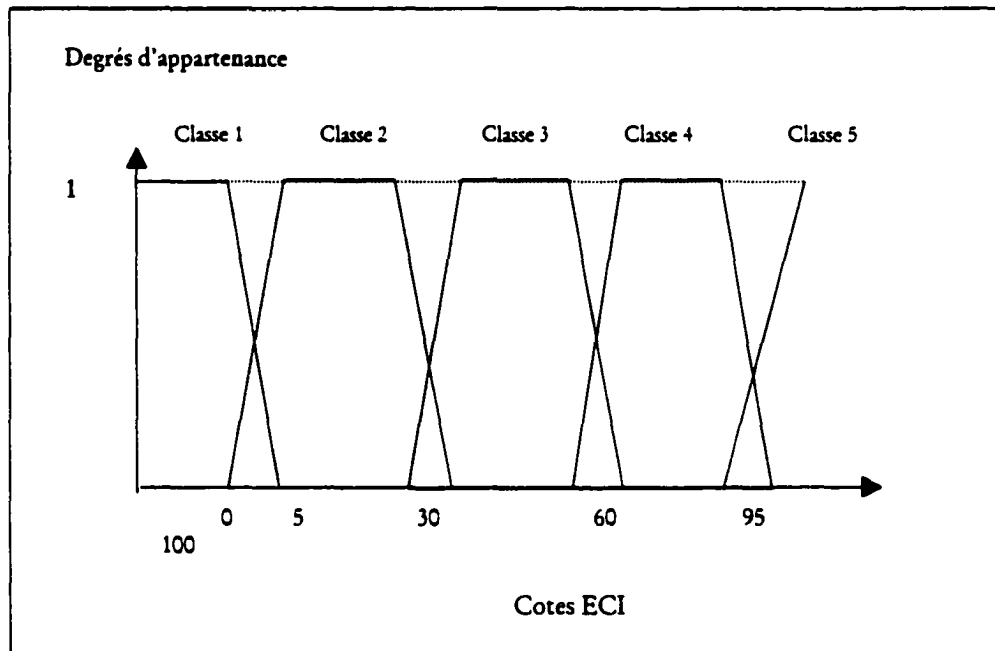


Figure 4.8 Classe d'appartenance de ECI

L'écriture de ces règles repose sur les idées de base suivantes : Plus l'état structural de la conduite est problématique et le site est vulnérable, moins cette conduite est performante.

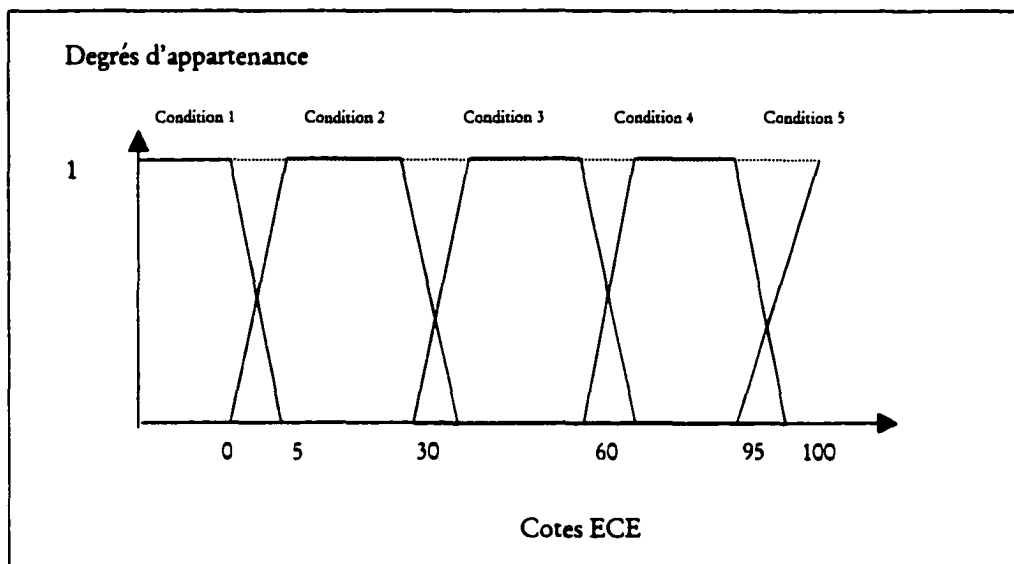


Figure 4.9 Degrés d'appartenance de ECE

4.3.4 Système flou de diagnostic global

Le système flou d'évaluation de la performance globale, schématisé dans la figure 4.10, est constitué de l'ensemble des paramètres RR, ER, ECI, ECE et VS.

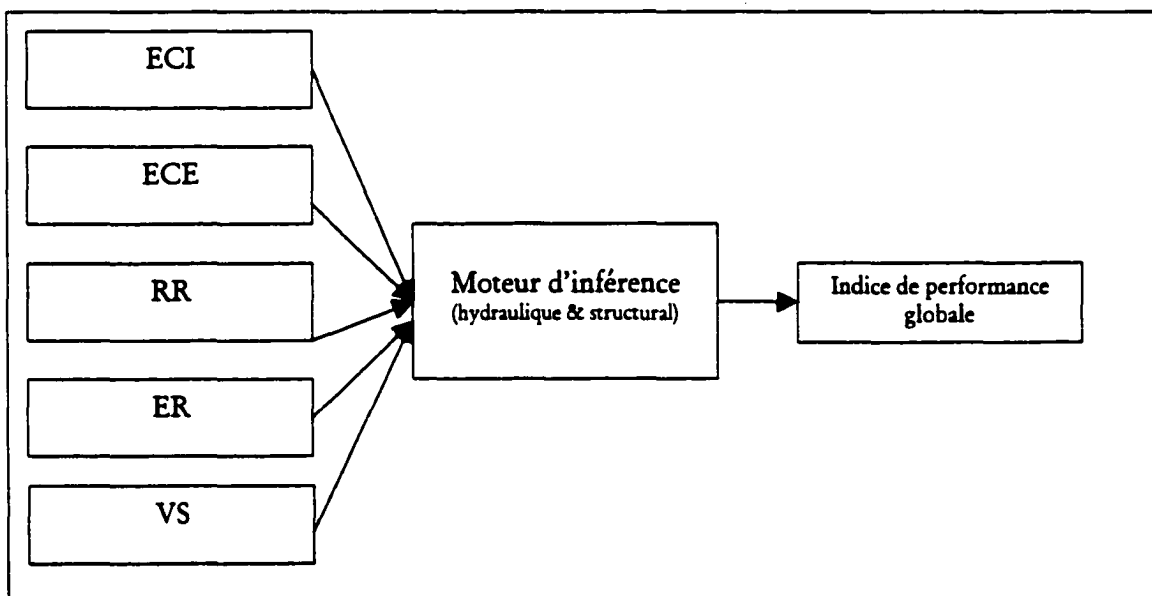


Figure 4.10 Système d'évaluation de la performance globale

L'évaluation de l'indice de performance global est faite selon le raisonnement suivant :

SI l'état structural de la conduite tend à être plus détérioré (ECI est grand)

OU si la responsabilité relative de refoulement (RR) tend à être grande

ET si le site tend à être vulnérable (VS élevée)

ALORS l'indice de performance de la conduite tend à augmenter.

Le découpage de l'univers du discours commun de la sortie, des trois systèmes, Indice de performance est représenté dans la figure ci dessous.

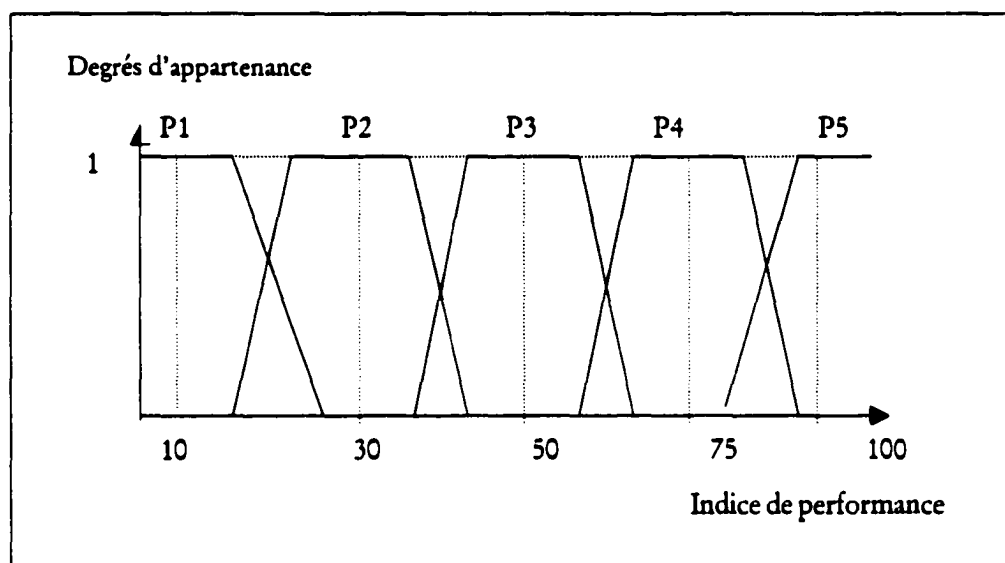


Figure 4.11 Appartenance aux différentes classes de performance

4.4 Applications

L'application considérée traite la détermination des performances hydrauliques, structurale et globale du réseau unitaire du bassin Pont-Viau de ville Laval.

4.4.1 Étude de cas I

Il s'agit du sous-bassin 02 de Pont-Viau (figure 2.6), un réseau unitaire où nous avons déjà appliqué le modèle de diagnostic hydraulique (chapitre 2 paragraphe §2.6) pour extraire les valeurs des paramètres RR et ER pour chaque tronçon de conduite (Bennis et al, 1999). Rappelons que le réseau unitaire du bassin Pont-Viau a fait l'objet de plusieurs défaillances hydrauliques et structurales. Ceci l'a rendu plus vulnérable et sujet à des débordements et mises en charge fréquentes dans plusieurs de ses secteurs. La simulation est faite avec une pluie d'occurrence 5 ans qui correspond à un niveau de protection moyen. Le réseau se situe dans une zone résidentielle de faible densité, ce qui correspond à une vulnérabilité du site faible ($VS=0$). Les données structurales utiles pour la détermination des paramètres ECI et ECE ont été fournies par le rapport d'inspection de 1996. Ces données sont détaillées dans les tableaux 4.2 et 4.3.

Tableau 4.2

Données numériques

CONDUITES	RR	ER	ECI	ECE	VS
4	0	0	0	25	0
5	0	17	0	0	0
6	0	88	0	80	0
7	0	86	75	0	0
8	0	84	80	35	0
9	0	49	0	5	0
10	0	100	0	95	0
11	0	100	98	95	0
12	0	100	10	95	0
13	24	100	25	7	0
14	34	87	97	5	0
15	15	32	5	21	0
16	27	33	10	90	0

Tableau 4.3

Paramètres structuraux des conduites (cas I)

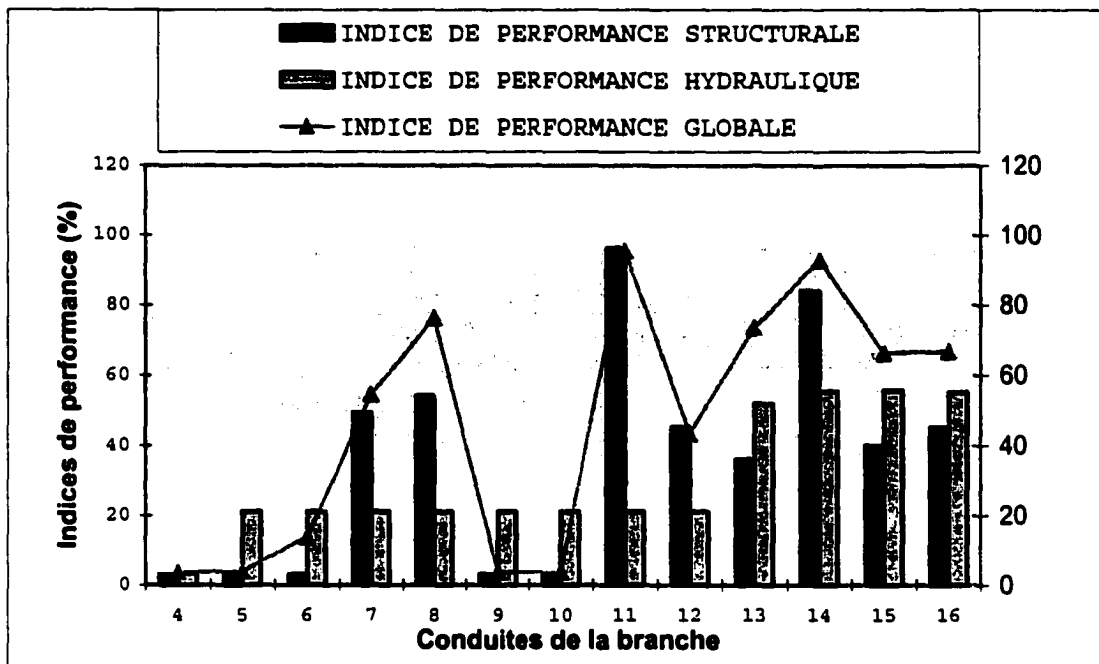
CONDUITES	ECI	ECE	VS
4	Classe 1	Condition 2	Faible
5	Classe 1	Condition 1	Faible
6	Classe 1	Condition 4	Faible
7	Classe 4	Condition 1	Faible
8	Classe 4	Condition 3	Faible
9	Classe 1	Condition 1	Faible
10	Classe 1	Condition 5	Faible
11	Classe 5	Condition 5	Faible
12	Classe 2	Condition 5	Faible
13	Classe 2	Condition 2	Faible
14	Classe 5	Condition 1	Faible
15	Classe 2	Condition 2	Faible
16	Classe 2	Condition 4	Faible

Les résultats fournis par les trois systèmes sont résumés dans le tableau 4.4. On peut facilement faire une comparaison des indices de performance structuraux et hydrauliques (colonne 2 et 3) et l'indice de performance globale à la 4^{ième} colonne. Le graphique 4.1 permet de schématiser les variations de ces indices.

Tableau 4.4

Indices de performances obtenus par les trois systèmes

CONDUITES	INDICE DE PERFORMANCE STRUCTURALE	INDICE DE PERFORMANCE HYDRAULIQUE	INDICE DE PERFORMANCE GLOBALE
4	3	3	4
5	3	21	4
6	3	21	14
7	49	21	54
8	54	21	76
9	3	21	4
10	3	21	4
11	96	21	95
12	45	21	43
13	36	52	73
14	84	55	93
15	40	56	66
16	45	55	67



Graphique 4.1 Variation des indices de performance (cas I)

Une performance structurale assez faible (classes 3, classe 4) entraîne toujours une performance globale plus faible. En effet, les conduites 7 et 8 possèdent une responsabilité de refoulement nulle et des états structuraux identiques. Elles ont respectivement des indices de performance globaux de 49% et 54%. L'écart est resté proportionnel puisque l'évaluation de la condition interne est sans influence pour la conduite 7. La conduite 11 est dans une condition structurale désastreuse (classe 5) avec des effets de refoulement assez élevés, son indice de performance global est classé P5, très critique. La conduite 12 a un indice de performance presque égal à celui de la conduite 7, pourtant, l'évaluation ECI de la conduite 7 appartient à la classe 3. C'est le paramètre ECE de la conduite 12, très critique (condition 5), qui a fait cette différence de performance.

Quand l'état structural est détérioré et les conduites ont des responsabilités de refoulement non négligeables, les indices de performance sont fortement influencés par les paramètres ECE et ER. Les conduites 16, 15 et 14 sont de bons exemples pour illustrer cette tendance. Ces conduites ont des responsabilités de refoulement de l'ordre de grandeur de 27%, 15% et 34%. Les performances globales des conduites 16 et 15 obtiennent des indices pareils malgré la différence de leur condition. En effet, la conduite 16 a une cote du paramètre RR deux fois plus élevée, par contre le paramètre ECE relativement élevé fait que son état structural (état 2) risque de se détériorer rapidement.

4.4.2 Étude de cas II

Cette étude de cas est faite sur le secteur Quintal du bassin Pont-Viau de Laval schématisé dans la figure 2.7. L'étude en question est appliquée sur la branche de la rue Quintal au complet et les conduites à son aval du boulevard Lévesque jusqu'à la conduite 106. Les résultats de l'étude hydraulique de ce secteur sont présentés dans le chapitre 2. Les données structurales relatives à l'état de condition interne et externe ainsi que la nature du site pour chaque conduite de la branche sont fournis dans le tableau 4.5.

Les résultats du système flou d'évaluation structurale (tableau 4.6) confirment bien que les tronçons de conduite avec une cote ECI nulle ont automatiquement une performance parfaite, i.e., un indice qui tend vers zéro. C'est le cas des conduites 106, 103, 36, 41 et 46 qui affichent des indices de performance variant entre 2% et 6%. On constate que lorsque la conduite est relativement détériorée, les paramètres VS et ECE peuvent affecter sensiblement les indices de performance quand ils sont défavorables. C'est le cas par exemple des conduites 790 et 43 où leur paramètre ECI est classe 2 et les paramètres ECE et VS plus défavorables pour le tronçon 790, se retrouvent dans des classes de performance différentes (classe P1 pour 43 et classe P3 pour 790). Il est à noter également qu'une conduite faiblement détériorée et située dans un site vulnérable

peut être plus critique qu'une autre plus détériorée mais située dans un environnement moins hostile. Les conduites 105 et 43 illustrent bien ceci. Le tronçon 105 qui a une cote ECI égale à 15% et un indice de performance 30% est plus critique que le tronçon 43 dont le ECI est de 25% et l'indice de performance de 19%.

Tableau 4.5

Paramètres structuraux des conduites (cas II)

Conduite	ECI		ECE		VS	
106	Classe 1	0	Condition 4	85	Forte	80
105	Classe 2	15	Condition 4	70	Forte	80
104	Classe 2	20	Condition 3	60	Forte	80
103	Classe 1	0	Condition 4	70	Forte	80
102	Classe 3	36	Condition 4	70	Forte	80
790	Classe 2	22	Condition 5	95	Forte	80
36	Classe 1	0	Condition 4	75	Modérée	50
37	Classe 2	10	Condition 3	45	Modérée	50
38	Classe 3	30	Condition 3	40	Modérée	50
39	Classe 2	5	Condition 3	35	Modérée	50
40	Classe 2	5	Condition 3	40	Modérée	50
59	Classe 3	50	Condition 2	15	Modérée	50
41	Classe 1	0	Condition 1	5	Modérée	50
42	Classe 4	85	Condition 2	10	Modérée	50
43	Classe 2	25	Condition 1	5	Faible	10
44	Classe 4	65	Condition 2	20	Faible	10
45	Classe 2	18	Condition 2	20	Faible	10
46	Classe 1	0	Condition 2	20	Faible	10

Tableau 4.6

Résultats : indices de performance structurale

Conduites	ECI	ECE	VS	Indice de performance structurale
106	0	85	80	6
105	15	70	80	30
104	20	60	80	47
103	0	70	80	6
102	36	70	80	63
790	22	95	80	52
36	0	75	50	6
37	10	45	50	26
38	30	40	50	57
39	5	35	50	21
40	5	40	50	21
59	50	15	50	62
41	0	5	50	4
42	85	10	50	85
43	25	5	10	19
44	65	20	10	63
45	18	20	10	33
46	0	20	10	2

Les résultats issus du système flou d'évaluation hydraulique (tableau 4.7) indiquent bien que l'indice de performance hydraulique global est principalement influencé par la responsabilité de refoulement RR, ce qui est une priorité dans le diagnostic hydraulique pour détecter les endroits effectifs où naissent ces défaillances. L'indice de performance le plus élevé (85%), appartenant à la classe P1, est celui de la

conduite 106 qui possède une responsabilité de refoulement RR égale à 59%. Nous pouvons constater que l'évaluation tient compte aussi des effets qu'occasionnent ces refoulements ER et la vulnérabilité du site VS pour modifier l'indice de performance selon la gravité du cas. Les tronçons de conduites 41,42, 43, 44, 45, 46, et 59 qui n'ont aucune responsabilité ni effets de refoulement ont des indices de performance faibles. Les conduites 104 et 36 n'ont aucune responsabilité de refoulement (RR=0%) mais subissent des effets de refoulement provenant de l'aval. Situées dans des sites de vulnérabilité élevés, ces conduites se retrouvent avec des indices de 13% et 14%, mais appartiennent quand même à la classe P1.

Tableau 4.7

Résultats : indices de performance hydraulique

Conduites	RR	ER	VS	Indice de performance hydraulique
106	59	22	80	85
105	15	23	80	63
104	0	30	80	13
103	5	31	80	47
102	9	32	80	55
790	4	45	80	47
36	0	72	50	14
37	5	100	50	41
38	1	92	50	14
39	0	13	50	13
40	0	12	50	9
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

Les résultats de la performance globale, présentés dans le tableau 4.8, sont aussi très concluants. Les conduites qui ont un pourcentage élevé de responsabilité de refoulement (RR) ou de dégradation de la condition interne (ECI) sont effectivement pénalisées. C'est le cas par exemple des conduites 106, 105 et 42 qui affichent des indices de performance correspondant aux classes de performance P4 et P5. La variation de ces indices est due aux autres paramètres d'évaluation. En effet, les cas des conduites peu détériorées sont évaluées

Tableau 4.8

Résultats : indices de performance globale (IPG)

Conduites	ECI	ECE	RR	ER	VS	IPG
106	0	85	59	22	80	87
105	15	70	15	23	80	71
104	20	60	0	30	80	46
103	0	70	5	31	80	49
102	36	70	9	32	80	74
790	22	95	4	45	80	68
36	0	75	0	72	50	5
37	10	45	5	100	50	56
38	30	40	1	92	50	38
39	5	35	0	13	50	22
40	5	40	0	12	50	22
59	50	15	0	0	50	55
41	0	5	0	0	50	5
42	85	10	0	0	50	76
43	25	5	0	0	10	26
44	65	20	0	0	10	51
45	18	20	0	0	10	34
46	0	20	0	0	10	5

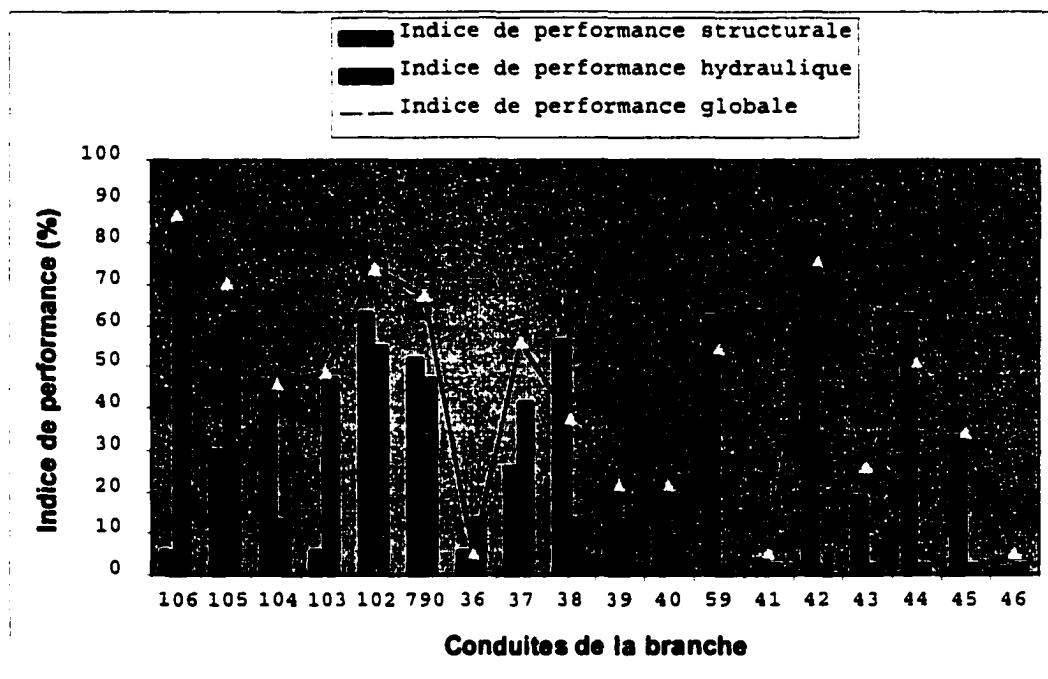
selon les conditions externes et la vulnérabilité du site VS. La conduite 104, par exemple, est située dans un site de vulnérabilité élevée et des conditions externes agressives obtient un indice de performance de 46% (classe P3). À titre de comparaison, la conduite 43, qui a les mêmes caractéristiques mais se trouve dans un site de vulnérabilité faible, ne possède que 36% et se trouve dans la classe de performance P2.

En définitive, nous pouvons regrouper les trois indices de performance dans le tableau 4.9. L'analyse et la comparaison graphique de la figure 4.1 correspondante montre que le moteur d'inférence est assez représentatif et donne des résultats cohérents. En effet l'indice de performance globale est toujours entraîné par l'un des deux autres indices, il peut être plus bas ou plus élevé selon les paramètres ER, ECE ou VS.

Tableau 4.9

Résultats des trois systèmes.

Conduites	Indice P.Structurale	Indice P.Hydraulique	Indice P.Globale
106	6	85	87
105	30	63	71
104	47	13	46
103	6	47	49
102	63	55	74
790	52	47	68
36	6	14	5
37	26	41	56
38	57	14	38
39	21	13	22
40	21	12	22
59	62	3	55
41	4	3	5
42	85	3	76
43	19	2	36
44	63	2	51
45	33	2	34
46	2	2	5



Graphique 4.2 Variation des indices de performance (cas II)

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le but initial de cette thèse était de développer une méthodologie structurée de diagnostic hydraulique d'un réseau d'assainissement. Cette méthodologie devait distinguer les tronçons effectivement responsables d'une mise en charge ou d'un débordement de ceux qui montrent des signes de défaillance dont la responsabilité incombe aux autres tronçons du réseau. L'utilité d'une telle approche résidait dans l'établissement des priorités d'intervention pour maximiser le rendement de l'investissement alloué à la réhabilitation hydraulique. Comme il a été démontré dans cette thèse, cet objectif a été largement dépassé. Le diagnostic des réseaux s'est effectué de façon minutieuse. On a ainsi proposé une fonction, générale d'application, qui permet de calculer les paramètres de performance fonctionnelle à chaque tronçon de conduite d'un réseau d'assainissement. Ces paramètres reflètent les mises en charge éventuelles que la conduite provoque sur elle-même ainsi que sur toutes les conduites situées en amont et en aval, sur la même branche en tenant compte de la vulnérabilité et de la capacité de rétention de chaque site. On a aussi proposé une nouvelle méthodologie de détermination de la performance structurale. Cette fonction de performance est bâtie à partir de facteurs intrinsèques et extrinsèques aux conduites du réseau. Les facteurs intrinsèques concernent l'état structural propre à la conduite. Il s'agit des différents défauts relevés lors de l'étape d'auscultation (fissures, fractures, etc.). Les facteurs extrinsèques concernent l'environnement de la conduite dans lequel sont nés et évoluent ces défauts. Il s'agit principalement du type de sol, du niveau de la nappe phréatique, des charges statiques et dynamiques, du régime hydraulique et de l'agressivité de l'effluent. Ces paramètres extrinsèques permettent d'anticiper le taux de dégradation futur de la conduite et leurs impacts.

Afin de réaliser le diagnostic d'une conduite d'égout, nous avons proposé une méthodologie basée sur un système expert flou pour agréger les différents paramètres élémentaires et pour nous fournir les différents indices de performance. Ces derniers sont uniques pour chaque tronçon d'un réseau d'assainissement analysé. Ils sont directement utilisés pour établir les priorités d'intervention et recommander les actions appropriées afin d'assurer le niveau de fonctionnement souhaitable.

L'utilisation d'un système expert flou (SEF) est un choix adéquat pour surmonter les difficultés liées à l'intégration des différents paramètres de performance. Contrairement aux systèmes experts conventionnels, ces systèmes sont plus faciles à implanter et ne nécessitent pas l'implication des experts pour établir les règles de décision. Trois moteurs d'inférence, dont les sorties sont des indices de performance caractérisant l'échelle de gravité des dysfonctionnements, ont été conçus : le premier pour obtenir uniquement les indices de performance structurale, le deuxième, pour évaluer les indices de performance hydraulique et le dernier pour traiter tous les paramètres structuraux et hydrauliques essentielles à l'évaluation des indices de performance globale.

Pour valider la méthodologie employée, deux études de cas ont été traitées. Dans un premier temps, le modèle de diagnostic hydraulique a été testé et validé. Par la suite ce fût le cas de façon plus globale pour le système expert flou.

Le modèle de diagnostic hydraulique basé sur des équations simples et cohérentes a été testé et validé sur deux réseaux de la ville Laval. Les résultats obtenus sont concluants. Les paramètres de performances représentent fidèlement le comportement hydraulique. Ils nous ont permis de détecter les tronçons hydrauliquement fautifs. Ces résultats, renfermant les informations relatives à la responsabilité de chaque tronçon, aux effets hydrodynamiques entre les différents tronçons de conduites ainsi que les mises en charges

dans chaque nœud de la branche, permettent d'assister l'ingénieur dans son analyse hydraulique.

Comme pour le modèle de diagnostic hydraulique, les trois systèmes expert flous ont été testés sur les deux réseaux de Ville Laval. Les différents résultats obtenus nous ont permis de vérifier la capacité de ces systèmes à effectuer un diagnostic des RAU.

Cet outil expert de diagnostic permet d'assister les gestionnaires dans leurs décisions, ce qui permet de rentabiliser les interventions de réhabilitation en les rendant plus durables. Des économies importantes en terme de maintenance et de mobilisation de moyens ainsi qu'une réduction importante de désagréments aux utilisateurs, lors des travaux, peuvent être réalisées.

Les indices de performances obtenus peuvent être utilisés dans l'actualisation de la base de données municipale pour des besoins futurs. Mentionnons également que cette approche méthodologique pourrait s'adapter aux besoins spécifiques de chaque utilisateur selon les types de réseaux et les objectifs de gestion visés. Il suffit alors d'ajouter ou de modifier les différentes règles de décision au besoin pour les adapter à ces objectifs.

Nous sommes convaincus qu'il s'agit d'une voie prometteuse permettant la gestion de toutes les composantes de l'infrastructure urbaine, incluant l'égout, l'aqueduc, le gaz et la chaussée.

BIBLIOGRAPHIE

- Aflak, A. (1994). Élaboration d'un cadre méthodologique pour l'aide à la décision en matière de gestion de la maintenance du réseau technique urbain d'assainissement. Thèse de doctorat, INSA Lyon, Lyon.**
- American Society of Civil Engineers, Water Pollution Control Federation. (1983). Existing Sewer : Evaluation & Rehabilitation, Manuals and Reports on Engineering Practice No 62, New York.**
- American Society of Civil Engineers, Water Pollution Control Federation. (1994). Existing Sewer : Evaluation and Rehabilitation, Manuals and Reports on Engineering Practice No 62, New York.**
- Azzout, Y., Barraud, S., Cres, F.N., Alfakih, E. (1994). Techniques Alternatives En Assainissement Pluvial Paris : Technique et documentation-Lavoisier.**
- Baines, W.F. (1991). Air cavities as gravity currents on slope. Journal of hydraulic engineering, ASCE, 117(12), pp. 1600-1615.**
- Bennis, S., Bengassem, J., Lagacé, K. (1996). Développement d'un système d'aide à la décision pour la réhabilitation des réseaux d'assainissement. Les infrastructures urbaines, Infra'96, Montréal.**
- Bennis, S., Bengassem, J., Lamarre, P. (1999). Méthodologie de partage des responsabilités de refoulement entre les tronçons, Vecteur environnement. 32(3), pp. 34-45.**
- Blanpain, O., Karnib A., Al-Hajjar J., Boissier D. (1998). An approach to compare, from the hydraulic operation viewpoint, proposition of extension of an urban storm drainage network. Rev. Sci. Eau, 11(2), pp. 241-254.**
- Bouazza Z. (1994). Développement d'un code de calcul des écoulements transitoires a surface libre et d'une interface graphique. mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke.**
- Bourrier, R. (1985). Les réseaux d'assainissement, calculs applications et perspectives. ISBN 285206-282-8, Paris, France.**

- Brunelle, P.E. (1992). Transitoires hydrauliques notes de cours, Université de Sherbrooke, Sherbrooke.
- Burgess, E.H. (1994). Planning Model for Sewer System Rehabilitation, Urban Drainage Rehabilitation Programs and Techniques, W. A. Macaitis, New york, pp. 30-38.
- Centre d'expertise et de recherche en infrastructures urbaines. (1997). Les classeurs du CERIU : Infrastructures souterraines Montréal : CERIU.
- Chaudry, M.H. (1987). Applied Hydraulic Transients Van Nostrand Reinhold Compagny inc., New York.
- Child. M., Armour, A. (1995). Integrated Water Resource Planning in Canada, Theoretical Consideration and observations from Practice. Canadian Water Resources Journal, Vol. 20, No.2, pp.132-141.
- Chocat, B. (1997). Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement. Paris : Lavoisier.
- Chow, V. T., Maidment, D.R., Mays, L. R.(1988). Applied Hydrology New York : McGraw-Hill.
- Clegg, D., Eadon, A. R., et Rides, D. (1988). UK state of th art- Sewerage Rehabilitation papier présenté lors du 14^{ème} biennal conference on water pollution control, Brighton, Angleterre, pp. 17-22.
- Cox, E. (1994). The fuzzy system handbook. Boston : AP professional, 615 pages.
- Cunge, J.A., Holly JR, F.M., Verwey, A. (1980). Pratical aspects of computational river hydraulics. London : Pitman.
- Debbo, T.N., Reese, A. (1995). Municipal Stormwater Management. Florida : Lewis Publishers.
- Delleur, J.W., (1994). Sewerage Failure, Diagnosis and Rehabilitation. Urban Drainage Rehabilitation Programs and Techniques, W. A. Macaitis, New york, pp. 11-28.
- Departement of Housing and Urbain development. (1984). Utility infrastructure rehabilitation report. Document préparé par Brownand Caldwell, Walnut Creek, Ca.
- Environmental Protection Agency : Office of Research and development. (1991). Analysis and rehabilitation. Sewer System Infrastructure. Cincinnati, OH. EPA/625/6-91/030.
- French, R. H. (1985). Open channel hydraulics. New York : Mc Graw-Hill.

- Frerot, A., Jacquet, G., Delattre, J. M. (1986). *Élaboration des Consignes Optimales de Gestion d'un Réseau d'Assainissement Eau et Informatique*. Colloque organisé par l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris 28-30 mai.
- Grigg, N. S. (1992). *Urban Water Infrastructure, Planning Management and Operation*. Florida : Kreiger Publishing Company Malbar.
- Grigg, N. S. (1994). *Maintenance Management System for Urban Drainage, Urban Drainage Rehabilitation Programs and Techniques* ASCE. New york : W. A. Macaitis, pp. 2-10.
- Guo, Q., Song, C.S. (1990). Surging in urban storm systems. *Journal Hydr. Engrg.* ASCE, 116(12), pp. 1523-1537.
- Guo, Q., Song, C.S. (1991). Dropshaft hydrodynamics under transient conditions. *Journal Hydr. Engrg.* ASCE, 117(8), pp. 1042-1055.
- Hamam, M, A., McCorquodale, J. A. (1982). Transient conditions in the transition from gravity to surcharged sewer flow. *Journal canadien de genie civil*. Ottawa. Vol. 9, No.2, pp. 189-196.
- Henderson, F. M., (1966). *Open channel flow*. New York : McMillan.
- Huber, W.C., Heaney, J.P., Nix, S.J., Dickinson, R.E., Polmann, D.J. (1984). *Storm Water Management Model users manuel, version III*, EPA Report 600/S2-84-109.
- Hudson, W.,R., Hass, Ralph C.G. Uddin, W. (1997). *Infrastructures management : integrating design, constructiojn, maintenance, rehabilitation and renovation*. New York : McGraw Hill. 393 pages.
- Jacobs, T.L., et Wright, J.R. (1989). Reabilitataion strategies for stormwater drainage systems. *Proceedings. 16^{ieme} Conférence annuelle de Water resources Planning and Management Division ASCE*. Sacramento, CA, 21-25 Mai. pp.107-110.
- Jacobs, T.L., Medina, M.A., Ho, J.T. (1997). A chance constrained model for stormwater system design and rehabilitation. *Journal of. Water Resource Planning and Management*. Vol.123, No. 3, pp. 163-168.
- Jacobs, T.L., Medina, M.A., Jr. (1994). A chance constrained model using kinematic ware routing for stormwater infrastructure rehabilitation, *Urban Drainage Rehabilitation Programs and Techniques*, W. A. Macaitis, New York, pp. 39-54.
- Karaa. F.,A., (1989). *Maintenance Management Systems for Water and Sewer Infrastructure*. *Proceedings of the 6th conference on computing in civil engineering*, ASCE, Atlanta, September 11-13, pp. 645-652.

- Lemieux, P.F. (1996). Gestion et réhabilitation des infrastructures. notes de cours, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, 252 pages.
- Li, J., McCorquodale, A. (1999). Modeling mixed flow in storm sewers. *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol.125, No. 11, pp. 1170-1180.
- Mamdani, E.H., Gaines, B.,R. (1981). *Fuzzy reasoning and its applications* : San Diego : Academic press.
- Mamdani, E.H. (1977). Applications of fuzzy logic to approximate reasoning using linguistic synthesis. *IEEE Transaction on Computers*. 26(12), pp. 1182-1191.
- Payre, G. (1992). *Techniques numériques en génie*. notes de cours, Université de Sherbrooke, Sherbrooke.
- Ponce, V.M., (1989). *Engineering Hydrology*, NJ : Prentice Hall.
- RERAU. (1993). *Methodologie de programmation de travaux de réhabilitation, Étape I et II, Projet national RERAU 1, Document de travail*, Paris : STU.
- Reyna, S. (1993). *Optimal planning of sewer systems rehabilitation*. Thèse de doctorat, Université de Purdue, Indianapolis.
- Reyna, S., Delleur, M., Jacques, W., Vanegas, J.A. (1994). Multi-attribute rehabilitation of storm or combined sewer system. *Urban Drainage Rehabilitation Programs and Techniques*, W. A. Macaitis, New York, pp. 55 à 72.
- Sabourin, R. (1997). *Réseaux de neurones et logique floue*. Notes de cours, École de Technologie Supérieure, Montréal.
- Schrock, B.J. (1991). *Pipeline Systems Rehabilitation Workshop*. San Jose, CA.
- Schrock, B.J. (1994). *Planning Assessing and Implementing Diagnostic Urban Drainage Rehabilitation Programs and Techniques* ASCE, W. A. Macaitis, , New York
- Serpente, R.F.(1994). Understanding the modes of failure for sewers. *Urban Drainage Rehabilitation Programs and Techniques* ASCE, W. A. Macaitis, , New York, pp. 86-100.
- Streeter, V.L., Wylie, E. B. (1975). *Fluid Mechanics*. New York : McGraw Hill.
- Song, C., Cardles, J., Leung, K. (1998). Transient mixed flow models for sewers. *Journal of hydraulic engineering*, 109(11), pp. 1487-1503.

- Valentin, F., (1981). Continuous discharge measurement for the transition between partly filled and pressurized conduit flow in sewerage systems. *Water Science and Technology*, 13(8), pp. 114-124.
- Water Research Center. (1994). *Sewerage Rehabilitation Manual*, (3^e éd.).U.K : WRC.
- Weissert, T. (1989). Don't just preach preventive maintenance, practice it. *Water Engineering and management*, 136(1), pp. 32-35.
- Yager R.R et Zadeh L.A. (1992). *An Introduction to Fuzzy Logic Applications in Intelligent Systems* (Eds.), New York : Kluwer Academic Publishers,
- Zadeh. ,L. (1996). Fuzzy Logic Computing with Words, *IEEE Transactions on Fuzzy Systems*, 2(2), pp. 103-111.
- Zimmerman, H.J. (1993). *Fuzzy set theory and its applications*. Second Edition. New York : Kluwer Academic Publishers.

ANNEXE I
Données hydrauliques et hydrologiques

Tableau 1 : Caractéristiques des aires de drainages bassin 2510

Nœud	Largeur (m)	Aire(ha)	Imperméabilité (%)
20	187.21	0.0000	35
19	191.20	0.1627	43.56
18	159.59	1.1546	46.53
17	152.80	0.9984	32.43
16	159.81	0.4431	35.09
15	157.79	0.2703	52.07
14	164.81	0.5455	38.07
13	161.79	0.5896	33.53
67	155.20	0.6131	37.64
12	173.61	0.3703	39.04
11	149.60	0.5281	36.03
10	154.59	0.0036	100
110	172.61	0.0000	35
9	151.79	0.5366	28.22
73	144.41	0.5625	33.62
23	170.60	0.0000	35
24	153.80	0.8798	41.61
25	140.21	0.8074	36.00
26	263.41	0.2501	59.86
27	225.00	0.2408	52.62
28	252.59	1.3723	46.74
29	233.20	0.7021	43.11
62	144.99	1.4298	37.45
61	169.19	0.1688	75.39
30	143.80	0.5755	28.60
31	158.01	0.4864	34.75
160	143.99	0.0000	35
46	224.21	0.0000	35
45	245.39	0.6556	35.13
44	243.41	1.3379	33.48
43	240.00	0.5532	30.16
42	243.81	1.3290	28.36
41	236.01	0.7997	26.66
52	276.00	0.0587	84.33
53	195.80	0.7353	48.31
54	231.40	0.9939	47.08
55	252.19	0.7147	41.58
56	240.21	1.1602	57.12
57	236.59	0.7001	59.30
58	167.00	0.9049	46.79
59	157.00	1.2125	33.92
40	161.79	0.8583	28.86
32	144.99	0.7511	38.09
39	160.60	0.3347	31.25
38	134.20	0.7503	31.39
37	130.39	0.0190	100
33	74.19	0.0000	35
36	241.80	0.8588	28.11
34	80.41	0.2566	41.18
790	79.31	0.8462	38.36

Tableau 2 : Caractéristiques des aires de drainage bassin 2509

No nœud	Largeur (m)	Aire (ha)	Imperméabilité (%)
17	221.9	0	0
16	238.7	0.0952	91.9
15	242.1	0.0903	85.9
14	233.5	0.2320	88.2
135	18.5	0.1350	88.1
19	239.7	0.0000	20.5
20	223.5	0	0
21	245.5	0.1610	61.8
134	101.9	0.1562	80.6
39	228.7	0.0157	99.9
38	241.1	0.6802	67.3
133	229.5	0.522	60.9
37	253.3	0.267	62.8
36	170.1	0.8089	61.7
35	17.4	0.5843	65.3
34	249.1	0	0
13	125.7	0	0
12	181.5	0.3320	90.3
11	148	0.1804	98.3
10	181.3	0.1780	83.9
9	137.5	0.0000	99.9
8	153	1.1709	90.6
107	24.9	0.0211	88
22	186.9	0	0
23	149.5	0.1060	96.5
24	165.8	0.1443	93.9
25	121.5	0.0501	67.6
26	193.7	0.0000	99.9
27	117.1	0.087	93.1
108	309.6	0.0460	95.1
109	112.9	0.747	60.8
48	160.3	0	0
111	13.8	0.1003	99.9
110	9.8	0.1812	70.2
112	205.1	0	0
113	17.7	1.1853	64
114	12.4	0	0
115	38.5	0	0
116	12.1	0.0194	99.9
69	126.6	0	0
70	91.8	0.3804	50
71	88.7	0.0623	99.9
72	109.2	0.4698	53.6
123	105.3	0.8773	47.3
60	166.1	0	0
59	133.5	0.4455	46.2
58	164.1	0	0
57	165.3	0.9526	34.6
117	14.2	0.628	40
118	138.7	0.0449	28.7
119	15.6	0.1715	68.3
77	148	0	0
76	242.1	1.1355	38.2
129	251.3	0.9105	52.8
75	229.7	0.9546	31.2
122	167.6	0.9028	37.3
74	210.1	0.3816	43.8
120	13	1.5264	26.4
121	327.3	0.0566	99.9
145	258.5	0	0
83	238.5	0.9999	39
84	231.1	1.2792	41.2
85	245.7	1.0869	44
126	81.8	0	0
127	6	0.11	35.8
128	191.1	1.2197	34.3
86	192.3	1.2581	39.6
87	173.5	0.7749	31
88	121.1	0.6697	31.3

Tableau 3 : Caractéristiques des conduites bassin 2509

Conduite	Nœud amont	Nœud aval	Diamètre (m)	Longueur (m)	C. Manning
1	17	16	0.305	111	0.013
2	16	15	0.305	119.3	0.013
3	15	14	0.305	121	0.013
4	14	135	0.305	118.7	0.013
5	135	134	0.38	30.4	0.007
6	19	20	0.305	119.9	0.013
7	20	21	0.305	111.7	0.013
8	21	134	0.305	122.7	0.013
9	134	613	0.455	50.9	0.013
10	613	3133	0.455	30.4	0.013
11	39	38	0.305	114.3	0.013
12	38	613	0.305	120.6	0.013
13	613	3133	0.305	30.4	0.013
14	133	637	0.455	114.7	0.013
15	637	37	0.455	30.4	0.013
16	37	636	0.455	126.6	0.013
17	636	38	0.455	30.4	0.013
18	36	35	0.455	85	0.013
19	35	634	0.455	30.4	0.007
20	634	34	0.455	30.4	0.013
21	34	109	0.534	124.5	0.013
22	13	12	0.305	62.9	0.013
23	12	11	0.305	90.7	0.013
24	11	10	0.305	74	0.013
25	10	9	0.38	95.7	0.013
26	9	8	0.455	68.7	0.013
27	8	107	0.533	76.5	0.013
28	107	610	0.455	30.4	0.008
29	107	7	0.533	20.0	0.008
30	22	23	0.305	83.4	0.013
31	23	24	0.305	74.7	0.013
32	24	25	0.305	82.9	0.013
33	25	26	0.355	60.8	0.013
34	26	27	0.38	96.8	0.013
35	27	610	0.355	58.6	0.013
36	610	6108	0.609	30.4	0.013
37	108	109	0.609	49.7	0.013
38	109	110	0.759	56.5	0.013
39	48	111	0.914	60.1	0.013
40	111	112	0.914	30.4	0.006
41	111	110	0.914	30.4	0.006
42	110	112	0.914	30.4	0.005
43	112	113	0.914	102.5	0.013
44	113	115	0.914	30.4	0.007
45	113	114	0.914	30.4	0.006
46	114	115	0.914	30.4	0.006
47	115	116	0.914	30.4	0.01
48	116	117	0.914	30.4	0.006
49	116	118	0.914	30.4	0.007
50	69	70	0.305	63.3	0.013
51	70	71	0.305	45.9	0.013
52	71	72	0.305	44.4	0.013
53	72	123	0.305	54.5	0.013
54	123	659	0.305	58	0.013
55	123	612	0.305	150	0.013
56	6123	48	0.305	50	0.013
57	659	59	0.305	30.4	0.013
58	60	59	0.305	83	0.013
59	59	657	0.305	66.8	0.013
60	657	57	0.305	30.4	0.013
61	58	57	0.305	82.1	0.013
62	57	611	0.305	82.6	0.013
63	611	7117	0.305	30.4	0.013
64	117	118	0.914	30.4	0.006
65	118	119	0.914	69.3	0.013
66	119	120	0.914	30.4	0.007
67	119	121	0.914	30.4	0.007
68	77	676	0.305	74	0.013
69	676	76	0.305	30.4	0.013

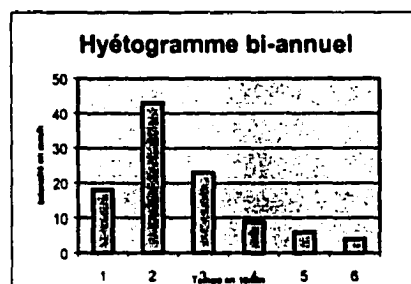
Tableau 4 : caractéristiques des conduites bassin 2510 (Quintal)

Conduite	Nœud amont	Nœud aval	Diamètre (m)	Longueur (m)	C. manning
u20	20	19	0.380	93.60	.013
u19	19	18	0.380	95.59	.013
u18	18	17	0.380	79.80	.013
u17	17	16	0.380	76.41	.013
u16	16	15	0.380	79.89	.013
u15	15	14	0.380	78.91	.013
u14	14	13	0.380	82.39	.013
u13	13	67	0.380	80.89	.013
u67	67	12	0.535	77.60	.013
u12	12	11	0.535	86.81	.013
u11	11	62	0.535	74.80	.013
u10	10	62	0.305	77.30	.013
u62	62	61	0.535	72.51	.013
u23	23	24	0.305	85.31	.013
u24	24	25	0.305	76.90	.013
u25	25	26	0.305	70.10	.013
u26	26	27	0.305	131.70	.013
u27	27	28	0.305	112.50	.013
u28	28	29	0.305	126.31	.013
u29	29	61	0.305	116.62	.013
u61	61	30	0.535	84.61	.013
u30	30	31	0.535	71.90	.013
u31	31	32	0.535	79.00	.013
310	110	9	0.305	86.29	.013
u09	9	73	0.305	75.90	.013
u73	73	32	0.535	72.21	.013
u32	32	38	0.535	72.51	.013
360	160	59	0.305	71.99	.013
u46	46	45	0.305	112.11	.013
u45	45	44	0.305	122.71	.013
u44	44	43	0.305	121.71	.013
u43	43	42	0.305	120.00	.013
u42	42	41	0.455	121.89	.013
u41	41	59	0.455	117.99	.013
u52	52	53	0.305	138.01	.013
u53	53	54	0.305	97.90	.013
u54	54	55	0.305	115.70	.013
u55	55	56	0.305	126.10	.013
u56	56	57	0.305	120.09	.013
u57	57	58	0.305	118.29	.013
u58	58	59	0.455	83.52	.013
u59	59	40	0.455	78.52	.013
u40	40	39	0.455	80.89	.013
u39	39	38	0.455	80.31	.013
u38	38	37	0.610	67.09	.013
u37	37	36	0.610	65.20	.013
u36	36	790	0.610	120.91	.013
u33	33	34	0.610	37.09	.013
u34	34	790	0.610	40.20	.013

A.1.1. Caractéristiques pluviométriques

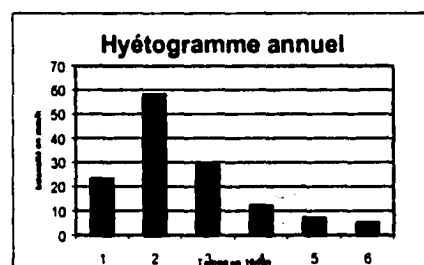
Hyétoqramme bi-annuel:

Temps (min.)	10	20	30	40	50	60
Intensité (mm/)	18	43	23	9	6	4



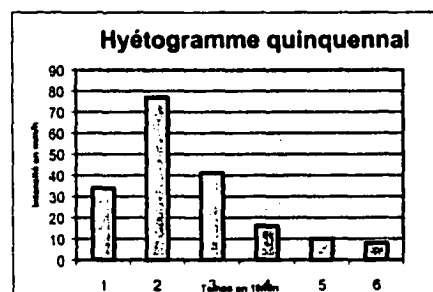
Hyétoqramme annuel:

Temps (min.)	10	20	30	40	50	60
Intensité (mm/)	23	58	29	12	7	5



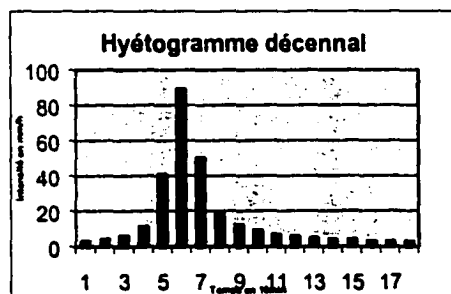
Hyétoqramme quinquennal:

Temps (min.)	10	20	30	40	50	60
Intensité (mm/)	34	77	41	16	10	8



Hyétoqramme décennal:

Temps (min.)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180
Intensité (mm/)	3	4	6	11	41	89	50	19	12	9	7	6	5	4	4	3	3	3



ANNEXE II
Résultats de simulation hydraulique

Résultats de simulation du réseau existant

Nœud	Occurrence 1/1an			Occurrence 1/5ans			Occurrence 1/10ans		
	h		% mise en charge	h		% mise en charge	h		% mise en charge
109	0.14	2.27	6%	2.01	0.4	83%	2.02	0.39	84%
48	0.35	2.75	11%	2.66	0.44	86%	2.77	0.33	89%
120	0	3.13	0%	1.33	1.78	43%	1.49	1.63	48%
93	0	5.1	0%	0	4.56	0%	0	4.42	0%
92	0	4.91	0%	0	4.62	0%	0	4.55	0%
767	0	5.27	0%	0	5.12	0%	0	5.09	0%
128	0	2.85	0%	2.74	0	100%	2.74	0	100%
122	0	2.86	0%	1.99	0.76	72%	2.76	0	100%
123	0	2.67	0%	0	2.59	0%	0	2.58	0%
56	0.32	1.77	15%	0.44	1.65	21%	0.36	1.73	17%
55	0	1.15	0%	0	1.1	0%	0	1.06	0%
95	0	2.44	0%	0	2.37	0%	0	2.32	0%
94	0	3.55	0%	0	2.73	0%	0	2.51	0%
49	0	2.19	0%	1.39	0.5	74%	1.88	0	100%
50	0.03	2.08	1%	1.67	0.44	79%	2.11	0	100%
51	0.19	2.54	7%	1.49	1.24	55%	2.11	0.62	77%
99	0	2.73	0%	0.99	1.31	43%	1.46	0.84	63%
96	0	2.88	0%	0.89	1.77	33%	1.18	1.49	44%
76	0	3.26	0%	3.24	0	100%	3.24	0	100%
129	0	3.24	0%	2.92	0.03	99%	2.95	0	100%
1	2.68	0.52	84%	3.2	0	100%	3.2	0	100%
102	1.19	0.92	56%	2.1	0	100%	2.1	0	100%
103	1.78	3.99	31%	2.85	2.92	49%	2.92	2.85	51%
105	1.25	3.78	25%	2.32	2.71	46%	2.51	2.52	50%
101	0	3.02	0%	0.64	2.18	23%	1.1	1.72	39%
33	0	2.39	0%	0.64	1.45	31%	1.83	0.25	88%
46	0	2.23	0%	0.67	1.25	35%	1.93	0	100%
45	0	3.17	0%	1.27	1.84	41%	2.83	0.27	91%
44	0	3.38	0%	0.79	2.55	24%	1.94	1.39	58%
43	0	2.87	0%	0.36	2.42	13%	0.91	1.87	33%
42	0	2.24	0%	0	2.22	0%	0	2.19	0%
41	0	2.77	0%	0	2.74	0%	0	2.61	0%
59	0	1.8	0%	0.49	1.3	27%	0.85	0.94	47%
40	0.27	1.89	13%	0.65	1.51	30%	0.92	1.25	42%
39	0.3	2.1	13%	0.54	1.86	23%	0.68	1.72	28%
38	2.02	0.1	85%	2.12	0	100%	2.12	0	100%
37	1.83	0	100%	1.83	0	100%	1.83	0	100%
36	1.57	0.61	72%	1.9	0.28	87%	1.9	0.28	87%
790	1.2	1.47	45%	2.06	0.61	77%	2.07	0.6	78%
67	2.86	5.57	34%	3.07	5.35	36%	2.74	5.68	33%
62	2.17	0.53	80%	2.15	0.56	79%	2.41	0.3	89%
61	0	1.52	0%	0.09	1.15	7%	0.39	0.85	31%
32	2.1	0.56	79%	2.5	0.16	94%	2.62	0.05	98%
10	1.01	4.67	18%	1.44	4.23	25%	1.67	4	29%
26-27	3.36	0.33	91%	3.69	0	100%	3.69	0	100%
108	0	2.28	0%	1.63	0.53	75%	1.69	0.47	78%
107	0.18	2.25	7%	1.93	0.5	79%	1.99	0.43	82%
110	0.29	1.7	15%	1.99	0	100%	1.99	0	100%
118	0.3	2.44	11%	1.85	0.89	68%	2.04	0.7	74%
52	0	2.54	0%	1.01	1.39	42%	1.52	0.88	63%
12	0	3.02	0%	0	2.99	0%	0	2.97	0%
11	0	3.5	0%	0	3.25	0%	0	3.21	0%
58-10	1.35	0.46	75%	1.72	0.09	95%	1.8	0	100%
23-9	0	2.48	0%	0	2.47	0%	0	2.43	0%
24	0	2.53	0%	0	2.51	0%	0	2.5	0%
10-9	0	2.95	0%	0	2.89	0%	0	2.78	0%

25	0	2.6	0%	0.78	1.56	33%	0.87	1.46	37%
27	0	2.22	0%	1.79	0	100%	1.79	0	100%
15	2.94	3.24	48%	4.67	1.51	76%	5.17	1.01	84%
8	0	1.6	0%	1.56	0	100%	1.56	0	100%
6/9	0.19	1.8	10%	1.55	0.44	78%	1.63	0.36	82%
5/9	0	3.09	0%	1.03	1.62	36%	1.27	1.59	44%
104	1.62	3.85	30%	2.69	2.78	49%	2.8	2.67	51%
73	0	3.74	0%	0.37	3.12	11%	0.52	2.97	15%
86	0	2.64	0%	2.21	0	100%	2.21	0	100%
87	0.66	2.18	23%	2.66	0.18	94%	2.83	0.01	100%
88	1.36	0.83	62%	2.2	0	100%	2.2	0	100%
89	2.32	0	100%	2.32	0	100%	2.32	0	100%
90	2.04	0	100%	2.04	0	100%	2.04	0	100%
91	2.28	0	100%	2.28	0	100%	2.28	0	100%
106	1	3.59	22%	2.02	2.57	44%	2.25	2.35	49%
32/09	0	2.31	0%	0.97	1.19	45%	2.16	0	100%
31	0	2.85	0%	1.37	1.36	50%	2.65	0.08	97%
29	0.02	2.74	1%	0.9	1.85	33%	1.35	1.41	49%
28	0.1	2.22	4%	1.35	0.98	58%	1.71	0.62	73%
2	3.25	0	100%	3.25	0	100%	3.25	0	100%
3	2.03	0.73	74%	2.77	0	100%	2.77	0	100%
83	2.93	0	100%	2.93	0	100%	2.93	0	100%
84	3.42	0.18	95%	3.61	0	100%	3.61	0	100%
85	3.18	1.13	74%	4.31	0	100%	4.31	0	100%
57	0.03	1.53	2%	1.56	0	100%	1.56	0	100%
57/10	1.99	0	100%	1.99	0	100%	1.99	0	100%
58	0	2.27	0%	0	2.2	0%	0.11	1.87	6%
28-29	1.58	2.41	40%	2.19	1.8	55%	2.48	1.52	62%
52-53	2.15	0.16	93%	2.31	0	100%	2.31	0	100%
54	2.27	0	100%	2.27	0	100%	2.27	0	100%
55/10	2.24	1	69%	2.76	0.48	85%	2.84	0.4	88%
6/7	1.73	0	100%	1.73	0	100%	1.73	0	100%
19	2.9	0.61	83%	3.51	0	100%	3.51	0	100%
18	3.23	0.63	84%	3.86	0	100%	3.86	0	100%
17	3.42	1.35	72%	4.48	0.29	94%	4.77	0	100%
16	3.19	2.31	58%	4.55	0.95	83%	4.97	0.53	90%
24/10	3.01	0	100%	3.01	0	100%	3.01	0	100%
25/10	3.33	0.32	91%	3.66	0	100%	3.66	0	100%

Nœud	Occurrence 1/1 an	
	h	% mise en charge
109	0	0%
48	0.15	5%
120	0	0%
93	0	0%
92	0	0%
767	0	0%
128	0	0%
122	0	0%
123	0	0%
56	0.33	16%
55	0	0%
95	0	0%
94	0	0%
49	0	0%
50	0	0%
51	0	0%
99	0	0%
96	0	0%
76	0	0%
129	0	0%
1	2.68	84%
102-1	0.92	44%
103	1.47	25%
105	0.93	19%
101	0	0%
33	0	0%
46	0	0%
45	0	0%
44	0	0%
43	0	0%
42	0	0%
41	0	0%
59	0.13	7%
40	0.4	19%
39	0.41	17%
38	2.2	100%
37	1.83	100%
36	1.48	68%
790	0.96	36%
67	2.85	34%
62	1.95	72%
61	0	0%
32	2.35	88%
10	1.21	21%
26-27	3.34	94%
108	0	0%
107	0.01	0%
110	0.11	6%
118	0.18	7%
52	0	0%
12	0	0%
11	0	0%
56-10	1.35	75%
24	0	0%
25	0	0%
27	0	0%
15-20	4.29	89%
8	0	0%
19	3.51	100%
18	3.66	100%
17	4.32	91%
16	4.4	80%
104	1.31	24%
73	0	0%
86	0	0%
87	0.66	23%
88	1.36	62%
89	2.32	100%

Résultats de simulation : Scénario I

Occurrence 1/5ans	
h	% mise en charge
0.65	34%
1.25	40%
0.75	22%
0.34	12%
0	0%
0	0%
0.6	34%
0.73	34%
0.58	24%
2.2	100%
1.83	100%
1.74	80%
1.68	63%

Branche Quintal

Nœud	Occurrence 1/1an	
	h	% mise en charge
109	0.2	8%
48	0.41	13%
120	0.01	0%
93	0	0%
92	0	0%
767	0	0%
128	0	0%
122	0	0%
123	0	0%
56	0.32	15%
55	0	0%
95	0	0%
94	0	0%
49	0	0%
50	0.01	0%
51	0.18	7%
99	0	0%
96	0	0%
76	0	0%
129	0	0%
1	2.6	81%
102-1	0.23	11%
103	0.94	16%
105	0.56	11%
101	0	0%
33	0	0%
46	0	0%
45	0	0%
44	0	0%
43	0	0%
42	0	0%
41	0	0%
59	0	0%
40	0	0%
39	0	0%
38	0.1	5%
37	0.17	9%
36	0.13	6%
790	0.16	6%
67	2.57	30%
62	1.98	73%
61	0	0%
32	0.03	1%
10	0.4	7%
26-27	3.34	91%
108	0	0%
107	0.26	11%
110	0.35	18%
118	0.34	12%
52	0	0%
12	0	0%
11	0	0%
56-10	0	0%
24	0	0%
25	0	0%
27	0	0%
15	0.03	0%
8	0.04	3%
19-20	0	0%
18	0	0%
17	0	0%
16	0	0%
104	0.84	15%
73	0	0%
86	0	0%
87	0.64	22%
88	1.35	61%
89	2.32	100%

Résultats de simulation :Scénario II

Occurrence 1/5 ans		
h	% mise en charge	
0	2.23	0%
0	3.36	0%
0	3.56	0%
0	2.99	0%
0	2.28	0%
0	2.81	0%
0	2.03	0%
0	2.25	0%
0.08	2.32	3%
1.97	0.15	93%
1.83	0	100%
1.96	0.21	90%
1.92	0.75	72%

Branche Quintal