

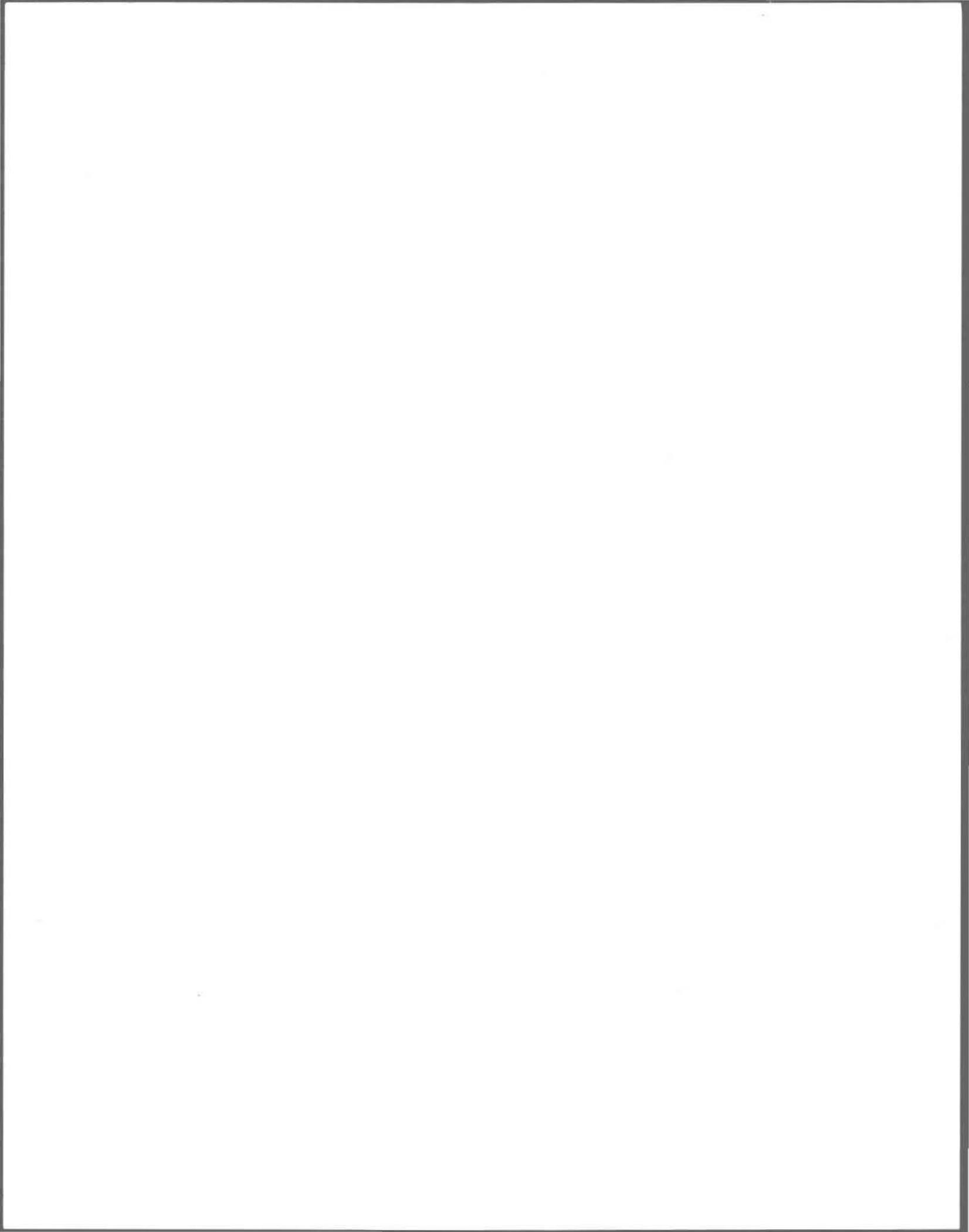
Mémoire de maîtrise

**MODÉLISATION DE L'ASPECT QUALITATIF
DU RUISSELLEMENT URBAIN**

Présentée à
L'UNIVERSITÉ DU QUÉBEC
INSTITUT NATIONAL DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
INRS-EAU

par
ALAIN CHARRON

Mars 1990



SOMMAIRE

Les déversements de réseaux unitaires en temps de pluie génèrent des nuisances aux milieux récepteurs qui étaient jusqu'à tout récemment ignorées. De nouvelles approches à la gestion des réseaux d'égout sont proposées ; le contrôle en temps réel est une de ces approches qui permet de considérer l'aspect qualitatif des eaux véhiculées en temps de pluie.

De nombreuses contraintes quant à l'applicabilité d'une telle approche sont relevées dans la littérature, une des principales contraintes consiste en l'estimation de la variation de la qualité des eaux. Plusieurs essais de modélisation ont déjà été tentés mais leur performance, de l'avis de plusieurs, n'a jamais pu en justifier l'application. Nous croyons cependant qu'une connaissance précise de la qualité est non justifiée et que la seule information essentielle est une estimation à court terme de la variation relative des concentrations en polluant (occurrence des pics et des creux en concentration).

Nous proposons deux approches à la modélisation de l'aspect qualitatif différant entre elles selon la disponibilité ou non d'une mesure qualitative en temps réel. Les modèles développés sont de nature opérationnelle et de plus, mettent en relation le paramètre recherché (MES) et des variables quantitatives mesurables en temps réel (débit, volume d'eau véhiculé, intensité de pluie). Pour vérifier l'applicabilité de ces approches, un programme de simulation du contrôle en temps réel d'un réseau fictif d'interception est utilisé.

La calibration et la validation des modèles suggérés démontrent la capacité de ceux-ci à estimer les variations de la qualité des eaux particulièrement pour de fortes concentrations. Enfin, les résultats des simulations d'un contrôle qualitatif confirment son applicabilité, sa justification et l'utilisation du générateur de qualité développée. La prédiction de la qualité permet au contrôle de modifier la variation spatiale et temporelle des déversements de façon à minimiser les charges polluantes déversées.

REMERCIEMENTS

Je tiens, en premier lieu, à remercier monsieur Jean-Pierre Villeneuve, directeur de ce mémoire, pour ses encouragements et ses judicieux conseils. Tous mes remerciements vont de même à monsieur Pierre Lavallée dont la collaboration fut précieuse. Leur implication dans le projet s'est révélé être une source de motivation constante.

J'adresse mes remerciements à Lucie Wilson et Denis Isabel dont certains logiciels qu'ils ont développés sont utilisés dans le présent travail.

J'adresse toute ma gratitude aux membres du groupe de travail JPV avec qui j'ai eu le plaisir de travailler et de m'amuser. Un merci spécial à France Michaud, Jean Jobidon et Nathalie Rondeau, des confrères d'étude dont les rapports amicaux ont permis de rendre ce séjour à l'INRS-Eau des plus agréables.

En dernier lieu, je suis particulièrement reconnaissant envers ma compagne, Marie-José, pour ses encouragements et son importante contribution lors de la correction du présent ouvrage.

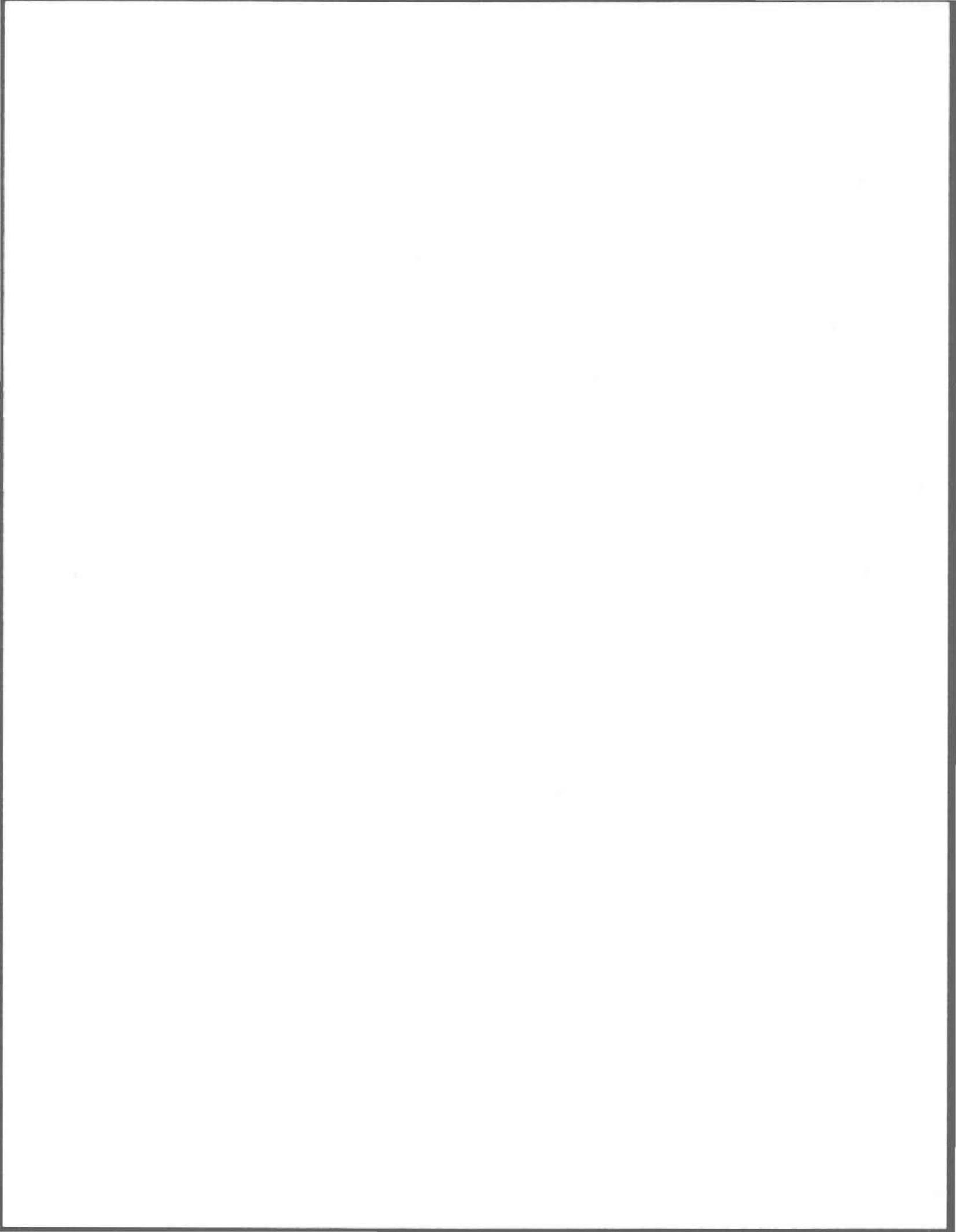


TABLE DES MATIERES

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

TABLE DES MATIERES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

1. **INTRODUCTION** 1

Chapitre II

2. **LA PROBLÉMATIQUE DES DÉVERSEMENTS
DE RÉSEAUX UNITAIRES** 3

2.1 Caractérisation des déversements 3

2.2 Solutions proposées 6

2.3 Les stratégies de contrôle 9

2.3.1 Contrôle local fixe 10

2.3.2 Contrôle réactif local 11

2.3.3 Contrôle prédictif intégré 12

2.4	La variation de la qualité au cours d'une pluie	15
2.4.1	Facteurs influençants la variation qualitative	15
2.4.2	Caractérisation des pollutogrammes	17
2.4.3	La modélisation	22
Chapitre III		
3.	OBJECTIFS DE L'ÉTUDE	33
Chapitre IV		
4.	ESSAIS DE MODÉLISATION	37
4.1	Approches préconisées	37
4.2	Les données utilisées	41
4.3	Variables influentes à retenir	46
4.4	Méthodes de calibration et variables statistiques utilisées	49
4.5	Modèles de prédiction sans mesure qualitative en temps réel	53
4.5.1	Etude des termes de débit et de la baisse de disponibilité des polluants	53
4.5.2	Influence de la période de temps sans ruissellement précédant la pluie	57
4.5.3	Influence de la variation du débit	60

4.6	Modèles de prédiction avec mesure qualitative en temps réel	70
4.7	Test des classes	77
4.8	Discussion	81

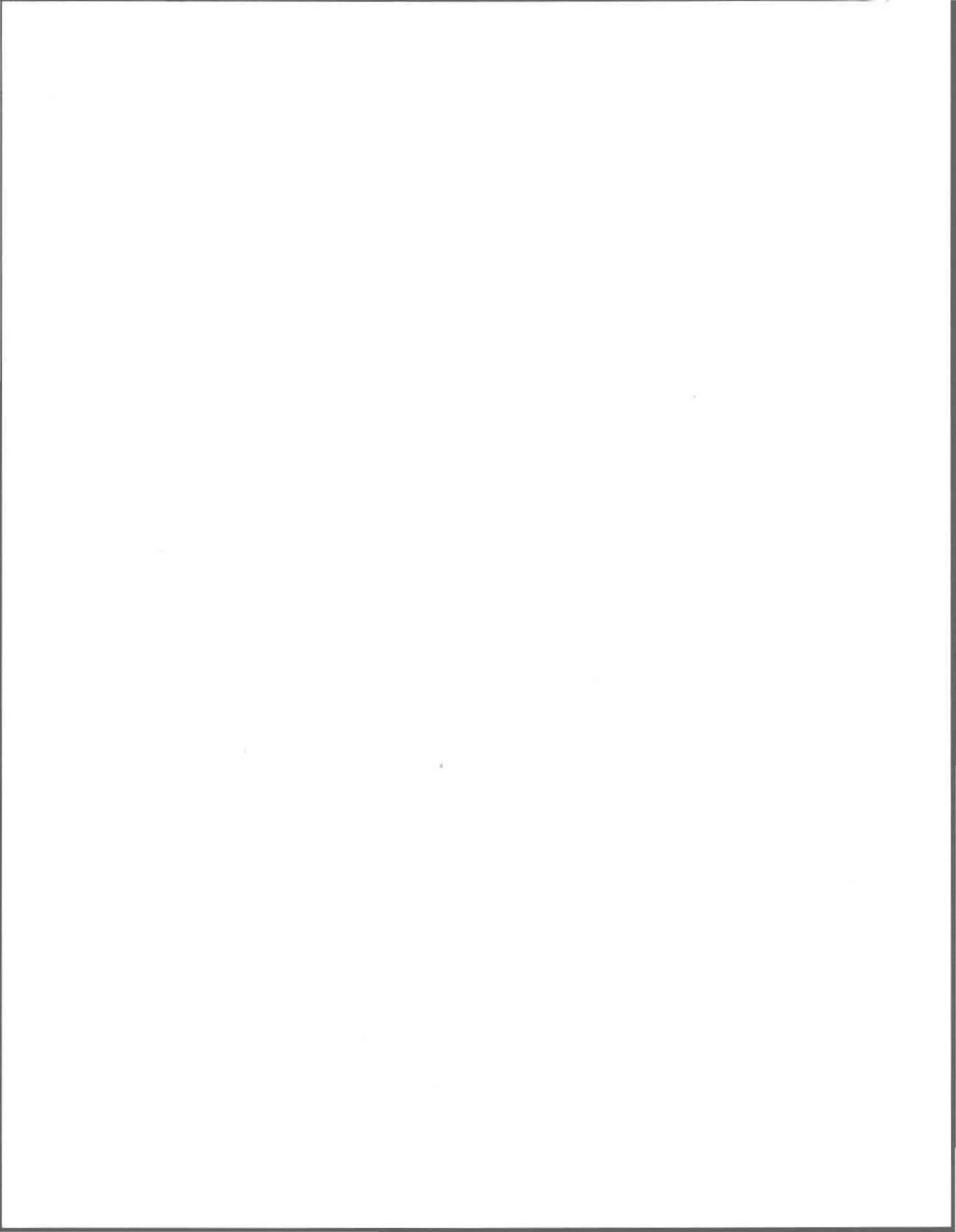
Chapitre V

5.	INTÉGRATION DE LA QUALITÉ DANS LE CONTROLE EN TEMPS RÉEL	85
5.1	Un logiciel de simulation du contrôle en temps réel	85
5.1.1	Description générale	85
5.1.2	Le modèle de prédiction des débits	88
5.1.3	Le modèle de prédiction de la qualité	88
5.1.4	Le modèle de transfert en réseau	89
5.1.5	Le modèle de plan d'action	90
5.1.6	La méthode d'optimisation	91
5.1.7	L'horizon de prédiction	91
5.2	Étude du réseau d'interception	92
5.3	Méthodologie expérimentale	96
5.4	Efficacité des modèles de qualité dans le cadre d'un contrôle en temps réel	98

Chapitre VI	
6. CONCLUSION	103
RÉFÉRENCES	107
ANNEXE A	
Aspect qualitatif des eaux issues du ruissellement urbain	
ANNEXE B	
Moyens d'action pour limiter la pollution due aux eaux de ruissellement urbain	
ANNEXE C	
Données issues de l'étude de caractérisation de Québec en 1982	
ANNEXE D	
Résultats de la calibration et performances des modèles développés	
ANNEXE E	
Pollutogrammes mesurés et estimés	
ANNEXE F	
Présentation des résultats de simulations de contrôle en temps réel	

LISTE DES FIGURES

2.1	Représentation schématisée d'un réseau d'égout unitaire	5
2.2	Pluie du 75-04-29 à Vélizi (Hémain, 1980)	18
2.3 à 2.5	Variations de la qualité, Étude de Québec (Lavallée et Lessard, 1984)	20
2.6	Données accumulées par Sartor et Boyd (1972)	28
4.1	Première approche suggérée	39
4.2	Deuxième approche suggérée	40
4.3	Localisation des bassins étudiés (Lessard et Lavallée, 1984)	41
4.4 à 4.13	Concentrations estimées versus simulées pour diverses pluies et bassins	65 à 69
5.1	Schéma de la structure du système de simulation (Wilson, 1987)	87
5.2	Représentation schématique d'une partie de l'intercepteur régional de Québec	92
5.3	Représentation schématique du réseau fictif d'interception No 1	94



LISTE DES TABLEAUX

4.1	Caractéristiques des bassins étudiés (Lavallée et Lessard, 1984)	42
4.2	Caractéristiques des événements pluvieux (Lavallée et Lessard, 1984)	43
4.3	Pluies utilisées pour la calibration et la vérification	45
4.4	Nombre de données pour la calibration et la vérification	45
4.5 à 4.10	Études de performance de la modélisation	55 à 73
4.11	Corrélation MES-Turbidité (Drozier, 1977)	74
4.12	Septième étude de performance	76
4.13	Définition des bornes des tests des classes	78
4.14	Résultats pour le test des classes # 1	79
4.15	Résultats pour le test des classes # 2	79
4.16	Comparaison entre une calibration pour l'ensemble des données (tous les bassins) et la moyenne des calibrations bassin par bassin	83
5.1	Caractéristiques de l'intercepteur du réseau de Québec	93
5.2	Caractéristiques du réseau fictif d'interception No 1	94

5.3	Résultats des contrôles pour différents réseaux fictifs d'interception	99
5.4	Résultats des contrôles pour le réseau fictif d'interception No 10	101

1. INTRODUCTION

Longtemps considérés comme négligeables, les déversements en temps de pluie des réseaux unitaires constituent une problématique réelle en milieu urbain. " On a longtemps considéré que les déversements effectués par les surverses d'orage étaient constitués par un peu d'eaux usées diluées dans beaucoup d'eaux propres et n'avaient donc pas d'effets néfastes importants sur le milieu récepteur." (Ranchet et Ruperd, 1983). Actuellement, cette idée de dilution est totalement abandonnée, plusieurs études confirmant l'importance non-négligeable des sources de pollution dites diffuses (Heaney et Huber, 1984, et Schilling, 1986).

L'aspect qualitatif des eaux véhiculées en temps de pluie et leurs impacts sur le milieu récepteur sont autant de composantes nouvelles devant être prises lors de la gestion des réseaux. Une nouvelle approche considérant ces éléments est le contrôle en temps réel. Celui-ci offre des possibilités intéressantes pour réduire ces impacts sans nécessiter d'importantes modifications aux infrastructures existantes des réseaux.

Une des contraintes à l'application et au succès d'une telle approche est la connaissance suffisamment précise de la variation présente et future de la qualité des eaux en temps de pluie. Il existe ainsi un besoin concret de développer des modèles de prévision de la qualité des eaux usées en temps de pluie pour rendre efficace le contrôle en temps réel et en justifier l'implantation.

Nous présenterons d'abord une brève revue de littérature pour bien exposer la problématique des déversements des réseaux unitaires en temps de pluie ; nous ferons également le point sur l'état actuel de développement des techniques de contrôle des réseaux. Enfin, une revue des connaissances sur la variation de la qualité des eaux véhiculées en temps de pluie et de la modélisation de cette variation sera présentée.

Nous proposerons ensuite deux approches à la modélisation de l'aspect qualitatif différant entre elles selon la disponibilité ou non d'une mesure qualitative en temps réel. Les modèles proposés seront testés à partir de simulations informatiques d'un contrôle en temps réel sur un réseau unitaire.

Les résultats obtenus à l'aide des simulations seront analysés et nous discuterons alors de la validité des approches proposées.

2. LA PROBLÉMATIQUE DES DÉVERSEMENTS DE RÉSEAUX UNITAIRES

2.1 Caractérisation des déversements

Le réseau d'égout assure en région urbaine le captage et le transport des eaux usées. On y retrouve trois types de réseaux : séparé, pseudo-séparé ou unitaire.

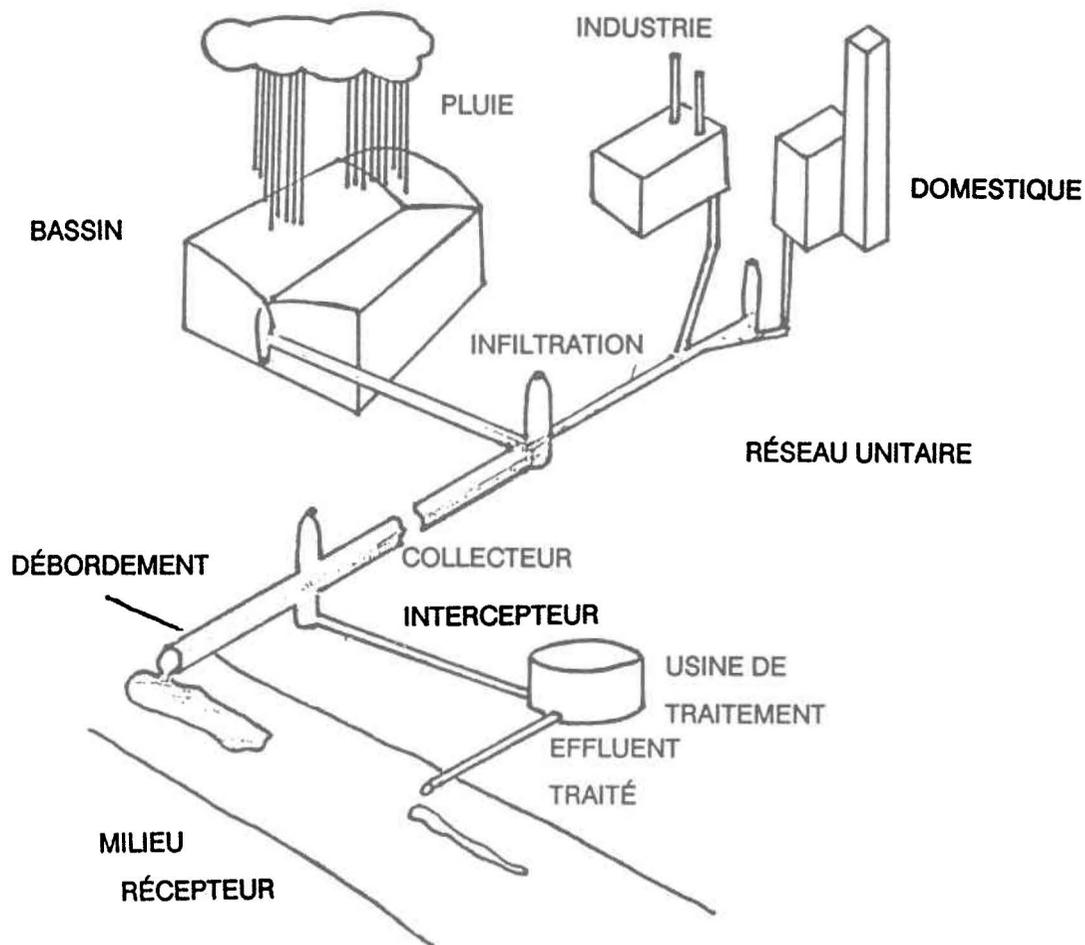
Le réseau séparé comporte deux réseaux de conduites distincts, l'un transportant les eaux usées d'origine domestique et/ou industrielle et l'autre, l'égout pluvial, récoltant les eaux de ruissellement, les eaux de drainage et les eaux d'infiltration. Le réseau pseudo-séparé se distingue de ce dernier par le mélange avec les eaux domestiques et industrielles, des eaux en provenance des drains de fondation et parfois même des drains de toit.

A l'opposé, le réseau unitaire récolte à l'aide d'un seul réseau de conduites toutes les eaux usées précédemment mentionnées. Celui-ci est présent dans la majorité des grandes régions urbaines, ce type de drainage ayant été favorisé jusqu'à tout récemment. L'approche de conception et de gestion de tels réseaux consistait à instaurer des réseaux collecteurs aptes à évacuer le plus rapidement possible les forts débits résultant du ruissellement en temps de pluie.

Dans un premier effort pour minimiser les charges polluantes déversées au milieu récepteur et les impacts générés, on retrouve normalement en aval du réseau une usine de traitement réalisant l'épuration des eaux usées d'origine sanitaire. Cette usine qui a comme fonction le traitement du débit véhiculé par temps sec, possède une capacité équivalente à la pointe maximum horaire par temps sec. Pour un réseau unitaire, des régulateurs sont installés pour déverser directement vers le milieu récepteur les surplus d'eaux usées occasionnés par un événement pluvieux. On les retrouve habituellement aux raccordements entre les collecteurs (conduites principales du réseau) et l'intercepteur qui a comme fonction de diriger le débit à traiter vers l'usine.

Les eaux de ruissellement générées par une pluie de récurrence annuelle peuvent facilement atteindre des débits équivalents de 20 à 50 fois le débit moyen de temps sec d'un réseau unitaire. Les volumes d'eau en jeu sont donc importants et la grande majorité de ceux-ci sont directement rejetés au milieu récepteur lors d'un événement pluvieux. Ces débits sont d'autant plus importants que le développement des régions urbaines a amené une augmentation des surfaces imperméables, des volumes ruisselés et donc du débit maximum.

Figure 2.1 **Représentation schématisée d'un réseau d'égout unitaire**



Un bref résumé des connaissances actuelles sur l'aspect qualitatif des eaux est présenté en Annexe A (en terme d'importance relative par rapport à un effluent traité d'origine sanitaire et à partir d'une caractérisation succincte des concentrations moyennes véhiculées en temps de pluie). Une évaluation des impacts générés selon le type de contaminants est aussi présentée.

De fréquents déversements vers le milieu récepteur génèrent des nuisances de par l'aspect qualitatif des eaux et constituent une source de détérioration non-négligeable. De plus, ceux-ci s'avèrent contraignants dans la mesure où la population avoisinante se montre plus sensible à la détérioration de l'environnement et surtout lorsque les usages des plans d'eau s'en trouvent restreints par voie de conséquence.

2.2 Solutions proposées

Le rejet massif aux cours d'eau des charges polluantes véhiculées par les réseaux unitaires et pluviaux par temps de pluie est une des problématiques les plus difficiles à faire face en milieux urbains. Beaucoup d'efforts et d'argent ont été investis en Amérique, en Europe et ailleurs pour amener à l'élaboration de solutions à ce problème majeur. La recherche et le développement se sont intensifiés pour tenter d'identifier, contrôler et corriger les causes de ce problème (Field et Turkeltaub, 1981, et Servat, 1986).

Un certain nombre de techniques et de stratégies de traitement ont été développées pour réduire l'apport polluant du ruissellement urbain. Précisons toutefois qu'aucune alternative technologique ne se démarque ou ne constitue la solution à tous les problèmes engendrés par le déversement des réseaux unitaires ou des rejets de réseaux pluviaux.

En annexe B, on a choisi de présenter différentes alternatives ou actions possibles visant à réduire les contaminants véhiculés par les eaux de ruissellement et déversés au milieu récepteur.

Une meilleure connaissance de l'état des réseaux et un meilleur entretien sont nécessaires et primordiaux à l'élaboration de nouvelles stratégies de gestion des réseaux. Les premiers efforts devraient être dirigés vers le remplacement ou la réparation des régulateurs et autres composantes défectueuses. Par exemple, la défaillance des structures de débordement peut s'avérer être un complice majeur des problèmes de pollution créés par un rejet d'origine urbaine. Dans ce sens, un niveau d'opération satisfaisant doit être atteint pour toutes les composantes du système déjà existantes.

Dans un deuxième temps, l'ajout de nouvelles composantes laissent place à plusieurs alternatives. Suite à ses efforts de recherche, l'Agence de Protection Environnementale des Etats-Unis (U.S.EPA) considère que les alternatives de traitement physique présentent le plus de promesses par rapport aux autres techniques possibles (Pisano et al., 1984). Les alternatives de traitement physique s'attaquent principalement aux solides flottants, en suspension ou décantables et aux différents polluants associés à ceux-ci. Une réduction minimale de ces contaminants permet ainsi d'améliorer l'aspect esthétique des cours d'eau et leurs rives. Les techniques conventionnelles de traitement physique sont cependant difficilement applicables étant donné les importants volumes d'eau à traiter lesquels impliquent un dimensionnement démesuré des ouvrages de traitement.

Pour les réseaux unitaires, l'emploi d'une gestion automatisée de système d'assainissement semble être une voie extrêmement intéressante. Des résultats prometteurs ont déjà été obtenus et ce dernier aspect sera traité de façon plus élaborée dans les prochaines sections.

2.3 Les stratégies de contrôle

La présente partie définit et différencie les approches de contrôle existantes et proposées selon leur degré de complexité et leurs objectifs spécifiques.

On peut tout d'abord distinguer deux niveaux d'intervention des stratégies de contrôle ; les stratégies locales et intégrées. La stratégie est dite locale lorsque chaque structure de régulation dispose des débits véhiculés par le collecteur amont de façon indépendante. La stratégie est dite intégrée par contre si celle-ci effectue une analyse de l'ensemble des conditions de fonctionnement des régulateurs du réseau.

Trotta et al. (1977) ont défini deux niveaux de base de contrôle appelés réactif et prédictif en référence à l'approche utilisée. Lors d'un contrôle réactif, les variables décisionnelles sont évaluées à chaque pas de temps en se référant uniquement à l'état actuel du système. Le contrôle prédictif par contre base ses décisions sur un renouvellement continu des données actuelles et aussi des prédictions de l'évolution de l'état du système pour un avenir rapproché.

2.3.1 Contrôle local fixe

Le contrôle local fixe est caractérisé par une capacité fixe du régulateur; tout débit excédentaire à une limite fixée est déversé systématiquement. Cette approche ne permet pas un véritable contrôle des volumes de déversement, car le séparateur statique utilisé dans ce cas impose le déversement par la géométrie de sa structure. La limite maximum de débit véhiculé vers l'intercepteur est fixée lors du design et représente une fraction définie de la capacité de l'intercepteur qui est allouée au régulateur. Cette part de la capacité de l'intercepteur est fonction de la fraction des apports attendus jusqu'au dit régulateur par rapport aux apports totaux véhiculés par l'intercepteur pour l'événement critique choisi lors du design (habituellement, le débit de pointe horaire par temps sec).

Un tel système ne procure aucune variable opérationnelle; c'est un contrôle "passif" sur lequel on ne peut rien. Cette approche traditionnelle est encore couramment utilisée de nos jours, puisqu'elle ne requiert qu'un entretien minimum et aucun ouvrage spécial.

2.3.2 Contrôle réactif local

Sous une stratégie de contrôle réactif local, les débits dirigés vers l'intercepteur sont fonction du débit dans l'intercepteur à l'amont du régulateur, du débit dans le collecteur et de la capacité de l'intercepteur en aval. On recherche ici à limiter les déversements en maximisant l'utilisation de l'intercepteur. Une telle stratégie assurera ainsi la minimisation des volumes de déversement pour l'ensemble des structures de régulation. Pour ce faire, la capacité d'interception doit être variable et ainsi permettre d'intercepter tout le débit de façon à ne déverser qu'une fois atteinte la capacité de l'intercepteur à ce régulateur.

Ce type de contrôle requiert l'utilisation de régulateurs dynamiques généralement composés de deux chambres séparées par une vanne ajustable. C'est l'ouverture de la vanne qui détermine la grandeur du débit à intercepter. Un système d'auto-régulation contrôle le régulateur équipé alors d'un capteur, d'un contrôleur et d'un actionneur.

2.3.3 Contrôle prédictif intégré

Tout comme dans le cas du contrôle réactif local, on peut parler ici d'un contrôle en temps réel; son état est en effet continuellement évalué et cette information est immédiatement utilisée pour effectuer automatiquement les ajustements nécessaires au fonctionnement optimum du réseau selon des critères fixés.

Par contre, le contrôle prédictif intégré se différencie du contrôle réactif local pour trois raisons :

- La présente stratégie prend en considération l'ensemble des variables décisionnelles issues de tous les régulateurs du réseau.
- Au moment de la prise de décision, elle a également recours à des prédictions sur l'état futur du système.
- Certains aspects de la qualité des eaux véhiculées et de leurs incidences sur le milieu récepteur sont estimés et considérés lors de la gestion.

L'utilisation de prédictions sur l'état futur du système et l'approche intégrée du contrôle permettent toujours de rechercher à minimiser les volumes de débordements ; cependant, un certain contrôle sur leur distribution spatiale et temporelle devient alors réalisable. Ainsi, avec une connaissance de l'aspect qualitatif des eaux, des objectifs d'un plus haut niveau de réalisation peuvent être

recherchés telles la minimisation des charges polluantes déversées ou même la minimisation des impacts sur le milieu récepteur.

L'atteinte de ces objectifs repose cependant sur une série de composantes présentes sur le terrain (Desbordes, 1978) :

- 1) Système d'acquisition de données (pluie, débit, qualité)
- 2) Matériel de télémessure et de contrôle de l'information
- 3) Automatisation de certaines parties du système et contrôle assisté par ordinateur de ces parties (télémessure des positions des organes de contrôle et télécommande des organes : vannes, pompes, ...).
- 4) Gestion automatisée par ordinateur des dispositifs évoqués en 1,2 et 3.

La mise en oeuvre de la gestion automatisée requiert l'usage des éléments suivants (Wilson, 1987) :

- 1) Modèle de prédiction de pluie
- 2) Modèle de simulation pluie-ruissellement
(ou modèle de prédiction des débits remplaçant 1) et 2))
- 3) Modèle de simulation de l'écoulement en conduites et dans les ouvrages spéciaux (bassin de rétention, régulateur, etc.)

- 4) Un plan d'action définissant la marche à suivre de chacun des contrôleurs
- 5) Une fonction exprimant l'objectif global du contrôle
- 6) Une méthode d'optimisation capable de déterminer en temps réel le plan d'action optimal qui doit être appliqué

Si à l'intérieur de l'objectif global du contrôle, l'aspect qualitatif est considéré, la présence d'un ou des deux modèles suivants doit être considérée :

- 7) Modèle de qualité des eaux véhiculées
- 8) Modèle simulant l'état du milieu récepteur

2.4 Variation de la qualité au cours d'une pluie

2.4.1 Facteurs influençant la variation qualitative

Avant de tenter de caractériser la variation des paramètres qualitatifs, il est nécessaire d'identifier les facteurs potentiels jouant un rôle dans le phénomène et dans l'appréciation de l'importance relative des concentrations.

A l'intérieur du phénomène physique, on peut distinguer deux étapes : l'accumulation de la pollution sur le sol en période de temps sec et l'entraînement de cette pollution en temps de pluie. La première étape établit en quelques sortes le volume de contaminants disponible en début de pluie (voir annexe A pour l'énumération des facteurs potentiels influençant le volume de contaminants). Ce sont les phénomènes physiques impliqués dans l'entraînement des particules qui déterminent ou influent sur la variation des concentrations. L'entraînement de la pollution par le ruissellement dépend essentiellement des caractéristiques de la pluie et de l'écoulement. L'énergie de la pluie joue un rôle pour le décollement des particules tandis que le ruissellement génère une mise en suspension ou l'entraînement des particules par roulement et saltation. Les caractéristiques des masses polluantes peuvent aussi jouer un certain rôle (granulométrie, densité, viscosité, répartition des masses polluantes à la surface du sol).

Selon Ribstein et Desbordes (1978), les paramètres les plus souvent cités sont :

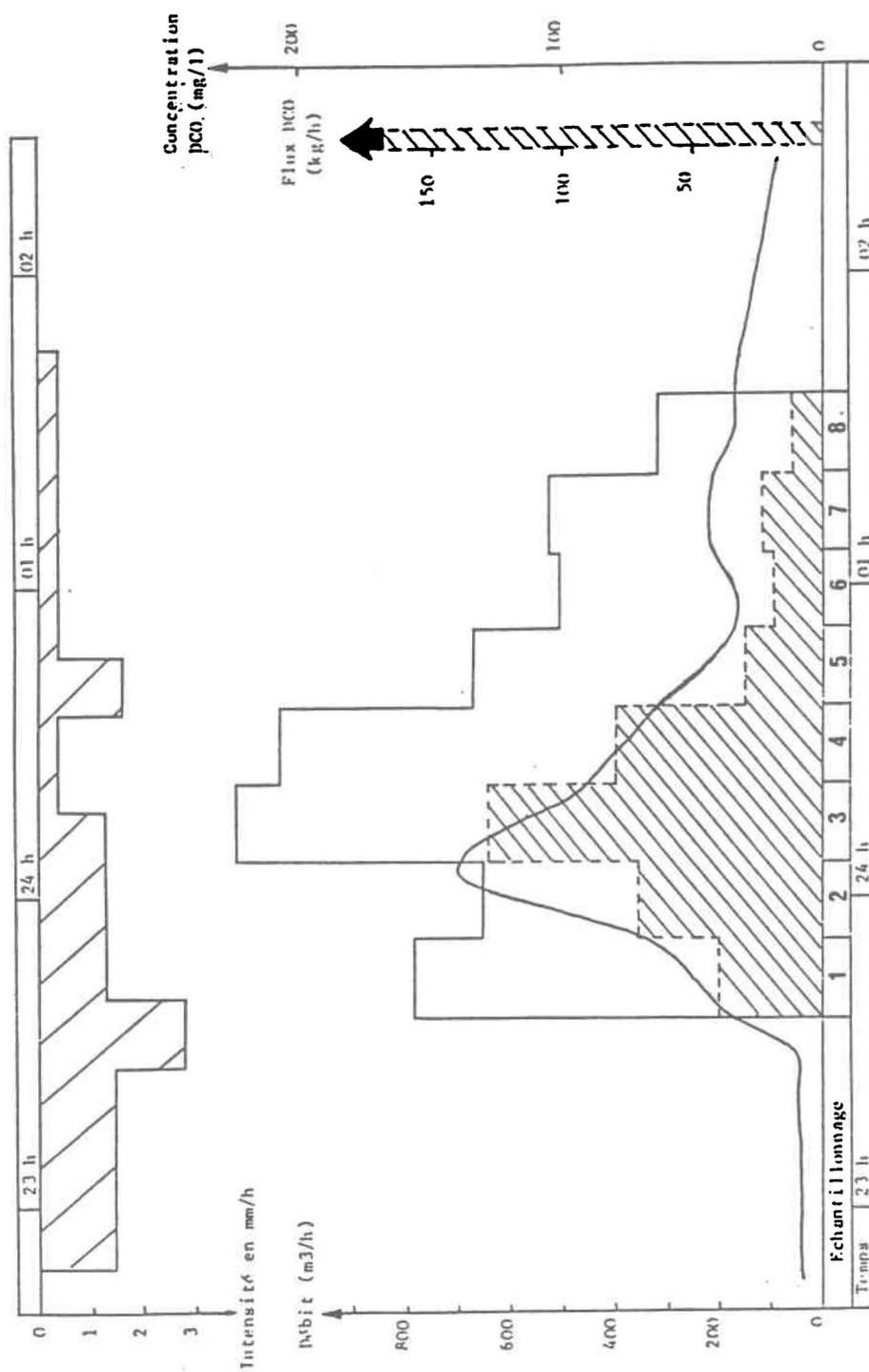
- Intensités de pluie maximales sur une certaine durée
- Débit
- Volume ruisselé
- Topographie
- Nature et état des revêtements
- Pourcentage de surface imperméable

2.4.2 Caractérisation des pollutogrammes

A l'examen des hydrogrammes et pollutogrammes obtenus sur des bassins versants expérimentaux français (Velizy Ouest, Les Ulis Sud, Nice Barren de Berre), Hémain (1980) a constaté ces différents faits ;

- La forme du pollutogramme correspond souvent à celle de l'hydrogramme (voir exemple, figure 2.2).
- Les variations de concentrations sont atténuées lorsqu'on se rapproche de la fin de l'événement pluviométrique.
- La concentration associée au débit observé à un instant t est supérieure à celle associée à un débit équivalent si ce dernier se produit à un instant postérieur (Ceci semble logique puisque la masse polluante disponible décroît dans le temps).
- Les pollutogrammes sont rarement en avance sur l'hydrogramme.
- Occasionnellement, lorsque les hydrogrammes présentent de faibles débits au début de l'évènement, les premières concentrations sont très élevées. Cependant, cette pollution reste faible en terme de charges polluantes puisque les débits sont bien inférieurs à ceux observés pendant la pointe de crue.

Figure 2.2 : Pluie du 75-04-29 à Vélizi (Hémain, 1980)



Les résultats d'études réalisées sur le territoire de la ville de Québec et la ville de Ste-Foy sont succinctement présentés ici pour schématiser la variation des concentrations de polluants des eaux de débordement.

Neuf évènements pluvieux ont été échantillonnés pendant l'été 1982 sur cinq bassins représentatifs de la ville de Québec de 0.32 à 1.81 km² de superficie. Une deuxième étude en 1984 sur un bassin de Sainte-Foy a permis de vérifier certaines similarités dans le fonctionnement des différents réseaux. Les figures 2.3, 2.4 et 2.5 sont représentatives des différentes tendances observées qui d'ailleurs concordent avec les faits observés sur les bassins français ;

- Synchronisme des pics de pollutogrammes et des pics de l'hydrogramme.
- Concentration élevée durant la majeure partie de la pluie.
- Concentrations moyennes durant la pluie des paramètres étudiés supérieures aux concentrations prévalant avant la pluie.

Il est à remarquer que ces phénomènes ne sont pas mesurés seulement pour des orages de fortes intensités (figures 2.3 et 2.4) mais aussi lors d'évènements beaucoup plus longs et moins intenses (figure 2.5).

Figure 2.3 Variations de la qualité
Bassin No 11, Québec, 7 juillet '82
(Lavallée et Lessard, 1984)

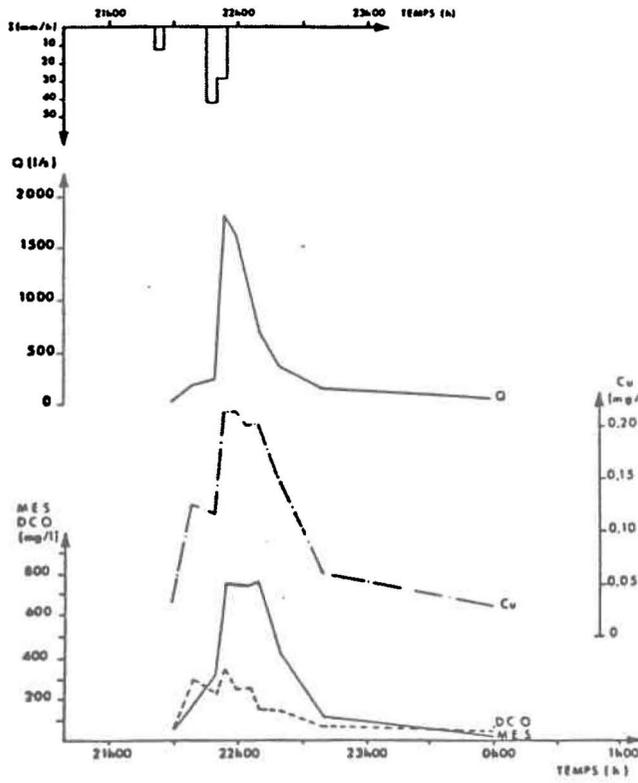


Figure 2.4 Variations de la qualité
Bassin No 3, Sainte-Foy, 6 juin '84
(Lavallée et Lessard, 1984)

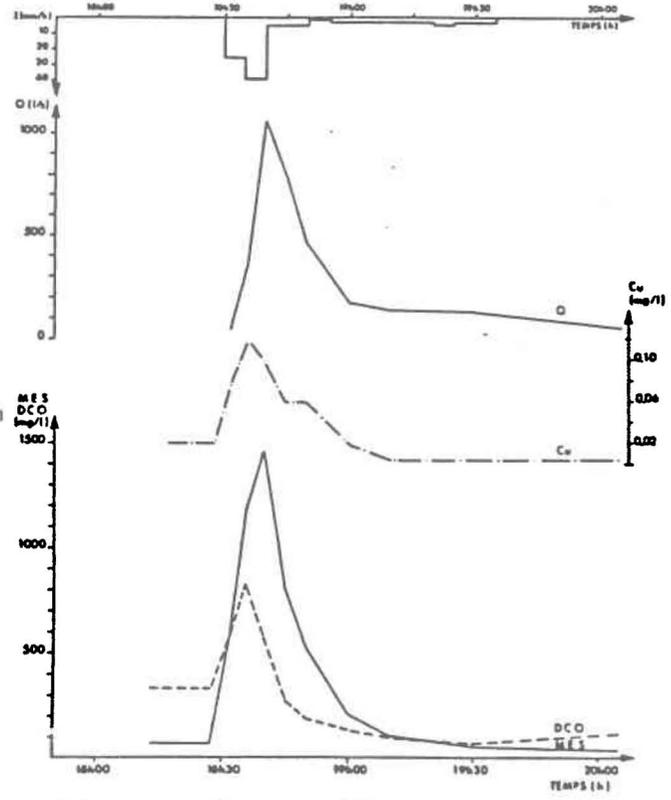
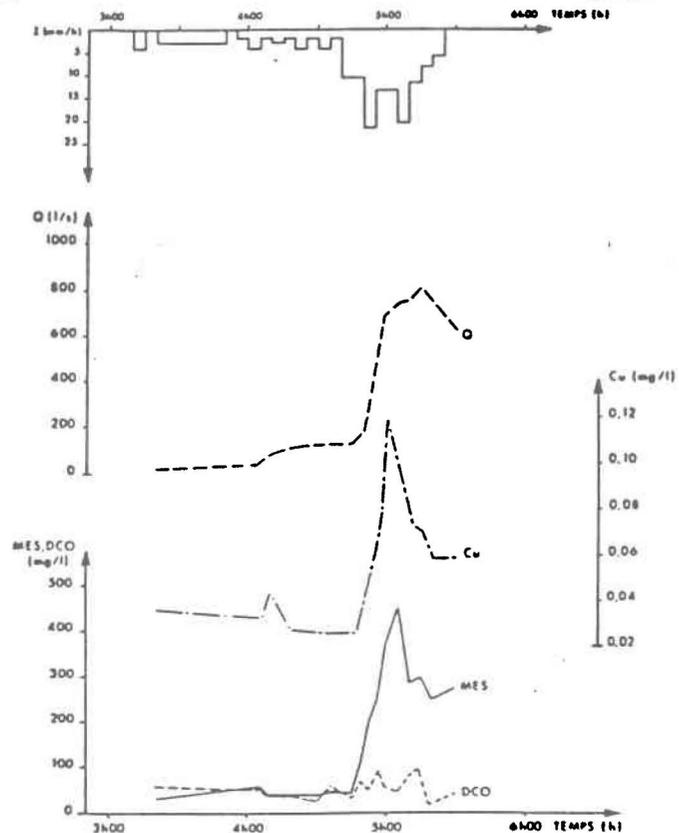


Figure 2.5 Variations de la qualité
Bassin No 14, Québec, 16 juin '82
(Lavallée et Lessard, 1984)



L'analyse des variations de la qualité des eaux usées en temps de pluie montre dans ce cas :

- Une importante variation des paramètres MES et Cu mesurés.
- Des variations de plus faible amplitude pour la DCO.
- Les valeurs enregistrées de DCO varient de manière générale autour des concentrations mesurées en temps sec.

Les résultats des études présentées ici ne sont donnés qu'à titre indicatif et ne peuvent être généralisés à tous les réseaux d'égouts. Des caractéristiques particulières des réseaux d'égouts, des bassins versants ou du climat peuvent affecter grandement les caractéristiques qualitatives et quantitatives des eaux de ruissellement. Il faut ainsi noter que les charges polluantes déversées au milieu récepteur par des égouts pluviaux ou unitaires peuvent être très variables d'un type de pluie à un autre et d'un bassin versant à un autre. Dans certains cas, la variabilité des paramètres qualitatifs pendant une pluie sont très imprévisibles et il s'avère difficile d'y relier des paramètres explicatifs.

2.4.3 La modélisation

La modélisation de la pollution apparaît dès les premiers abords difficile et délicate et ce, pour deux raisons :

- Présence d'un nombre important de phénomènes physiques influençant la variabilité qualitative ;
 - . accumulation de la pollution sur les surfaces en période de temps sec,
 - . transformation pluie-débit,
 - . entraînement des masses polluantes (nombreux types de surfaces et types de polluants),
 - . sédimentation et remise en suspension dans le réseau lors du transport,
 - . transformation des éléments polluants dans les différents ouvrages de transport, stockage et de traitement,
 - . simulation de l'évolution du milieu récepteur avant et après rejet.

- Information restreinte fournie par les mesures existantes en relation avec les phénomènes physiques impliqués.

Les différentes difficultés inhérentes à la modélisation de la qualité des eaux de ruissellement ont donné lieu à l'élaboration de nombreux modèles de nature diverse. Le degré de complexité varie selon le nombre d'étapes de l'évolution de la qualité des eaux que l'on recherche à simuler.

Ces élaborations restent surtout fonction des objectifs propres à chacun des modèles. A ce titre, trois types de modèles sont retenus dans la littérature ; les modèles de planification, d'analyse et opérationnels (Hémain ,1984). Chacun de ces modèles peut rechercher de plus à simuler d'une façon continue plusieurs événements pluvieux ou un seul à la fois. Le pas de temps sélectionné peut être très variable d'un modèle à l'autre (minutes, heures, ...).

En modélisation, il y a principalement deux grandes classes de modèles ; statistiques et conceptuels. Dans notre cas, la division entre les deux classes reste cependant vague puisque l'utilisation d'artifices statistiques est généralisée à la très grande majorité des modèles malgré la présence dans plusieurs cas, d'une approche déterministe lors de l'élaboration.

Etant donné le grand nombre de modèles existant, nous avons préféré nous restreindre à la présentation de ceux recherchant à simuler la variation de la qualité des eaux pendant un événement pluvieux pour des pas de temps restreints. Plusieurs autres modèles ont été développés pour estimer par exemple, les charges polluantes totales déversées à la suite d'un événement pluvieux ou même sur une base annuelle. Dans le cadre d'un contrôle en temps réel, la connaissance ponctuelle pour de petits pas de temps est essentielle.

Les modèles statistiques

Les modèles statistiques recherchent par l'entremise d'une équation de régression à mettre en relation la variable dépendante et une série de variables mesurées et potentiellement explicatives.

La performance des liaisons proposées est évaluée à l'aide de paramètres statistiques (coefficient de corrélation, intervalle de confiance) qui peuvent permettre d'établir l'influence relative des différentes variables explicatives suggérées.

Un modèle statistique ne peut toutefois pas fournir plus d'informations que ce que contient la banque de données. Ceci constitue la principale limitation de ces modèles. L'extrapolation des résultats est peu fiable ; les modèles calibrés sans modification de la valeur des paramètres peuvent difficilement être appliqués à un autre bassin. Aussi, on ne peut donner de résultats précis pour une pluie dont certaines caractéristiques seraient extrêmes et non-inclus dans les gammes de la banque de données.

La différence essentielle entre les différents modèles statistiques est la sélection des variables explicatives. En général, on constate que celles-ci ont été retenues dépendamment de leurs disponibilités, de la performance de l'équation à estimer la variable recherchée et de la variation du paramètre choisi ; à titre d'exemple citons :

Wu et Ahlert (1978)

$$\ln(L_{j+1}) = a + b \cdot \ln(L_j) + c \cdot T_{j+1} + d \cdot Q_{j+1} \quad [2.1]$$

L : charge polluante instantanée véhiculée [masse/temps]

T : temps écoulé depuis le début de la pluie

Q : débit

a, b, c, d : coefficients de régression

Nakamura (1980)

$$L = K \cdot Q^n \quad \text{ou} \quad L = K \cdot Q^{n-1} (Q - Q_C) \quad [2.2]$$

K, Q_C : coefficients de régression

Nakamura (1980) suggère l'ajout d'une variable, la charge résiduelle (P) pour rendre compte de la baisse de disponibilité de polluants plus l'événement pluvieux avance dans le temps. Ceci nécessite cependant une évaluation de la masse de polluant disponible en début de pluie.

$$L = K \cdot P \cdot Q^{n-1} (Q - Q_C) \quad [2.3]$$

P : charge résiduelle [masse]

n : coefficient de régression

Lessard et al. (1982)

$$L[\text{MES}] = a.Q^b.tur^b.T^d \quad [2.4]$$

ou

$$L[\text{MES}] = a.Q^b.tur^b.IMA^d \quad [2.5]$$

$L(\text{MES})$: charge en polluant (la matière en suspension)

tur : turbidité

IMA : Intensité maximum de pluie

La turbidité constitue une mesure en temps réel qui sous cette forme restreint l'application dans le cadre d'une prédiction.

Isabel et al. (1987) ont proposé une série d'équations ne reliant la concentration des matières en suspension qu'au débit :

$$C(t) = \alpha Q(t) \quad [2.6]$$

$$C(t) = \alpha Q(t) + \beta Q(t - \Delta t) \quad [2.7]$$

$$C(t) = \alpha Q(t) + \beta [Q(t)/Q(t - \Delta t) - 1] \quad [2.8]$$

$$C(t) = \alpha Q(t) + \beta Q(t - \Delta t) + \sigma Q(t - 2\Delta t) \quad [2.9]$$

De façon générale, les coefficients de corrélation restent faibles même si les corrélations sont significatives ($0.6 < r < 0.8$). L'intérêt pour ces modèles demeure donc limité d'autant plus que les équations ont généralement été établies avec des données peu nombreuses.

Hémain (1980) relève aussi l'existence de modèles tels MUNP (management of urban non point pollution model) et LANDRUN (établi en 1977 dans le cadre de l'étude des grands lacs américains) qui utilisent de nombreuses équations de régression. Ils font intervenir de très nombreux paramètres comme la taille des particules, la nature et l'état des revêtements, la densité du trafic routier, la pente, la vitesse moyenne du vent et même la hauteur de trottoir. De nombreuses données sont ainsi nécessaires et s'avèrent souvent difficiles à acquérir. La validité de tels modèles restent à démontrer ; leurs degrés de complexité semblent trop élaborés par rapport au degré de précision des mesures possibles.

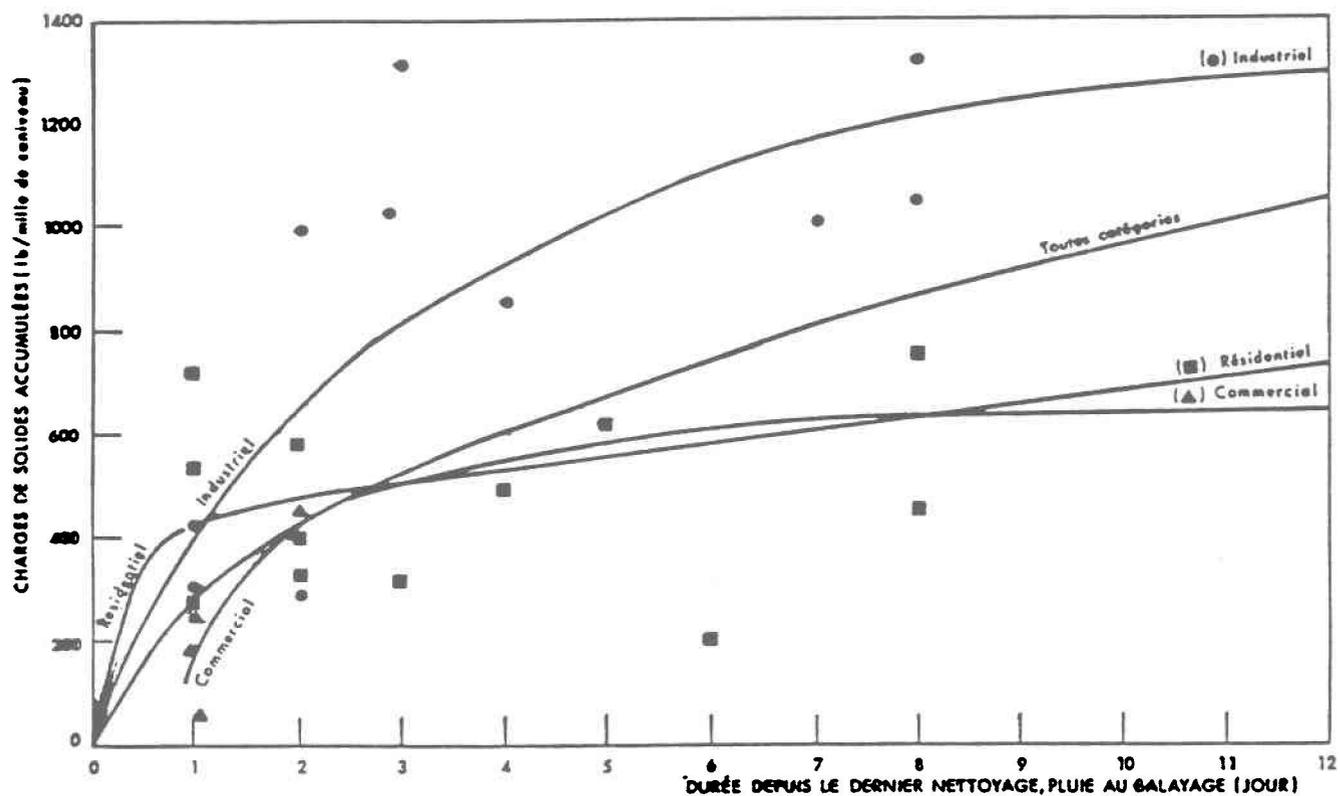
Les modèles conceptuels

La formulation la plus commune en terme de représentation des phénomènes physiques est sûrement celle d'aborder le problème en deux phases : l'accumulation des polluants par temps sec en surface et l'entraînement de ceux-ci par la suite en temps de pluie.

On recherche en premier lieu à déterminer la masse de polluants présente sur les surfaces drainées et qui pourra être disponible et véhiculée par l'effet d'entraînement créé par la lame de ruissellement.

Sartor et Boyd (1972) préconisent l'utilisation de relations où l'occupation du sol et la période de temps sec sont les facteurs les plus influents pour déterminer l'importance des polluants (figure 2.6).

Figure 2.6 : Données accumulées par Sartor et Boyd (1972)



De nombreuses fonctions d'accumulation ont ainsi été suggérées et peuvent être obtenues à partir d'équation simple comme (Ammon, 1979) :

$$A(t) = a \cdot t \quad [2.10]$$

$$A(t) = a(1 - e^{-bt}) \quad [2.11]$$

$$A(t) = \frac{a \cdot t}{b \cdot t + c} \quad [2.12]$$

$A(t)$: masse de polluants accumulés

t : durée depuis le dernier nettoyage, pluie ou balayage

a, b, c : coefficients

On impose aux dernières équations une limite supérieure de 3 à 10 jours qui peut être rapidement atteinte.

En second lieu, Sartor et Boyd (1972) ont proposé un modèle d'entraînement des polluants. Fortement répandu, ce modèle pose l'hypothèse que la masse de polluants entraînée sur une surface imperméable, pour un intervalle de temps donné, est proportionnelle à la masse de polluant présente au début du pas de temps;

$$\frac{dP}{dt} = -k \cdot r \cdot P \quad [2.13]$$

r : intensité du ruissellement en mm/hr

P : masse de polluants sur les surfaces imperméables au temps t

k : coefficient d'entraînement

t : temps

L'équation une fois intégrée donne :

$$P_t = P_o [1 - e^{-krt}] \quad [2.14]$$

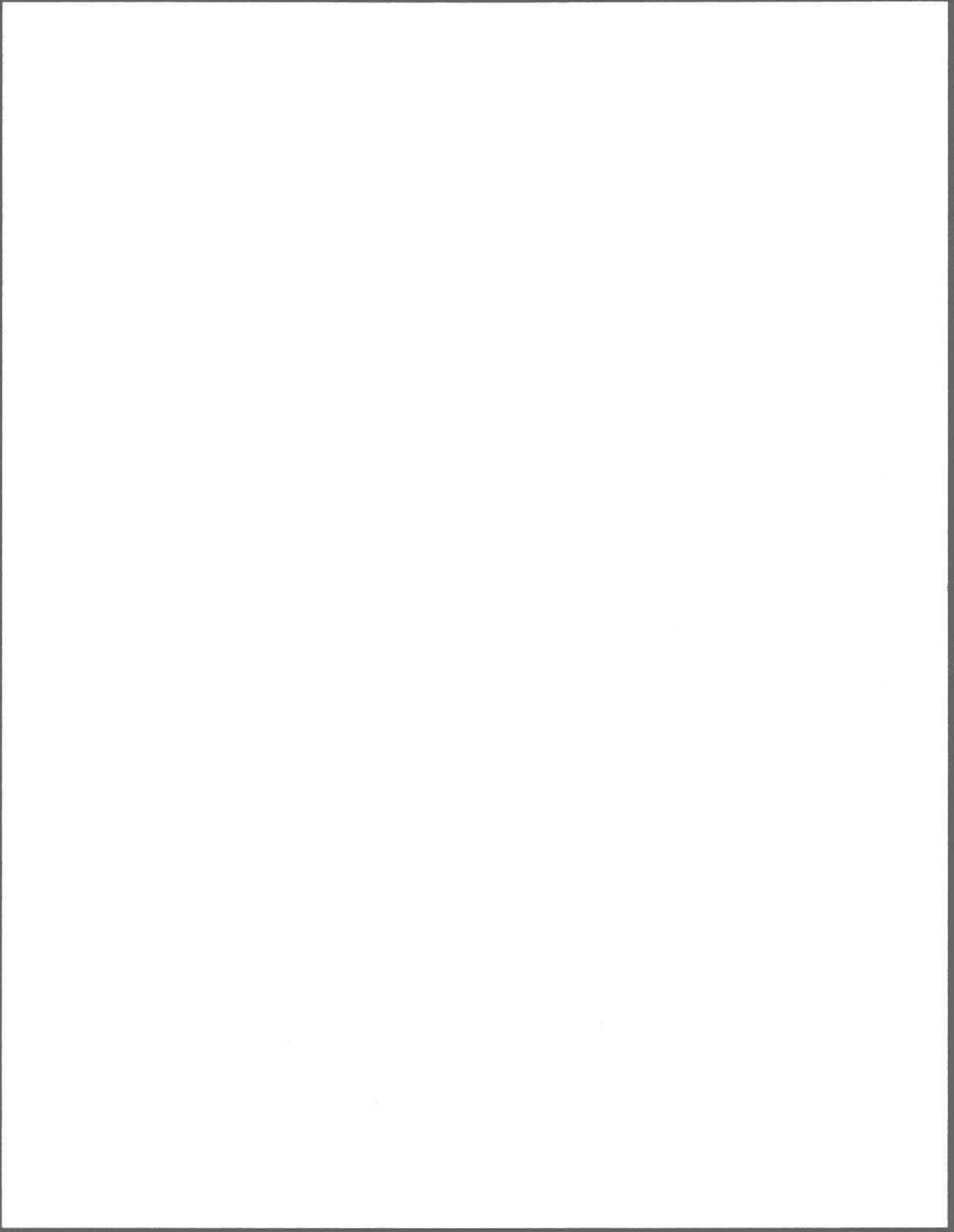
P_o : masse de polluants sur les surfaces imperméables au début de l'événement

Cette équation génère systématiquement des concentrations décroissantes de polluant et ce, indépendamment de l'allure de l'hétérogramme ou de l'hydrogramme. Une variante a donc été développée par Huber et al. (1981) pour palier à cette faiblesse :

$$P^t = P_o [1 - e^{kr^\beta t}] \quad [2.15]$$

β : coefficient

Cette variante est incorporée aux modèles SWMM et STORM et constitue ainsi le modèle le plus employé à l'heure actuelle. Dans les deux cas, l'hypothèse posée assure la proportionnalité directe entre la masse entraînée et la masse disponible; d'après Hémain (1980), la validité de cette hypothèse est difficilement appréciable compte tenu de notre connaissance actuelle du phénomène.



3. OBJECTIFS DE L'ÉTUDE

L'application d'un contrôle dynamique, de type réactif local, permet de restreindre les incidences environnementales en minimisant les volumes déversés. En comparaison au contrôle local fixe, de nombreux bénéfices environnementaux sont alors réalisés. L'attention portée au seul aspect quantitatif des volumes de déversement peut cependant biaiser l'estimation des dommages environnementaux engendrés. L'atteinte d'objectifs environnementaux lors de la gestion d'un réseau serait plus directe et franche en tenant compte de la sensibilité du milieu récepteur et des caractéristiques qualitatives des eaux déversées. Dans ce sens, le contrôle prédictif intégré permet de considérer l'aspect qualitatif pour rechercher des objectifs d'un plus haut niveau.

Ellis (1986) et Geiger (1986) mettent en valeur certaines contraintes restreignant, à leur avis, la considération de l'aspect qualitatif des eaux déversées lors d'un contrôle en temps réel :

- la nature diversifiée des nombreux polluants et leurs incidences sur le milieu ;
- la performance médiocre des modèles actuels d'évaluation et de prédiction de la qualité des eaux ;
- la non-fiabilité et la faible précision des appareils de mesure de qualité des eaux usées en temps réel.

De nombreux types de polluants sont véhiculés par les eaux et la notion de qualité des eaux restent difficilement quantifiable lorsque l'on désire évaluer les impacts générés. L'approche préconisée cherche à minimiser les charges d'un seul paramètre qualitatif. Les principaux paramètres qualitatifs présentent habituellement entre eux un niveau de corrélation suffisamment significatif pour oser espérer obtenir ainsi une minimisation des charges déversées de l'ensemble des paramètres. A cet effet, Wilson (1987) a pu vérifier que la corrélation entre la matière en suspension et les autres paramètres en importance est significative et, que la réduction de la charge déversée lors du contrôle en temps réel permet dans la majorité des cas de réduire les charges des autres paramètres.

Certains auteurs font part de leurs doutes concernant la performance des modèles actuels d'évaluation et de prédiction de la qualité et de leur utilisation dans le contexte d'un contrôle en temps réel (Schilling et al., 1987, Desbordes, 1979 et Jewell et Adrian, 1982). Il est vrai qu'à la lumière des connaissances actuelles, on peut difficilement espérer obtenir des coefficients de corrélation supérieurs (r) à 0.9 par exemple dans le cas d'un modèle statistique. Par contre, nous croyons que la seule connaissance des cycles de variation et de leurs ordres de grandeur est nécessaire. La reconnaissance des volumes d'eau, les plus et les moins chargés en polluants, devrait suffire, lors d'un contrôle, à influencer positivement la nature des déversements générés.

Une autre option est de mesurer en temps réel de façon suffisamment précise le paramètre qualitatif considéré. Encore là, plusieurs auteurs se montrent

pessimistes devant une telle application ; le degré de précision des appareils de mesure disponibles sur le marché est jugé comme inadéquat et les besoins d'entretien et de calibration sont énormes (Patry, 1986, Geiger, 1984). Ces appareils nécessitent une calibration et un entretien fréquents de par la nature même des eaux usées mesurées.

Il nous semble néanmoins possible de joindre une mesure qualitative en temps réel à un modèle de prédiction. Certains résultats expérimentaux (Marchandise et al., 1987, Drozier, 1977) démontrent la présence d'une corrélation linéaire significative entre le taux de matières en suspension et certaines mesures possibles en temps réel tels la turbidité ou des tests d'absorption lumineuse pour des fréquences déterminées ($r > 0.8$). On se doit donc de porter un intérêt à l'avancement technologique des senseurs optiques dont la fiabilité pourrait atteindre un niveau plus satisfaisant.

Nous poserons comme première hypothèse qu'un contrôle prédictif intégré, faisant appel à un modèle de qualité reliant la concentration de la matière en suspension à des variables quantitatives mesurées, permettrait de réduire significativement les charges polluantes déversées en temps de pluie. En guise de seconde hypothèse, nous posons qu'il est aussi possible d'obtenir un contrôle prédictif encore plus performant en intégrant une mesure qualitative en temps réel au modèle de qualité.

Pour vérifier ces hypothèses, nous allons procéder en premier lieu à des essais de modélisation pour les deux approches préconisées ; c.-à-d. en considérant ou non la disponibilité d'une mesure qualitative en temps réel. La performance des relations développées sera vérifiée à l'aide de tests statistiques. Ceux-ci nous permettront de juger du degré de précision des modèles et de leur potentiel à prédire la variation relative des concentrations dans le temps.

Par la suite, nous procéderons à une série de simulations du contrôle en temps réel sur des réseaux d'interception fictifs. Les résultats obtenus avec l'utilisation des modèles de prédiction développés seront comparés entre eux et à ceux obtenus lors d'un contrôle réactif local. Une comparaison sera aussi effectuée avec l'application d'un contrôle où la qualité des eaux est connue à tout moment.

4. ESSAIS DE MODELISATION

4.1 Approches préconisées

Plusieurs aspects sont à considérer lors de l'élaboration de modèles de prévision de la qualité des eaux. Dans le cadre spécifique d'un contrôle en temps réel, c'est un modèle de type opérationnel qui doit être développé. C'est un modèle destiné à la gestion et à l'exploitation des réseaux et qui est donc établi sur demande pour un réseau ou un bassin donné. Celui-ci nécessite la réalisation de mesures nombreuses et précises. Il n'a par contre aucun objectif d'ordre fondamental à rencontrer ; on n'a donc pas à rechercher par l'entremise d'une approche déterministe le pourquoi des variations et l'importance relative des phénomènes physiques présents.

De plus, les phénomènes physiques potentiellement influents sont nombreux et leurs rôles mal définis, étant donné l'information restreinte recueillie à l'aide des mesures existantes. Il est donc difficile à la lumière des connaissances actuelles d'intégrer tous les phénomènes physiques influents à un modèle déterministe. Dans ce sens, l'utilisation d'équations de régression (modèle statistique) est suffisante et peut même se montrer plus polyvalente pour le traitement et l'utilisation de nombreuses données accumulées (banques historiques de données).

Le contrôle en temps réel requiert l'utilisation d'un outil informatique simple et possédant un temps de calcul très court. Il est essentiel que le travail nécessaire pour prendre une bonne décision se fasse rapidement. En ce sens, la performance du contrôle est dépendante du temps de réponse du contrôleur informatique ; le modèle de qualité à développer doit donc lui aussi être simple et estimer rapidement la qualité des eaux.

L'estimation de la qualité doit être effectuée de façon indépendante à chacune des jonctions de l'intercepteur où un régulateur permet la gestion de l'intercepteur.

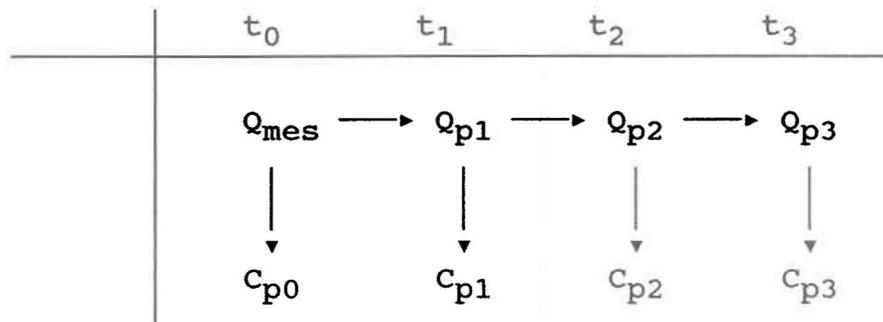
En considérant les spécificités physiques et démographiques des différents bassins de drainage, une calibration du modèle de qualité propre à chacune des jonctions d'interception est suggérée. Le générateur de qualité sera ainsi plus apte à caractériser l'importance et la variation de la qualité des eaux en ne reliant à la variable recherchée que des paramètres définissant le comportement pluviométrique et hydrologique.

Deux différents modèles sont à suggérer selon la disponibilité d'une information particulière et supplémentaire ; la mesure qualitative en temps réel. Dans la première approche, seules des informations d'aspect quantitatif sont considérées. A chaque pas de temps, le modèle développé doit estimer à partir de ces informations, la concentration présente. De plus, il doit pouvoir estimer à partir de ces informations les concentrations futures pour un certain nombre de

pas de temps. Pour ce faire, des prédictions sur l'état futur à court terme des variables quantitatives sont aussi nécessaires; ceci est réalisé par l'entremise d'un modèle de prédiction des débits.

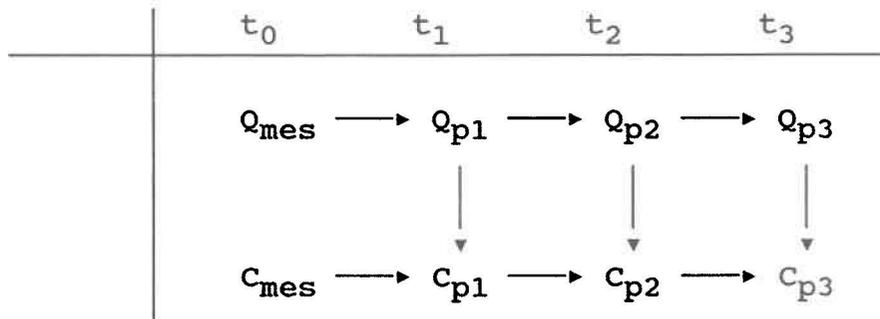
Le modèle de qualité met en relation les variables issues du même pas de temps. Le diagramme suivant (figure 4.1) illustre bien ce fait; pour les pas de temps futurs, le modèle de prédiction des débits génère des débits (flèches horizontales) qui sont utilisés pour estimer la concentration pour chacun de leur pas de temps respectif (flèches verticales).

Figure 4.1 Première approche suggérée



Dans la deuxième approche, la mesure en temps réel du terme qualitatif constitue une information supplémentaire à considérer lors des estimations. L'estimation au temps présent du terme qualitatif n'est à ce moment plus nécessaire et cette information peut être utilisée lors de l'estimation du terme qualitatif au pas de temps suivant ; les concentrations successives pour de courts pas de temps devraient être statistiquement dépendantes entre elles.

Figure 4.2 **Deuxième approche suggérée**



Comme mentionné, les deux approches de prédiction de la qualité demandent à être appuyées par un modèle de prédiction des débits. Généralement ces modèles nécessitent la connaissance de certaines données météorologiques et/ou d'une banque de données historiques des débits. Nous ne disposons cependant pas de données suffisamment nombreuses pour espérer générer un modèle performant. Nous avons donc jugé qu'il était préférable d'utiliser directement les mesures obtenues ; l'erreur d'estimation des débits sera donc nulle.

D'ailleurs, l'objectif premier des essais de modélisation étant d'évaluer la performance des modèles de qualité développés, nous serons plus aptes à évaluer la précision des modèles. Les interférences générées par les imprécisions d'un modèle de débit qui nous empêcheraient d'évaluer adéquatement la performance des modèles de qualité, se trouvent ainsi éliminées.

4.2 Les données utilisées

Essentielles pour la réalisation du présent exercice, les données réelles utilisées proviennent d'une campagne d'échantillonnage réalisée par les consultants BPR sur le territoire de la ville de Québec au cours de l'été 1982. La figure 4.3 et le tableau 4.1 nous informent sur la localisation et les caractéristiques des bassins étudiés. Pour plus de détails, référez à Lessard et Lavallée (1984) et Lavallée et Lessard (1984).

**Figure 4.3 Localisation des bassins étudiés
(Lessard et Lavallée, 1984)**

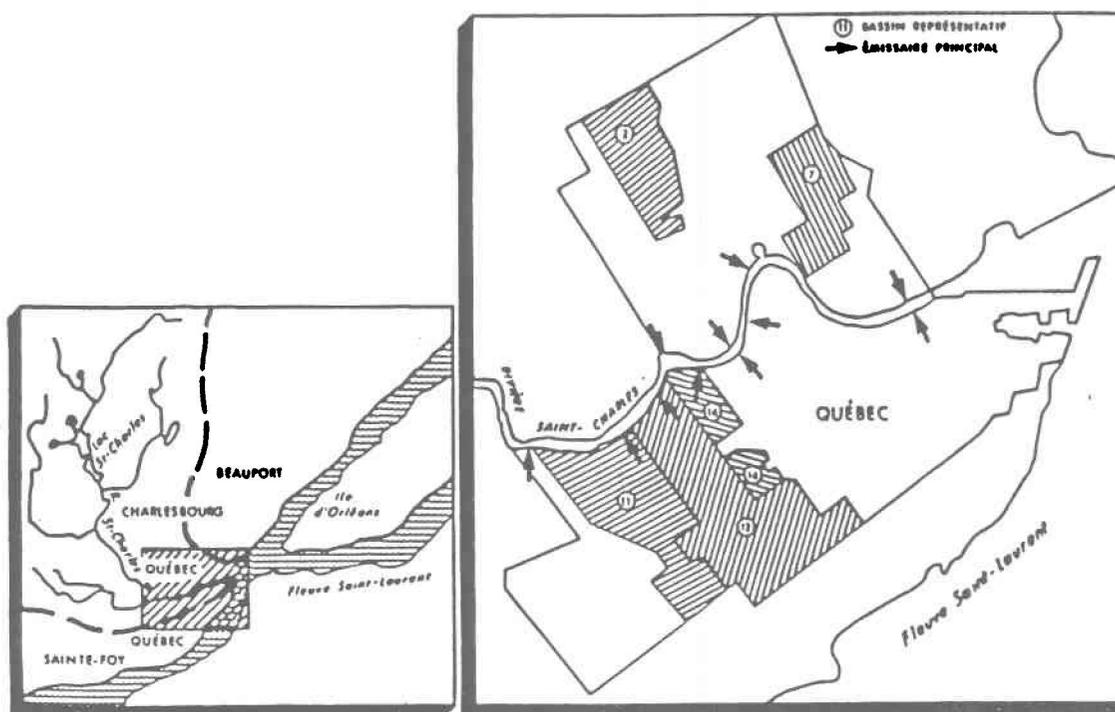


Tableau 4.1 **Caractéristiques des bassins étudiés**
(Lavallée et Lessard, 1984)

BASSIN	2	7	11	12	14
IMPERMÉABILITÉ [%]	62	86	44	53	69
SUPERFICIE [km ²]	0.70	0.61	1.02	1.81	0.32
TEMPS DE CONCENTRATION [min]	20.5	23.7	41.1	26.1	12.4
OCCUPATION DU SOL [%]					
institutionnel	10	12	10	12	29
résidentiel	60	77	27	53	52
commercial	23	2	3	12	8
industriel	3	0	48	3	0
espaces verts	4	9	12	21	11

L'échantillonnage a été réalisé sur un total de 9 pluies sur les cinq bassins sélectionnés (voir tableau 4.2 pour les caractéristiques des événements pluvieux). Les principaux paramètres physico-chimiques analysés ont été les MES, la DCO, le Cu, le Pb et le Zn. Les échantillons d'eaux unitaires ont été prélevés manuellement au niveau de chacune des structures de régulation tandis que le débit était mesuré à l'aide de la méthode de dilution à la Rhodamine.

Tableau 4.2 **Caractéristiques des événements pluvieux**
(Lavallée et Lessard, 1984)

PLUIE	DATE (1982)	HAUTEUR [mm]	DURÉE [h]	I _{max5} [mm/h]
PLUVIOMETRE SUD				
1	16 juin	40.7	7.6	20.7
2	21 juin	5.3	5.0	3.2
3	22 juin	4.2	1.3	10.7
4	29 juin	21.0	4.0	21.8
5	7 juillet	11.2	0.5	45.5
6	28 juillet	46.8	15.0	36.9
7	23 août	10.7	6.0	5.9
8	25 août	22.9	9.0	6.1
PLUVIOMETRE NORD				
1	16 juin	43.0	7.5	21.5
2	21 juin	4.6	5.0	2.7
3	22 juin	6.8	1.8	10.7
4	29 juin	19.5	2.7	47.3
5	7 juillet	6.9	0.5	42.3
6	28 juillet	49.3	15.5	32.8
7	23 août	10.9	6.0	3.8
8	25 août	24.9	9.0	8.0

Les mesures prises lors de l'événement pluvieux du 23 Août 1982 ont été rejetées en raison de leur nombre limité. Deux événements pluvieux distincts ont été observés le 29 juin à quelques heures d'intervalles ; ceux-ci sont cependant traités comme une seule et unique précipitation pour la suite de l'exercice.

On a choisi de diviser en deux groupes les sept pluies restantes pour fin de calibration et de vérification des modèles. La banque de données utilisée pour la calibration se doit d'être représentative et d'inclure la plus grande gamme de situations possibles ; les quatre pluies qui sont retenues possèdent par rapport à l'ensemble les caractéristiques les plus extrêmes (intensité, durée, hauteur totale).

Les mesures de débit et de MES issues de la campagne d'échantillonnage sont présentées en annexe C. De tous ces hydrogrammes, deux ont été déterminés par simulation informatique ; ceux-ci n'ont pas été retenus dans le cadre du présent objectif (pluies du 28 juillet '82 pour le bassin No 7 et du 25 août '82 pour le bassin No 14).

Pour rendre compatible les données issues de cette campagne avec l'application projetée, les intervalles manquants ont été comblés par interpolation linéaire de façon à posséder des valeurs de débit et de MES à tous les pas de temps de 5 minutes. Les conséquences de l'ajout de données supplémentaires ont été vérifiées lors de la calibration ; la performance et la forme des équations développées se révèlent équivalentes que l'on utilise ou non les données supplémentaires issues de l'interpolation.

Tableau 4.3 Pluies utilisées pour la calibration et la vérification

PLUIE DE CALIBRATION (1982)	21 juin 7 juillet 28 juillet 25 août	PLUIE DE VÉRIFICATION (1982)	16 juin 22 juin 29 juin
-----------------------------------	---	------------------------------------	-------------------------------

Tableau 4.4 Nombre de données pour la calibration et la vérification

BASSIN	PLUIE DE CALIBRATION	PLUIE DE VÉRIFICATION
2	136	108
7	131	111
11	174	111
12	154	113
14	89	93

4.3 Variables influentes à retenir

L'importance relative des apports en polluants d'un bassin de drainage à un autre peut être influencée par les différences hydrologiques et d'occupation de sol. Cette influence n'a pas à être considérée puisque le générateur de qualité est calibré à chacune des jonctions d'interception.

On retient donc que la variabilité des concentrations sera principalement fonction de la capacité des eaux de pluie à décoller les éléments sur les surfaces imperméables et à les véhiculer. L'énergie déployée par la pluie et celle déployée par l'écoulement sont donc des composantes influentes générant la variabilité de l'aspect qualitatif des eaux de ruissellement.

On présente ici les variables retenues ; leur disponibilité en temps réel et leur capacité à représenter les phénomènes physiques influents ont déterminé leur choix:

- 1) Le débit à l'exutoire au temps présent (Q)

Le synchronisme entre l'hydrogramme et les pollutogrammes justifie la considération de ce terme.

2) Baisse de disponibilité des polluants

On cherche à représenter la baisse de disponibilité des polluants en surface lors d'un événement pluvieux. On a en effet observé que lors d'une pluie, un même débit mesuré à des moments différents génère des concentrations variables. Le premier débit en terme d'occurrence va transporter une concentration plus élevée de polluants. La différence est encore plus marquante si le premier débit est en début de pluie et/ou le deuxième en fin de pluie.

Les lames de ruissellement entraînent les polluants en surface, faisant ainsi diminuer la réserve utile de polluants pour les instants suivants. Donc plus la pluie en terme d'intensité ou hauteur de pluie est importante, plus la réserve de polluants disponibles devrait être restreinte.

Trois variables ont été étudiées pour représenter ce phénomène :

HTC

La hauteur de pluie tombée depuis le début de l'événement pluvieux jusqu'à l'instant $(t - t_c)$; t_c représentant le temps de concentration du bassin de drainage.

HTC2

La hauteur de pluie tombée depuis le début de l'événement pluvieux jusqu'à l'instant $(t - t_c/2)$, c'est-à-dire au temps présent moins la demie du temps de concentration du bassin de drainage.

VOL

Le volume d'eau passé à l'exutoire du bassin de drainage depuis le début de l'événement pluvial.

3) Période de temps sans ruissellement (PTSEC)

Les différences entre les charges déversées d'une pluie à l'autre indépendamment des caractéristiques de la pluie sont expliquées dans la littérature par la période de temps précédant la pluie où aucun ruissellement d'importance n'a lessivé les polluants présents en surface (Sartor et Boyd, 1972).

Plus l'intervalle de temps entre deux pluies d'importance est significatif, plus la réserve de polluants sous forme de retombées sèches en surface est importante en début de pluie.

4) Taux de variation du débit (dQ/dt)

Le taux de variation du débit est suggéré du fait que la concentration maximum peut précéder à l'occasion le débit maximum particulièrement en début de pluie. De façon générale, la concentration en polluant pourrait ainsi être influencée dépendamment du fait que l'hydrogramme se trouve en phase ascendante ou descendante. La variable considérée suite à cette observation est le débit mesuré au pas de temps précédant (Q_o).

4.4 Méthodes de calibration et variables statistiques utilisées

La mise en relation d'une variable recherchée avec des variables influentes nécessite l'utilisation d'une méthode d'optimisation fiable pour assigner aux coefficients présents des valeurs optimales.

Les relations proposées n'étant pas linéaires, nous devons par conséquent utiliser une méthode d'optimisation qui nous permet de trouver le minimum d'une fonction non-linéaire de plusieurs variables. Trois différentes méthodes d'optimisation sont utilisées lors de la calibration des relations proposées ;

- La méthode du SIMPLEX développée par Nelder et Mead (1965) est constituée d'un algorithme de recherche directe très efficace. Sa convergence est cependant lente en fin d'optimisation.
- La méthode des gradients conjugués de POWELL (1965) procure une convergence très rapide et précise. Elle doit cependant être utilisée avec précaution puisque des discontinuités dans la fonction objectif peuvent la faire échouer.
- La méthode utilisée par le logiciel STATGRAPHIC ; celle-ci est basé sur un algorithme développé par Marguardt (1963). Intégré dans un logiciel commercial, il s'est avéré lent d'application mais très robuste.

Lors de la calibration de chaque relation, au moins deux des présentes méthodes sont utilisées pour définir la forme optimale des équations. De plus, plusieurs

combinaisons de valeurs initiales sont appliquées pour s'assurer de la nature optimale des points trouvés. Dans chaque cas, la fonction objectif que l'on recherche à minimiser est la suivante :

$$\text{fonction objectif} = \sum_{I=0}^N [\text{CMES}(I) - \text{CEST}(I)]^2 \quad [4.1]$$

N : nombre de mesure

CMES : concentration mesurée [mg/l]

CEST : concentration estimée [mg/l]

La performance des modèles optimisés est quantifiée à partir des variables statistiques suivantes :

- MER (moyenne des erreurs relatives)

$$\text{MER} = \frac{1}{N} \sum \left| \frac{\text{CMES} - \text{CEST}}{\text{CMES}} \right| \quad [4.2]$$

- DIFF (moyenne des erreurs absolues)

$$\text{DIFF} = \frac{1}{N} \sum | \text{CMES} - \text{CEST} | \quad [4.3]$$

- r^2 (coefficient de corrélation)

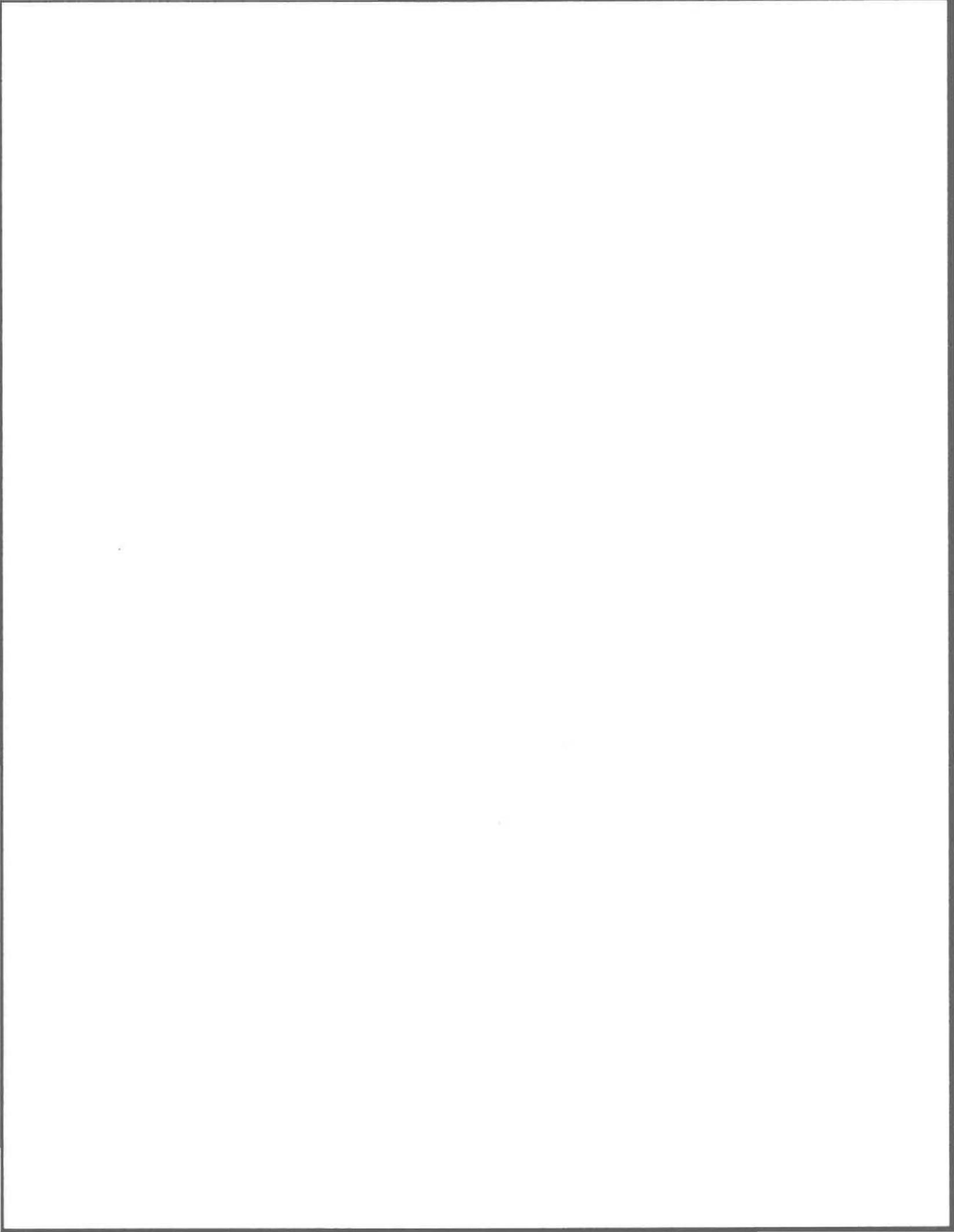
$$r^2 = \left[\frac{\sum (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum (x_i - \bar{x})^2 \sum (y_i - \bar{y})^2}} \right]^2 \quad [4.4]$$

Ces différents paramètres statistiques devraient nous permettre de comparer entre eux les différents niveaux de performance atteints par les relations développées.

Le coefficient de corrélation (r^2) mesure le degré d'interdépendance entre deux variables ; dans notre cas, les concentrations mesurées et estimées. Celui-ci est un nombre adimensionnel qui varie entre 0 et + 1. La dépendance statistique entre les deux variables s'avère plus importante lorsque r^2 s'éloigne de 0. Un r^2 plus élevé permet de conclure qu'une certaine relation réussit à mieux simuler la variabilité qualitative par rapport à une autre.

MER et DIFF permettent de quantifier le degré de précision obtenu par les modèles proposés. L'analyse de ces paramètres statistiques doit être faite en considération du but visé par la modélisation c'est-à-dire le contrôle en temps réel. Dans cette optique, on doit développer un modèle apte à simuler les fortes variations de concentration pour des courts laps de temps. Par exemple, une erreur relative de 100% dans l'estimation de faibles concentrations ne risque pas de diminuer la performance du contrôle (pour [MES] < 100 mg/l). Par contre, lors de l'occurrence de fortes concentrations, une telle erreur dans l'estimation des concentrations risque de handicaper significativement la justesse des décisions du contrôle.

Pour chacune des relations étudiées, deux valeurs de MER et de DIFF sont calculées ; MER1 et DIFF1 pour les simulations des pluies servant à la calibration et MER2 et DIFF2 pour les événements tenant lieu de pluies de vérification.



4.5 Modèles de prédiction sans mesure qualitative en temps réel

Pour permettre de caractériser l'influence relative de chacune des variables lors de l'estimation du terme de qualité, nous procédons par étapes à l'élaboration et à l'étude de différents modèles. Chacune des étapes qui suivent cherche à justifier l'utilisation ou non d'une variable explicative et la forme d'équation la plus performante.

Pour chacune des études de performances, un tableau résume la forme et les variables des relations proposées. En terme de performance, on a choisi de présenter les moyennes des termes statistiques pour tous les bassins à l'étude, la valeur des termes statistiques ainsi que les valeurs prises par les coefficients de calibration pour chacun des cinq bassins se retrouvant en annexe D.

4.5.1 Etude des termes de débit et de la baisse de disponibilité des polluants

Lors des premiers essais de modélisation, la variable recherchée (CON) a été estimée à partir du débit mesuré. Ces premiers essais ont permis de sélectionner une relation non-linéaire ; le coefficient de calibration présent en exposant améliore significativement la corrélation. A cette première équation, les termes

devant simuler la baisse en disponibilité des polluants sont joints aux débits. Ces termes tiennent lieu de dénominateurs puisque ceux-ci sont inversement proportionnels à la baisse graduelle en polluants. Les termes HTC et HTC2 sont additionnés à l'unité pour éviter que le dénominateur n'égalé à zéro lorsque ces termes sont nuls. A ce moment, le numérateur estime seul le terme de qualité (occurrence en début de pluie). Les relations proposées ainsi que les résultats de la première étude de performance sont présentés au tableau 4.5.

En recherchant à estimer la matière en suspension présente dans les eaux, nous avons la possibilité de rechercher à estimer soit la concentration (CON) ou la charge (CH). Pour cette première étude, les deux termes sont modélisés pour fin de comparaison.

On obtient à partir de la modélisation de la charge polluante (modèles Nos 5 à 8) de meilleurs coefficients de corrélation (r^2) que dans le cas de la concentration (modèles Nos 1 à 4). Les MER sont par contre inférieurs pour la concentration. Cette contradiction dans les résultats s'explique par la présence d'une corrélation fictive lors de l'estimation de la charge.

La charge est en effet estimée dans ce cas à partir en outre du débit ;

$$CH_{\text{estimée}} = f(Q, \text{HTC ou HTC2 ou VOL}) \quad [4.5]$$

Or, la charge mesurée est en réalité, de par sa définition, le produit du débit et de la concentration ;

$$CH_{\text{mesurée}} = \text{CON} \times Q \quad [4.6]$$

Tableau 4.5 Première étude de performance

MODELE No	ÉQUATION	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²
1	CON = aQ ^b	0.85	0.65	67.8	81.4	0.355
2	CON = $\frac{aQ^b}{1 + HTC2^c}$	0.66	0.58	57.1	63.4	0.461
3	CON = $\frac{aQ^b}{1 + HTC^c}$	0.57	0.69	49.3	76.0	0.624
4	CON = $\frac{aQ^b}{1 + VOL^c}$	0.64	0.59	57.0	59.1	0.494
5	CH = aQ ^b	0.84	0.62	30.9	102.3	0.881
6	CH = $\frac{aQ^b}{1 + HTC2^c}$	0.89	0.72	29.8	92.1	0.892
7	CH = $\frac{aQ^b}{1 + HTC^c}$	0.92	0.96	28.7	97.4	0.908
8	CH = $\frac{aQ^b}{1 + VOL^c}$	0.76	0.54	28.2	84.2	0.892

Ainsi, lorsqu'on analyse la corrélation entre la charge mesurée et celle estimée, le débit est présent dans les deux termes. Ceci a pour conséquence d'augmenter faussement la corrélation entre ces derniers. On peut retrouver dans la littérature des analyses mathématiques intéressantes démontrant et quantifiant l'importance des corrélations fictives (Benson, 1965).

En fait, la moyenne des erreurs relatives (MER) nous indique clairement un plus haut degré de précision dans l'estimation de la concentration par rapport à la charge. L'estimation de la charge sera donc laissée de côté dans la suite des études.

Des trois termes représentatifs de la baisse de disponibilité des polluants, la hauteur de pluie tombée (HTC) possède le r^2 , le MER1 et le DIFF1 les plus performants. Ce n'est cependant pas le cas pour les MER2 et DIFF2. Ceux-ci auraient été considérés seulement s'ils avaient donné des résultats très différents pour les deux termes, ce qui n'est pas le cas.

Les trois variables étudiées permettent toutes d'améliorer grandement l'estimation de la concentration en comparaison au modèle No 1 (MER passant de ≈ 0.80 à ≈ 0.60). N'importe lequel des trois paramètres pourraient être utilisés : HTC est cependant retenu pour la suite des études en raison des meilleurs résultats obtenus.

Les résultats inférieurs obtenus avec VOL (le volume d'eau véhiculé depuis le début de la pluie) s'expliquent en premier lieu par certaines différences entre les données mesurées. Pour certaines pluies, les premières mesures de débit ont été effectuées un certain temps après le début de la pluie tandis que dans d'autres cas, les mesures ont débutées bien avant que les eaux de ruissellement n'atteignent l'exutoire du bassin. Des résultats d'échantillonnage avec une meilleure constance lors du début des mesures pourraient sûrement améliorer la performance du modèle No 4.

Il est cependant de notre avis que HTC et HTC2 prennent en considération le phénomène physique le plus influent. En effet, le décollement des particules en surface par l'énergie de la pluie joue un rôle majeur pour déterminer la masse de polluant entraînée et ainsi la masse restante et disponible subséquemment. Le choix de HTC par rapport à HTC2 reste arbitraire et dépend des résultats de la calibration.

4.5.2 Influence de la période de temps sans ruissellement précédant la pluie

Agencées aux modèles Nos 1 et 3, les fonctions d'accumulation des polluants (équations 2.11 et 2.12) forment avec ceux-ci de nouveaux modèles à l'étude et permettent d'estimer l'influence de la période de temps sans ruissellement précédant la pluie.

Tableau 4.6 Deuxième étude de performance

MODELE No	ÉQUATION	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²
9	$CON = aQ^b(1-e^{c \cdot PTSEC})$	0.84	3.04	68.1	329.9	0.528
10	$CON = \frac{aQ^b(1-e^{c \cdot PTSEC})}{1 + HTC^d}$	0.57	2.84	43.4	227.5	0.748
11	$CH = aQ^bPTSEC^c$	0.70	23.15	58.9	2606.7	0.584
12	$CH = \frac{aQ^bPTSEC^c}{1 + HTC^d}$	0.56	5.99	41.6	448.2	0.763

A partir des variables statistiques calculées (tableau 4.6), certaines observations sont notées :

- Dans le cas de MER1, les résultats sont équivalents pour les modèles No 10 et No 12 par rapport au modèle No 3. Les résultats sont légèrement inférieurs pour DIFF1.
- Les coefficients de corrélation sont supérieurs pour les modèles No 10 et No 12 (0.748 et 0.762) par rapport au modèle No 3 (0.624).
- Les valeurs de MER2 et DIFF2 sont de beaucoup supérieures et même démesurées par rapport aux performances du modèle No 3.

Ces résultats peuvent s'expliquer par les faits suivants :

- Les r^2 supérieurs pour les modèles Nos 10 et 12 sont dus en partie à la présence d'un coefficient supplémentaire dans la relation.
- PTSEC peut constituer un facteur influent dans l'estimation de la concentration. PTSEC reste cependant constant pour une même pluie. Très peu de données de PTSEC ont pu être utilisées pour la calibration étant donné le faible nombre de pluie.
- Les très grandes valeurs de MER2 et DIFF2 indiquent que la performance des modèles est grandement affectées par l'occurrence d'extrapolation. Ces résultats s'expliquent par la présence de PTSEC plus grand pour deux des pluies de vérification en comparaison aux pluies de calibration. PTSEC n'a en effet pas été considéré lors de la sélection des pluies pour la calibration et la vérification.

Ainsi, pour les études subséquentes, le paramètre PTSEC est laissé de côté étant donné l'impossibilité de conclure à son influence significative sur la qualité des eaux et aussi à cause des erreurs générées par sa présence lors de l'estimation des concentrations pour les pluies de vérification.

4.5.3 Influence de la variation du débit

Les modèles développés et présentés au tableau 4.7 portent sur l'agencement du débit au pas de temps précédent avec le modèle No 1 ; différentes formes d'équation sont étudiées.

Tableau 4.7 Troisième étude de performance

MODELE No	ÉQUATION	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²
13	CON = aQ+bQ _o	0.89	0.60	68.3	76.9	0.403
14	CON = aQ ^c +bQ _o	0.83	0.63	51.4	86.9	0.418
15	CON = aQ ^b Q _o	0.79	0.62	67.5	85.5	0.318
16	CON = aQ ^b Q _o ^c	0.83	0.60	66.7	84.5	0.424
17	CON = aQ ^c +Q _o ^d	0.79	0.64	64.5	90.9	0.466

Les différents paramètres statistiques montrent une amélioration des évaluations par les modèles en comparaison au modèle No 1, à l'exception des relations Nos 13 et 15.

Tableau 4.8 **Quatrième étude de performance**

MODELE No	ÉQUATION	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²
18	$CON = \frac{aQ^c + bQ_o}{1 + HTC^d}$	0.51	0.65	44.2	70.4	0.681
19	$CON = \frac{aQ^b Q_o^c}{1 + HTC^d}$	0.51	0.65	44.4	71.1	0.684
20	$CON = \frac{aQ^c + bQ_o^d}{1 + HTC^e}$	0.51	0.64	44.3	69.4	0.681
21	$CON = \frac{aQ^c}{1 + HTC^b} + dQ_o$	0.58	0.70	46.0	85.0	0.711

Au tableau 4.8, le terme HTC est joint à la forme des modèles 13, 16 et 17. Les modèles Nos 18 à 20 présentent des résultats fort équivalents pour tous les paramètres statistiques et légèrement supérieurs en terme de performance par rapport au modèle No 3. Le modèle No 21 possède un r² supérieur mais des termes MER et DIFF légèrement plus élevés. La non-concordance de ces termes est due au fait que la régression est effectuée en tentant de minimiser la somme des erreurs au carré. Dans l'optique d'un contrôle et de la recherche d'une estimation suffisamment précise, les modèles Nos 18 à 20 présentent de meilleurs potentiels. De ces trois modèles, le modèle No 18 a été retenu pour deux raisons :

- Le modèle No 18 ne possède que quatre paramètres de calibration par rapport à cinq pour le modèle No 20.
- DIFF1 et DIFF2 du modèle No 18 sont très légèrement inférieurs à ceux du modèle No 19.

Tableau 4.9 Cinquième étude de performance

MODELE No	ÉQUATION	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²
22	$CON = \frac{aQ^c + bQ_o}{1 + HTC2^d}$	0.64	0.56	53.0	65.1	0.542
23	$CON = \frac{aQ^c + bQ_o}{1 + VOL^d}$	0.65	0.67	51.9	67.5	0.596
24	$CON = \frac{aQ^c}{1 + HTC^d} + \frac{bQ_o^c}{1 + HTC_o^d}$	0.51	0.64	44.3	69.4	0.681
25	$CON = \frac{aQ^c}{1 + HTC^d} + \frac{bQ_o^e}{1 + HTC_o^d}$	0.58	0.70	46.0	85.0	0.711
26	$CON = \frac{a(dQ+fQ_o)^b}{1 + (eHTC+gHTC_o)^c}$	0.58	0.70	46.0	85.0	0.711

Pour comparer la performance de HTC par rapport à HTC2 et VOL en considérant la forme du modèle No 18, deux modèles additionnels sont étudiés. Les résultats du tableau 4.9 (modèles Nos 22 et 23) montrent la supériorité du modèle No 18 à estimer la variation de la qualité; r^2 , MER1 et MER2 sont supérieurs en terme de performance.

A la suite des résultats obtenus avec le modèle No 18, il semble intéressant d'analyser d'autres formes d'équation considérant la hauteur de pluie tombée au pas de temps précédent (HTC_0). Ainsi l'agencement de HTC_0 et Q_0 pourrait améliorer la performance (modèles Nos 24, 25 et 26).

On observe finalement au tableau 4.9 des résultats très similaires au niveau de la performance des modèles (MER et DIFF). Les coefficients de corrélation sont cependant supérieurs ; ceci s'explique par la présence d'un plus grand nombre de paramètres de calibration dans le cas des modèles Nos 25 et 26.

Les modèles Nos 18 et 24 présentent des résultats équivalents. Seule la forme du modèle No 24 avantage sa sélection par rapport au modèle No 18 ; cette forme pourra être facilement appliquée lors de la deuxième approche où une mesure qualitative en temps réel sera considérée.

De façon à mieux visualiser la performance du modèle No 24, à prédire la concentration en MES véhiculée à l'exutoire des bassins, quelques figures montrent les pollutogrammes mesurés et estimés pour quelques pluies (figures

4.4 à 4.13). Les graphiques résultants des autres simulations se retrouvent en annexe E.

Ces figures représentent bien la capacité du modèle à reproduire en synchronisme pour la majorité des cas les variations relatives des concentrations (passage d'une courbe ascendante à descendante ou l'inverse). De plus, le modèle réussit à prévoir l'occurrence de la ou les pointes de concentration pour une pluie. Ces observations ne sont pas vérifiées que pour deux cas spécifiques:

- Un "désynchronisme" important des courbes prédites et mesurées peut être présent lorsque les concentrations mesurées sont inférieures à 150 mg/l. Les erreurs relatives peuvent être à ce moment importantes pour l'ensemble de l'événement (figure 4.12).
- Pour la pluie du 29 juin (figures 4.5 et 4.7), le modèle sous-estime de beaucoup les concentrations lors de la deuxième pointe de débit. Ceci est une indication qu'il aurait été préférable de considérer la période critique du 29 juin comme deux événements pluviométriques distincts.

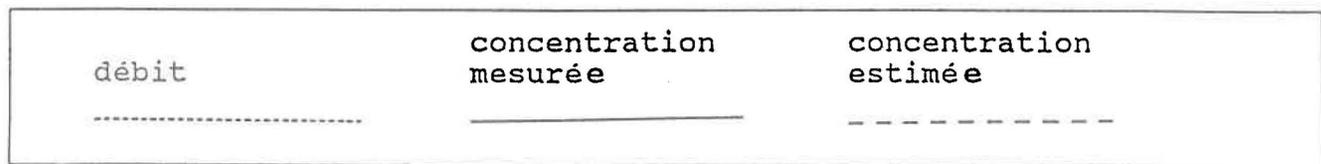
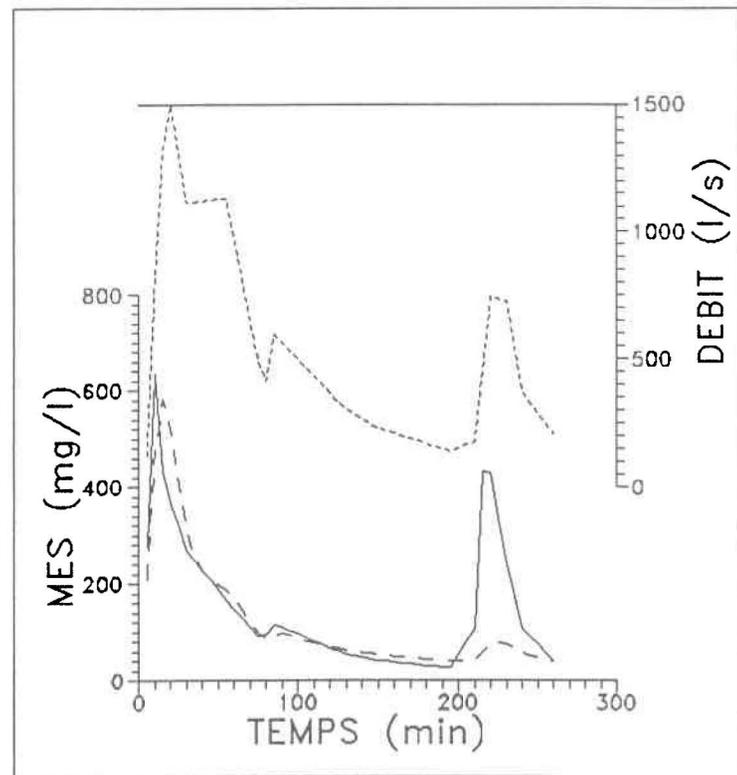
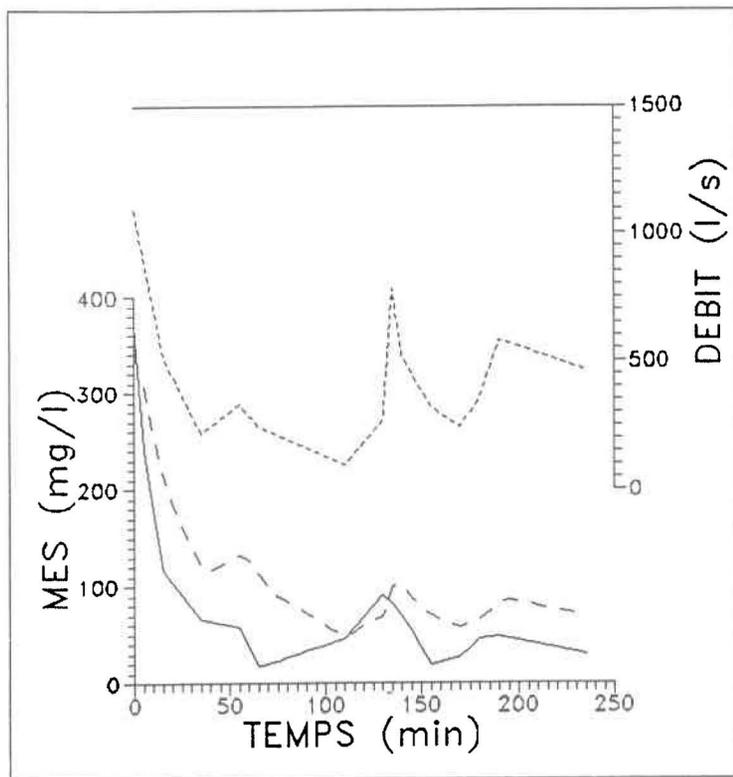


Figure 4.4 Pluie du 28 juillet 1982
Bassin No 2

Figure 4.5 Pluie du 29 juin 1982
Bassin No 2



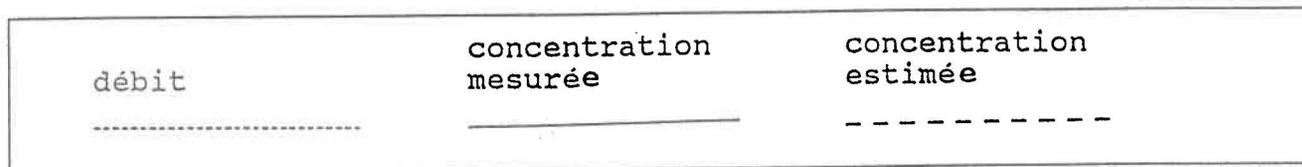


Figure 4.6 Pluie du 7 juillet 1982
Bassin No 7

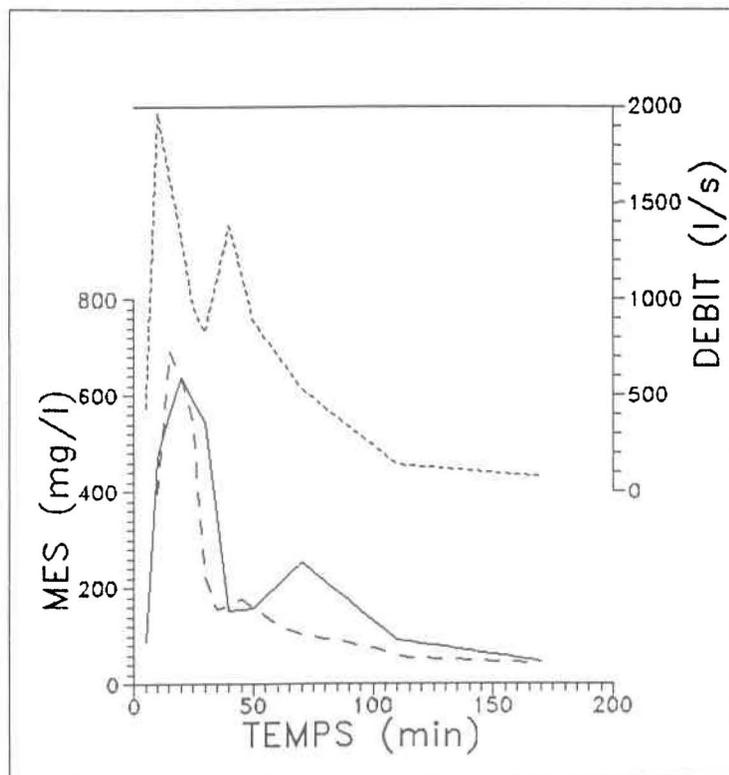
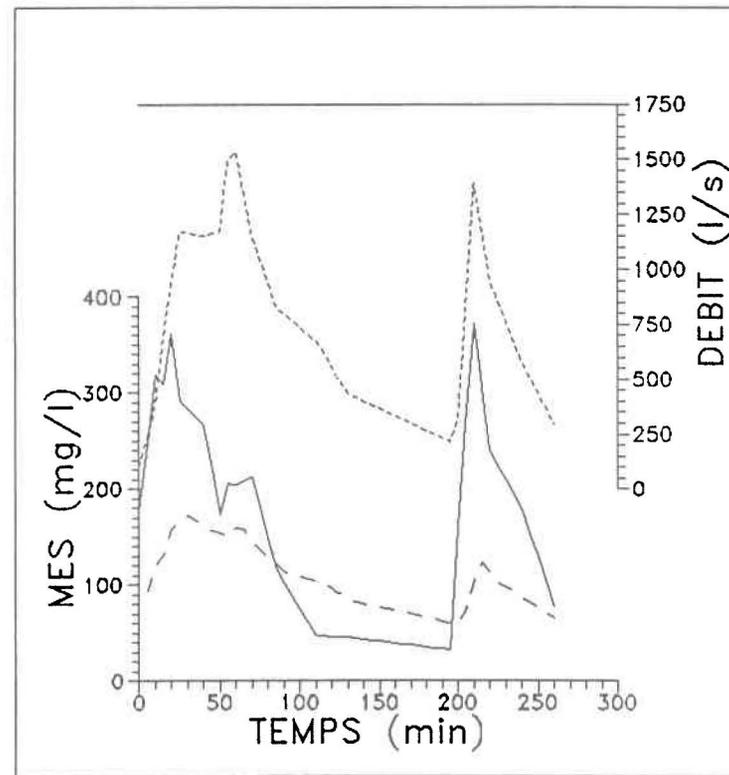


Figure 4.7 Pluie du 29 juin 1982
Bassin No 7



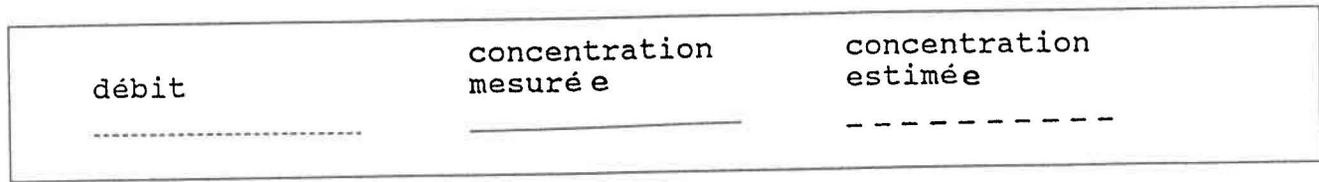
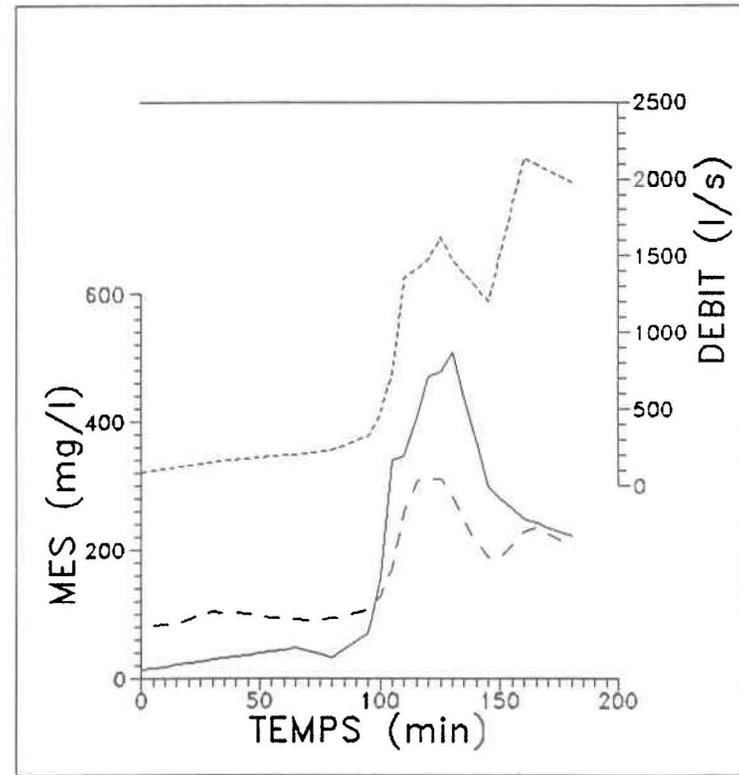
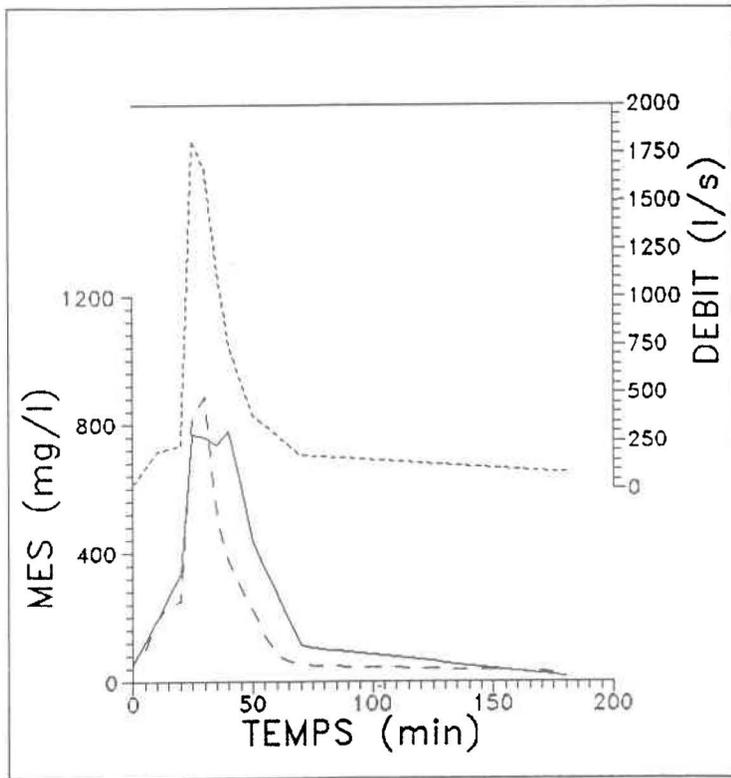


Figure 4.8 Pluie du 7 juillet 1982
Bassin No 11

Figure 4.9 Pluie du 16 juin 1982
Bassin No 11



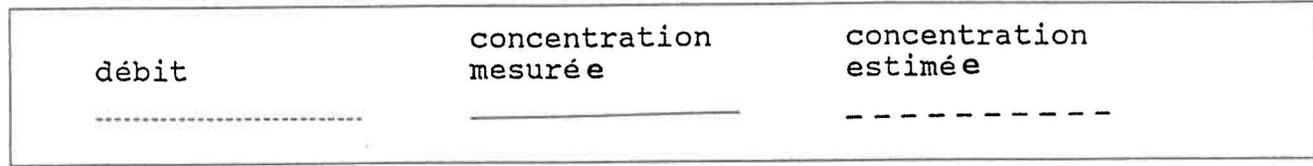


Figure 4.10 Pluie du 25 Août 1982
Bassin No 12

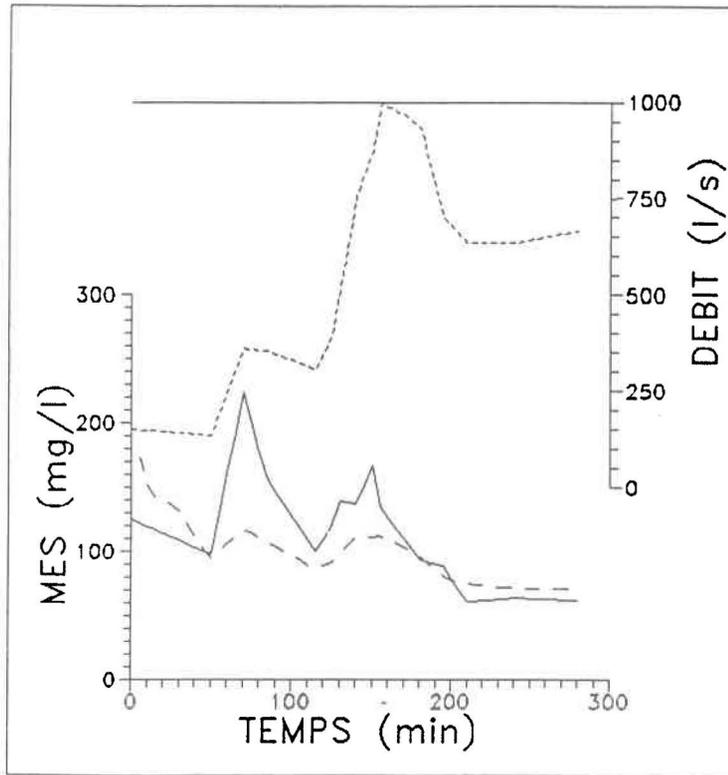
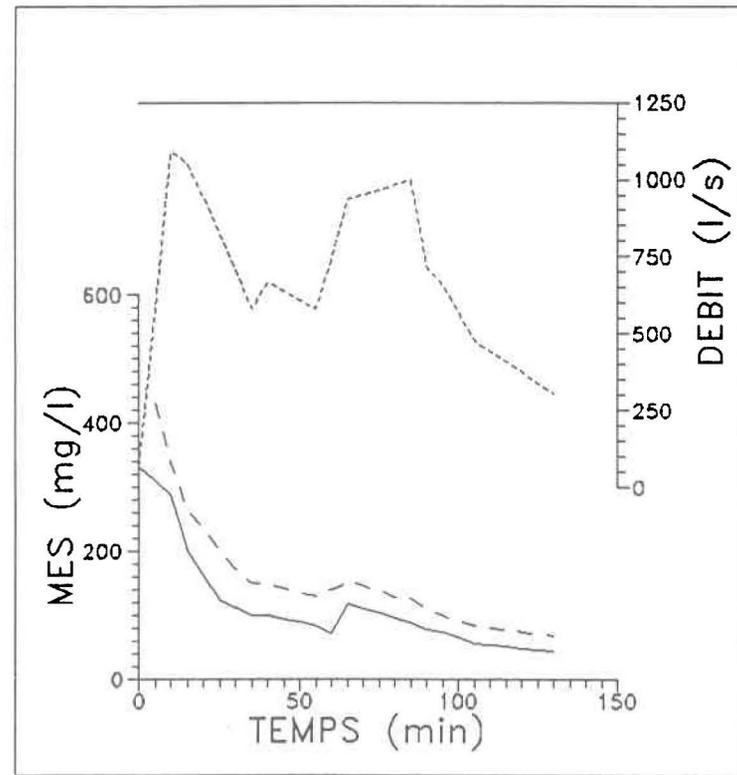


Figure 4.11 Pluie du 22 juin 1982
Bassin No 12



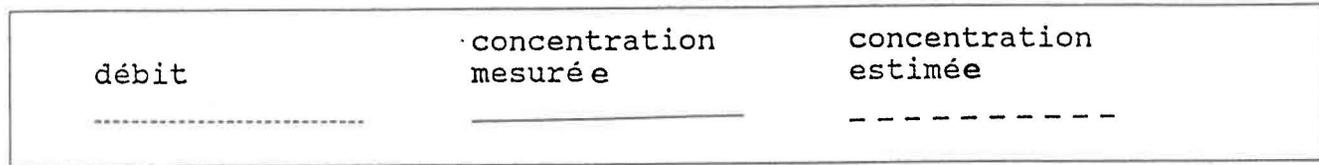


Figure 4.12 Pluie du 28 juillet 1982
Bassin No 14

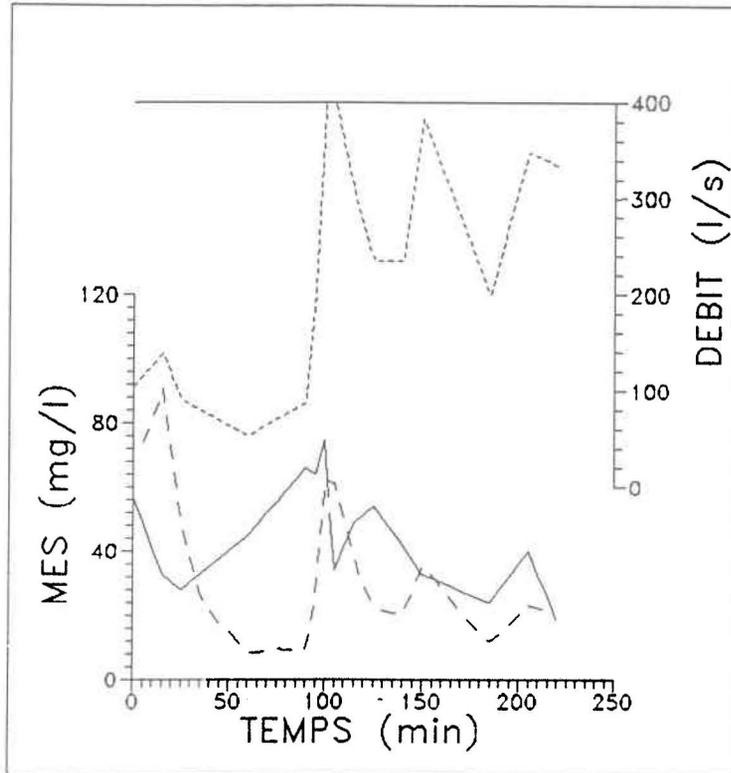
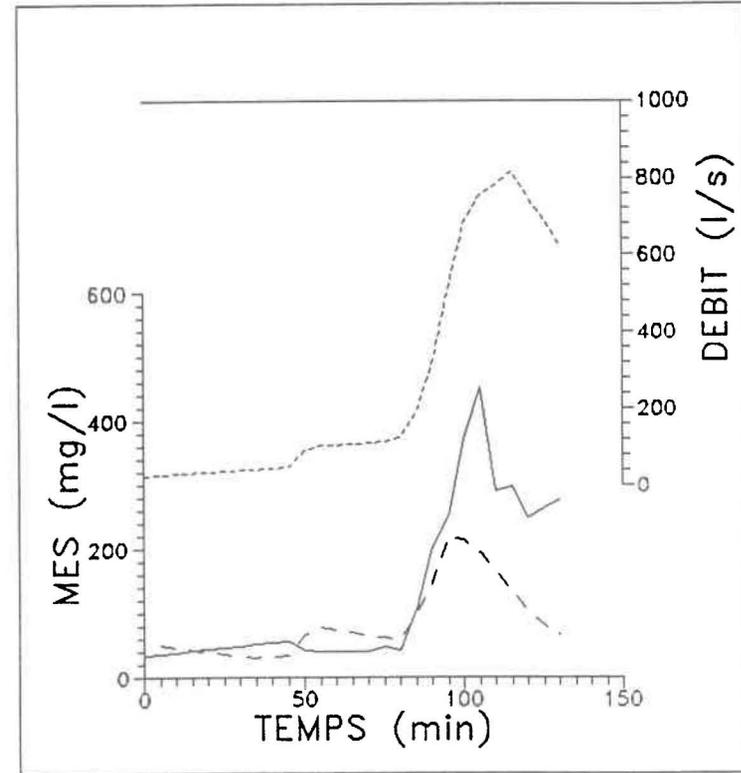


Figure 4.13 Pluie du 16 juin 1982
Bassin No 14



4.6 Modèles de prédiction avec mesure qualitative en temps réel

Si on se réfère au diagramme de prédiction suggéré en 4.1 (figure 4.2), la prédiction du terme qualitatif est possible à partir de deux sources d'informations distinctes ; les termes quantitatifs mesurés ou prédits relatifs au même pas de temps, et le terme qualitatif mesuré en temps réel.

De plus, dans la première approche, on remarque que la forme du modèle No 24 est particulièrement intéressante puisque les deux termes représentent deux estimations ou entités distinctes. Le premier terme est une estimation de la concentration à partir d'un débit (Q) et de HTC se produisant au même pas de temps que la valeur recherchée. Dans le cas du deuxième terme, les paramètres utilisés originent du pas de temps précédent. Or, si l'on recherche à prédire à court terme la concentration au pas de temps suivant, le deuxième terme est en fait une estimation de la concentration mesurée en temps réel. Dans le cadre de la deuxième approche où l'on considère comme disponible une mesure qualitative en temps réel, ce deuxième terme peut être directement remplacé par la mesure qualitative reliée à un coefficient de calibration établissant son importance dans la détermination de la qualité au pas de temps suivant.

Modèle No 24

$$\text{CON} = \frac{aQ^c}{1 + \text{HTC}^d} + \frac{bQ_o^c}{1 + \text{HTC}_o^d} \quad [4.7]$$

Nouvelle approche proposée ;

$$\text{CON} = \frac{aQ^c}{1 + \text{HTC}^d} + b\text{CON}_0 \quad [4.8]$$

Afin de prédire plus d'un pas de temps à l'avance, on peut utiliser la même forme d'équation pour chacun des pas de temps et remplacer la concentration mesurée par la prédiction de la concentration du pas de temps précédent.

Ainsi, on a :

1^{er} pas de temps,

$$\text{CON1} = \frac{aQ^c}{1 + \text{HTC}^d} + b\text{CON0} \quad [4.9]$$

2^e pas de temps,

$$\text{CON2} = \frac{aQ^c}{1 + \text{HTC}^d} + b\text{CON1} \quad [4.10]$$

3^e pas de temps,

$$\text{CON3} = \frac{aQ^c}{1 + \text{HTC}^d} + b\text{CON2} \quad [4.11]$$

Et ainsi de suite.

Comme déjà mentionné, il existe sûrement une corrélation entre les concentrations se succédant pour de courts laps de temps. La considération de la mesure ou de l'estimation au pas de temps précédent devrait donc permettre au modèle d'améliorer sa performance par comparaison à la première approche.

Pour réaliser la calibration des modèles proposés et pour estimer leur performance, nous considérons l'erreur de mesure du terme qualitatif en temps réel comme étant nulle. En ignorant l'erreur lors de la calibration, l'optimisateur privilégie la mesure qualitative en relation au premier terme du modèle. Malgré ce fait, la calibration devrait être représentative du potentiel de la relation proposée.

Le modèle est calibré pour chaque pas de temps dont on recherche à prédire la qualité. En effet, l'importance du terme qualitatif issu du pas de temps précédent est inversement proportionnel à l'intervalle de temps choisi ; la variation de la qualité entre deux instants risque d'être élevée si le temps entre les deux est plus grand.

Tableau 4.10 Sixième étude de performance

MODELE No	ÉQUATION	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²
40	CON1 = $\frac{aQ^c}{1 + HTC^d} + bCON0$	0.15	0.22	15.5	31.3	0.942
41	CON2 = $\frac{aQ^c}{1 + HTC^d} + bCON1$	0.24	0.37	20.9	47.4	0.897
42	CON3 = $\frac{aQ^c}{1 + HTC^d} + bCON2$	0.28	0.38	24.4	52.9	0.864
43	CON4 = $\frac{aQ^c}{1 + HTC^d} + bCON3$	0.32	0.45	25.6	59.1	0.810
44	CON5 = $\frac{aQ^c}{1 + HTC^d} + bCON4$	0.35	0.47	26.2	61.1	0.731
45	CON6 = $\frac{aQ^c}{1 + HTC^d} + bCON5$	0.35	0.47	26.0	62.1	0.643

Les résultats de la calibration du modèle pour les prédictions jusqu'à six pas de temps témoignent de la corrélation significative existant entre les concentrations successives pour de courts laps de temps (voir tableau 4.10). Même pour une prédiction de 30 minutes, une mesure en temps réel améliore l'estimation de plus de 20% en moyenne. Il en résulte cependant une atténuation des variations estimées par rapport à celles mesurées.

Dans un deuxième temps, on recherche à estimer la performance des modèles développés en ajoutant à la mesure en temps réel une erreur de mesure. Variable dans le temps, cette erreur de mesure est générée par l'estimation de la concentration des MES à partir d'une mesure indirecte. Nous ne désirons pas ici étudier et caractériser la meilleure technique de mesures en temps réel. Dans le cadre du présent exercice, nous tentons simplement d'évaluer l'ordre de grandeur attendu des erreurs. Drozier (1977) a étudié la relation entre la turbidité des eaux et les MES sur quatre bassins de la région de Montréal. Celui-ci a développé une relation linéaire reliant les deux termes présentant des résultats intéressants (tableau 4.11).

Tableau 4.11 **Corrélation MES-Turbidité (Drozier, 1977)**

BASSIN	POINTS	N	r
Henri-Julien	T	67	0.705
	SPA	63	0.815
Meilleur Atlantique	T	49	0.756
	SPA	43	0.915
Décarie Raimbault	T	92	0.843
	SPA	79	0.907
Curotte Papineau	T	59	0.893
	SPA	47	0.951

T : Tous les points sont considérés.
 SPA : Élimination des points aberrants (Sans Points Aberrants)
 N : Nombre de points
 r : Coefficient de corrélation

A partir des mesures effectuées dans le cadre de cette étude, une fonction de distribution caractérisant la variation des erreurs de mesure ou d'estimation est sélectionnée. Le test du Chi-Carré nous permet de vérifier que la fonction de distribution de la loi normale peut simuler cette variation.

Fonction de distribution de la loi normale centrée-réduite :

$$f(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-u^2/2} \quad [4.12]$$

A partir d'un générateur de variable aléatoire, la performance du modèle proposé est calculée pour les trois premiers pas de prédiction. La performance du modèle est naturellement affectée par la présence de l'erreur d'estimation de la mesure indirecte. De même, la performance devient variable pour un même épisode étant donné la nature aléatoire de la variable simulant l'erreur d'estimation. Pour estimer la moyenne en terme de performance, la simulation est donc exécutée à plusieurs reprises (plus de 1000 fois).

Tableau 4.12 Septième étude de performance

MODELE No	ÉQUATION	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2
40	$CON1 = \frac{aQ^c}{1 + HTC^d} + bCON0$	0.38	0.44	42.1	60.2
41	$CON2 = \frac{aQ^c}{1 + HTC^d} + bCON1$	0.34	0.45	33.0	58.9
42	$CON3 = \frac{aQ^c}{1 + HTC^d} + bCON2$	0.34	0.46	32.6	61.9

La conclusion principale à retirer des résultats au tableau 4.12 est le niveau de prédiction supérieur de ceux-ci par rapport au modèle No 24 ; l'erreur de prédiction est en effet inférieure de moitié. La prédiction à partir d'une combinaison de mesures quantitatives et d'une mesure qualitative permet ainsi d'améliorer la performance moyenne du générateur de qualité. L'importance de chaque terme est variable lors de la prédiction de la qualité dépendamment de la longueur du pas de prédiction. L'influence de la mesure qualitative en temps réel est ainsi plus marquée pour une prédiction de 5 minutes que pour une prédiction de l'état futur dans 15 minutes ; la corrélation significative des concentrations mesurées consécutivement explique ce fait.

4.7 Test des classes

Nous croyons bon d'évaluer de façon différente la performance potentielle des modèles développés de façon à quantifier cette performance en tenant compte des objectifs spécifiques propres au contrôle d'un réseau d'égout en temps réel. Nous ne pouvons nier le fait que les modèles générés ne réussissent pas à estimer avec précision les concentrations ; des erreurs relatives de plus de 100% sont observées. La prédiction exacte des concentrations à chacun des pas de temps n'est cependant pas essentielle à l'application projetée ; seule la variation relative des concentrations et la prédiction des hausses et des baisses de concentration sont des informations nécessaires au contrôle qualitatif pour lui permettre d'être efficace. Pour vérifier si ces objectifs sont atteints, deux tests statistiques sont élaborés par lesquels on vérifie si les modèles génèrent des estimations jugées adéquates en comparaison de la gamme de variation des concentrations observées.

A partir de la gamme des mesures, nous définissons en premier lieu 12 classes de concentration où les bornes sont équidistantes (différence de 100 mg/l entre chaque borne). En deuxième lieu, un test avec classes équiprobables est étudié à titre de comparaison (10 classes).

Tableau 4.13 Définition des bornes des tests des classes

TEST DES CLASSES # 1			TEST DES CLASSES # 2		
12 classes avec bornes équidistantes			10 classes équiprobables		
CLASSE	BORNES		CLASSE	BORNES	
	MINIMUM [mg/l]	MAXIMUM [mg/l]		MINIMUM [mg/l]	MAXIMUM [mg/l]
1	0.0	100.0	1	0.0	36.0
2	100.0	200.0	2	36.0	47.7
3	200.0	300.0	3	47.7	58.8
4	300.0	400.0	4	58.8	72.6
5	400.0	500.0	5	72.6	87.0
6	500.0	600.0	6	87.0	107.0
7	600.0	700.0	7	107.0	133.5
8	700.0	800.0	8	133.5	177.0
9	800.0	900.0	9	177.0	260.0
10	900.0	1000.0	10	260.0	1200.0
11	1000.0	1100.0			
12	1100.0	1200.0			

Différentes variables sont définies pour évaluer la capacité des modèles à générer des estimations se retrouvant dans les mêmes classes ; pour ce faire, pour chaque valeur mesurée et estimée, on assigne le numéro de la classe à laquelle elle appartient. La variable C représente la différence en unité de classe lorsque les concentrations mesurées et estimées pour un pas de temps ne sont pas dans la même classe. Par exemple, si la classe de la valeur mesurée est de 2 et celle de la valeur estimée est de 4, C égale à 2. Lorsque les deux valeurs se retrouvent dans la même classe, C égale à 0. C2 représente cette même différence de classe mais cette fois-ci élevé au carré. CMOY est la moyenne des C calculés

pour chaque pas de temps. Les résultats présentés dans les tableaux 14 et 15 concernent l'ensemble des données (la totalité des pluies et des bassins étudiés).

Tableau 4.14 Résultats pour le test des classes # 1

MODELES		PLUIE DE CALIBRATION			PLUIE DE VÉRIFICATION		
		C	C2	CMOY	C	C2	CMOY
24		261.0	351.0	0.39	358.0	636.0	0.69
40	sans erreurs de mesure	84.0	100.0	0.13	156.0	322.0	0.30
41		118.0	128.0	0.18	237.0	481.0	0.47
42		146.0	160.0	0.23	260.0	550.0	0.53
40	avec erreurs de mesure	241.3	436.4	0.36	287.8	547.2	0.55
41		205.6	272.9	0.32	293.2	588.6	0.58
42		199.6	254.1	0.32	292.9	603.4	0.60

Tableau 4.15 Résultats pour le test des classes # 2

MODELES		PLUIE DE CALIBRATION			PLUIE DE VÉRIFICATION		
		C	C2	CMOY	C	C2	CMOY
24		1188.0	3462.0	1.78	1063.0	3849.0	2.04
40	sans erreurs de mesure	370.0	478.0	0.56	369.0	881.0	0.71
41		601.0	1007.0	0.93	626.0	1726.0	1.30
42		702.0	1398.0	1.12	719.0	2355.0	1.46
40	avec erreurs de mesure	1009.4	2863.9	1.51	803.6	2552.8	1.54
41		840.9	1937.5	1.30	802.0	2479.4	1.58
42		873.9	2140.6	1.39	862.3	2974.3	1.76

A l'analyse des résultats, on remarque la facilité des modèles à estimer les concentrations dans les bonnes classes avec le test # 1 en comparaison avec le test # 2. Ceci est dû au fait que la performance pour le test des classes # 2 est grandement influencée par les erreurs générées pour de faibles concentrations ; les bornes pour ces tests sont beaucoup plus rapprochées pour les faibles valeurs de concentrations en raison de leurs abondance en nombre lors des mesures. Or, de telles erreurs n'auront aucune influence sur la performance du contrôle. Celui-ci ne requiert en effet que la connaissance du passage de faibles concentrations à fortes et inversement. A ce titre, le test #1 donne une meilleure idée du potentiel d'application des modèles. Il réussit à cet effet à quantifier le potentiel des modèles à transmettre de bonnes informations dans le cadre d'un contrôle.

Malgré l'erreur d'estimation générée par la mesure indirecte du paramètre qualitatif (MES-Turbidité), l'utilisation de cette mesure est justifiée par les résultats du test # 1 . Les modèles Nos 40, 41 et 42 sont légèrement plus aptes à estimer dans quelles classes les concentrations se trouvent par rapport au modèle No 24.

4.8 Discussion

Performance des modèles

En comparaison aux variables statistiques calculées pour estimer la performance des modèles développés, les graphiques où figurent les pollutogrammes mesurés et prédits demeurent meilleurs juges, à notre avis, de la capacité des modèles à estimer la variation relative du terme qualitatif. Comme déjà mentionné, ces figures permettent de bien visualiser la capacité du modèle No 24 à reproduire le synchronisme de la majorité des variations en concentration.

La série des autres modèles utilisant en plus une mesure qualitative en temps réel permet d'améliorer légèrement ces prédictions. Pour des intervalles de moins de 30 minutes, la corrélation entre les concentrations est significative.

Importance des phénomènes physiques influents

L'interprétation des résultats permet de déterminer plus précisément l'importance relative des phénomènes physiques jouant un rôle dans la variation des concentrations de matières en suspension, du moins pour les bassins de drainage de Québec.

L'influence de l'énergie de la pluie et de l'écoulement sur le décollement et le transport des particules ne fait aucun doute ; le synchronisme entre l'hydrogramme et le pollutogramme est presque toujours observé pour des débits élevés, c'est-à-dire supérieurs de 3 jusqu'à 5 fois le débit de temps sec ($Q > 300$ l/s).

On a pu observer une baisse graduelle et notable de la disponibilité des polluants du début en allant vers la fin d'un événement pluvieux. Il est cependant difficile d'évaluer si cela s'explique par l'entraînement de toute la réserve de polluants présente en surface dès le début de la pluie ou si une épaisse couche de particules est toujours là après l'avènement d'un premier pic en concentration. Pour maintenir des concentration élevées par la suite, il faudrait déployer plus d'énergie pour les décoller. Les variations de qualité observées lors de deux pluies consécutives (pluies du 21 et 22 juin 1982 et période critique du 29 juin 1982) semblent favoriser la deuxième hypothèse ; de fortes concentrations ont pu être observées lors de la deuxième pluie ou pointe de débit. On peut ainsi penser que la réserve en polluant reste importante même après une pointe de débit ; les polluants sont seulement plus difficilement accessibles.

Les caractéristiques physiques des bassins de drainage (occupation du sol, superficie totale et imperméable) n'ont pas été considérées lors de la modélisation. On a plutôt calibré les modèles pour chacun des bassins en considérant que la calibration prendrait en considération les différences de comportement hydraulique et la variation de la qualité entre les bassins.

Cependant, une calibration du modèle No 24 pour l'ensemble des bassins étudiés (tableau 4.14) montre que la performance est la même que les bassins soient considérés indépendamment ou non ; seule le coefficient de corrélation diffère en raison principalement du nombre différent de données utilisées lors de la calibration. L'influence des diversités physiques des bassins ne semble donc pas être significative.

Tableau 4.16 Comparaison entre une calibration pour l'ensemble des données (tous les bassins) et la moyenne des calibrations bassin par bassin

MODELE No 24	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²
Moyenne des résultats pour les calibrations bassin par bassin	0.51	0.66	44.1	72.4	0.706
Calibration pour l'ensemble des données (tous les bassins)	0.57	0.61	49.3	66.6	0.532

Etude de caractérisation

Espérer simuler le comportement qualitatif des bassins avec précision ne peut être réalisé qu'avec une série d'évènements pluvieux diversifiées. Le groupe de pluies étudiées dans ce document est restreint. On a tout de même réussi à bien

s'explique par la division des pluies étudiées en deux groupes ; les pluies possédant les caractéristiques pluviométriques extrêmes (Intensité, hauteur totale et durée) ont servi à la calibration, les autres à la vérification.

Les modèles sont soumis aux limitations de la banque de données ayant servi à leur calibration. Une extrapolation avec des conditions autres que celles utilisées lors de l'exercice de calibration pourrait être critique. Ceci se vérifie aussi bien dans le cas des caractéristiques hydrologiques et démographiques des bassins que pour les caractéristiques pluviométriques.

5. INTÉGRATION DE LA QUALITÉ DANS LE CONTROLE EN TEMPS RÉEL

5.1 Un logiciel de simulation du contrôle en temps réel

5.1.1 Description générale

Nous utilisons un ensemble d'algorithmes développés par Isabel (Wilson, 1987) pour tester les modèles de qualité développés lors de l'application d'un contrôle en temps réel sur un réseau unitaire.

Simulant différents types de contrôle, ce logiciel permet de faire la gestion de régulateurs situés le long de l'intercepteur et d'en vérifier l'efficacité selon les données disponibles et les objectifs fixés.

Le système de simulation du contrôle en temps réel développé comporte les différents éléments suivants :

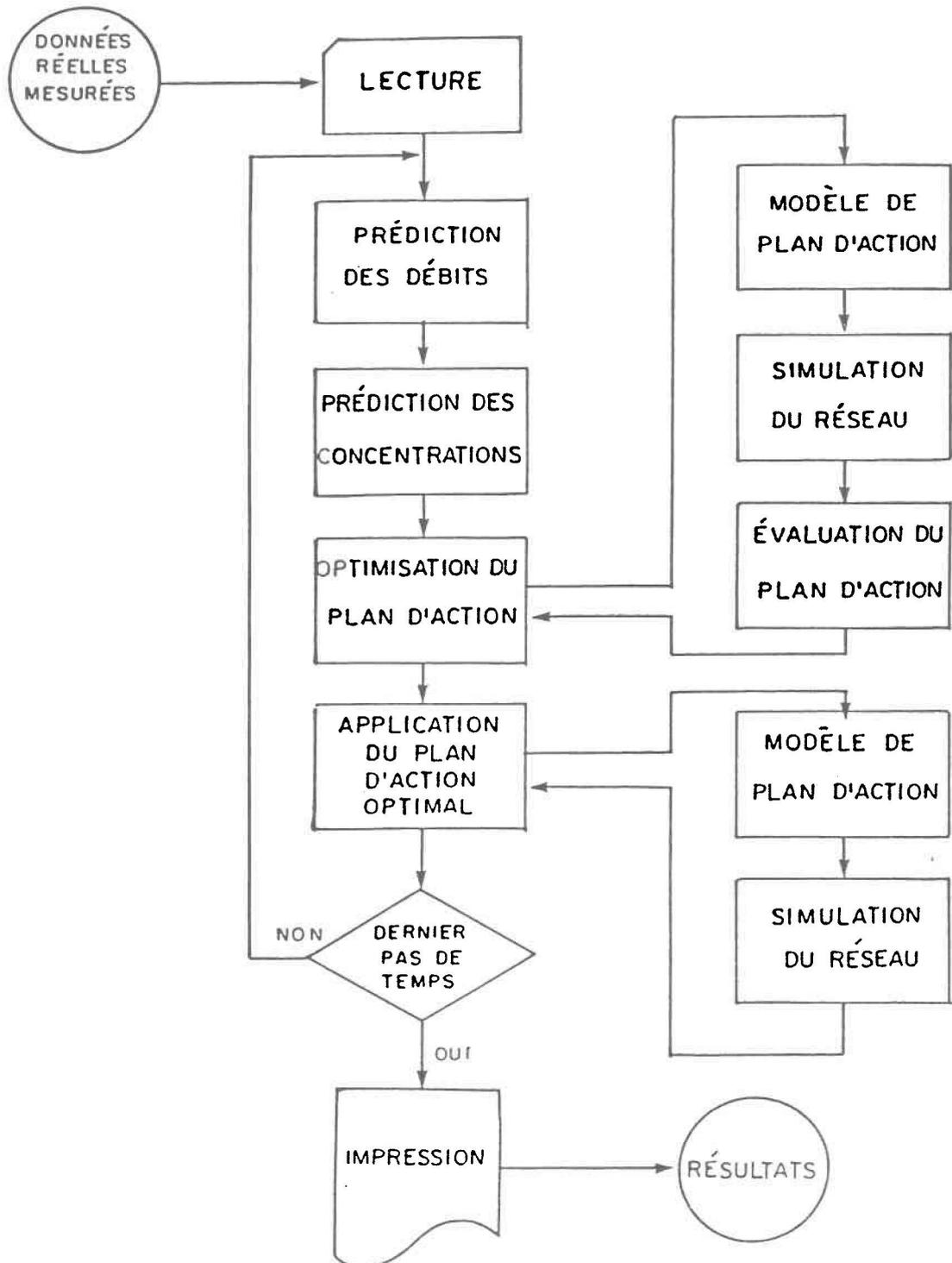
- . un modèle de transfert en réseau
- . un modèle de prédiction des débits
- . un modèle de prédiction des concentrations
- . un optimisateur
- . un modèle de plan d'action
- . une méthode d'évaluation du plan d'action

Le programme développé s'apparente au schéma d'un algorithme de contrôle prédictif intégré. La figure 5.1 présente le schéma de la structure du système de simulation. Une brève description des éléments du programme est présentée par la suite ; il est suggéré de consulter Wilson (1987) pour une présentation plus détaillée du dit logiciel.

Des données réelles mesurées (hydrogrammes et pollutogrammes concomittants des bassins étudiés) sont aussi nécessaires pour permettre l'évaluation du contrôle. Possédant des données de nature quantitative et qualitative pour cinq bassins de drainage de la région de Québec, la simulation du contrôle porte sur un réseau unitaire comprenant un intercepteur de cinq tronçons et cinq régulateurs en série.

Figure 5.1

Schéma de la structure du système de simulation
(Wilson, 1987)



La durée des calculs pour un unique pas de temps est de moins de 10 secondes sur un micro-ordinateur de type PC 386 équipé d'un co-processeur mathématique. Ceci est raisonnable considérant que pour le contrôle en temps réel simulé, les décisions sont prises à toutes les 5 minutes.

5.1.2 Le modèle de prédiction des débits

Basé sur la simulation du comportement futur du réseau, le contrôle prédictif intégré demande à connaître les débits futurs à chacun des régulateurs.

Comme déjà mentionné au chapitre 4, l'absence de données météorologiques et une banque de données quantitatives de faible dimension nous empêche de développer un modèle performant. Nous avons dû renoncer à l'emploi d'un modèle de prédiction et plutôt utiliser les valeurs réelles mesurées.

5.1.3 Le modèle de prédiction de la qualité

Les modèles de qualité développés au chapitre 4 sont inclus dans le présent logiciel. Les prédictions générées par les modèles sont naturellement considérées lors de la sélection du plan d'action optimum.

Pour les modèles Nos 40-41-42 où l'on considère la disponibilité d'une mesure en temps réel, le générateur de valeur aléatoire précédemment mis sur pied est aussi inclu pour prendre en considération les erreurs de mesure possibles.

5.1.4 Le modèle de transfert en réseau

Le transfert en réseau est effectué à l'aide d'un algorithme de transfert par onde cinématique qui résout simultanément les équations du bilan de masse et du bilan d'énergie. C'est donc un modèle de transfert non-linéaire capable de simuler le laminage observé dans les systèmes réels et causé par l'emmagasinement de l'eau dans les tronçons.

Le modèle permet également de simuler le transfert des polluants dans l'intercepteur à l'aide d'une discrétisation par différences finies de l'équation de conservation de la masse.

5.1.5 Le modèle de plan d'action

Le plan d'action est nécessaire pour définir les variables de contrôle du système, c'est-à-dire les débits qui à chacun des pas de temps de l'horizon de prédiction, sont dirigés à l'intercepteur. Le plan d'action retenu détermine les débits interceptés pour le prochain pas de temps en considérant le comportement attendu du réseau pour l'horizon de prédiction choisi.

En début d'exécution, le premier plan d'action regroupe les débits régularisés à chacune des jonctions qui permettent d'utiliser à plein la capacité de l'intercepteur. Cette option équivaut à l'application d'un contrôle réactif local. Puisque le but recherché est de minimiser les charges de matières en suspension, ce premier plan d'action est comparé à d'autres options qui modifient l'occurrence spatiale et temporelle des déversements.

La détermination des plans d'action testés est effectuée par optimisation. La quantification de la performance des plans d'action est réalisée à l'aide de la fonction objectif qui, dans ce cas représente la sommation des charges en MES déversées aux différents régulateurs et pour l'horizon de prédiction choisi.

5.1.6 La méthode d'optimisation

La sélection du plan d'action optimum est réalisée par optimisation en recherchant le minimum de la fonction objectif. Il a été démontré que la méthode de Powell (Powell, 1965) procure une convergence très rapide et qu'elle est très précise particulièrement en fin d'optimisation.

5.1.7 L'horizon de prédiction

Pour la présente application, l'horizon de prédiction est de 20 minutes. Cette période équivaut au temps de parcours dans l'intercepteur. Ceci permet de considérer des modifications spatiales des déversements pour l'ensemble des régulateurs.

Ainsi, à tous les pas de temps, c'est-à-dire aux cinq minutes, la gestion du réseau est réévaluée en considérant la prédiction des apports pour les vingt prochaines minutes.

5.2 Étude du réseau d'interception

Les mesures quantitatives et qualitatives sont issues d'une étude de cinq bassins de drainage de la région de Québec. Les bassins ne sont cependant pas consécutifs le long de l'intercepteur régional du réseau de Québec (voir figures 4.3 et 5.2). Seulement trois des bassins sont côte à côte et nous avons d'abord penser à remplacer deux des bassins présents le long de cette portion de l'intercepteur par les bassins Nos 2 et 7. Ces bassins ne possédant pas des caractéristiques physiques semblables en terme de superficie et d'occupation du sol, les débits générés et à véhiculer par l'intercepteur ne seront pas du même ordre de grandeur.

Figure 5.2 Représentation schématique d'une partie de l'intercepteur régional de Québec

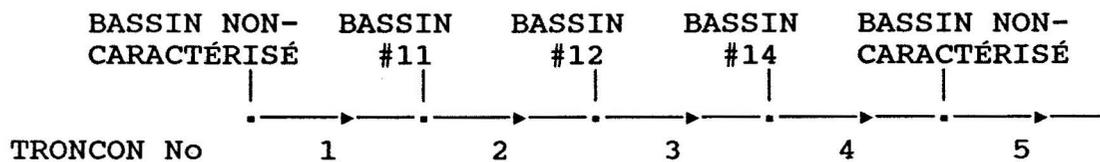


Tableau 5.1 **Caractéristiques de l'intercepteur du réseau de Québec**

TRONCON	LONGUEUR [m]	DIAMETRE [mm]	PENTE [%]	CAPACITÉ [l/s]
1	1036	915	0.30	1035.7
2	555	760	0.53	839.2
3	476	1220	0.10	1287.8
4	555	1220	0.11	1350.6
5	253	1675	0.50	6705.2

Nous proposons donc de modifier la capacité des tronçons de l'intercepteur pour assurer une répartition équivalente des déversements aux différents régulateurs. On ne recherche pas à justifier l'implantation d'une gestion de l'intercepteur de Québec ; de toute façon, on ne pourrait, à partir des données disponibles, étudier le comportement que d'une partie de l'intercepteur.

Nous avons donc choisi de dimensionner un intercepteur théorique de 5 tronçons s'apparentant tout de même à l'intercepteur réel. Pour s'assurer de l'occurrence de déversements aux régulateurs pour toutes les pluies étudiées, la capacité des tronçons de l'intercepteur a été fixée arbitrairement à partir des débits maximums générés par la pluie du 22 juin 1982. Les capacités maximales des tronçons équivaut à la moitié des débits maximums à véhiculer aux jonctions (voir figure 5.3 et tableau 5.2).

Figure 5.3 Représentation schématique du réseau fictif d'interception No 1

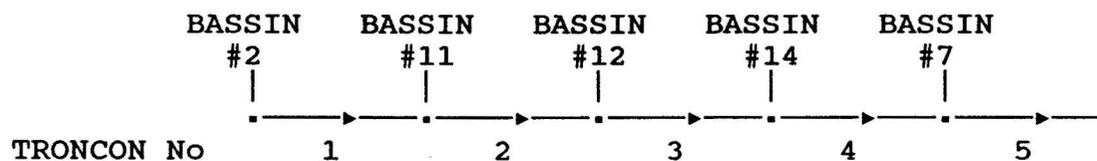


Tableau 5.2 Caractéristiques du réseau fictif d'interception No 1

TRONCON	LONGUEUR [m]	DIAMETRE [mm]	PENTE [%]	CAPACITÉ [l/s]
1	500	750	0.30	609.5
2	500	750	0.53	810.1
3	500	1200	0.12	1349.9
4	500	1350	0.11	1769.3
5	500	1350	0.15	2066.1

Un débit constant de 342 l/s est supposé en amont de la première jonction lors du dimensionnement ; celui-ci représente la capacité maximale du tronçon amont existant de l'intercepteur. Ce débit est simulé lors de nos simulations pendant toute la durée de tous nos événements pluvieux, ne permettant pas d'utiliser la capacité résiduelle normalement disponible en amont qui serait normalement présente à certains moments. L'étude du contrôle de l'intercepteur fictif est restreinte à la portion d'intercepteur où les débits originant des bassins de drainage sont connus.

Différents essais sont ensuite effectués en modifiant les caractéristiques du réseau d'interception : augmentation de la capacité de l'intercepteur, déplacement de la position des bassins de drainage le long de l'intercepteur et autres. Ces modifications apportées au réseau fictif d'interception No 1 permettent de définir de nouveaux réseaux théoriques qui sont clairement identifiés et justifiés lors des divers essais.

5.3 Méthodologie expérimentale

Le logiciel de simulation du contrôle du réseau d'interception est utilisé pour analyser les résultats escomptés de différents types de contrôle en temps réel. Tout d'abord, on simule deux contrôles prédictifs intégrés utilisant les modèles de qualité développés; dans un premier temps, le modèle No 24 est inclus dans le logiciel. Pour le deuxième type de contrôle, les informations qualitatives sont fournies par les modèles Nos 40, 41 et 42 ; c'est donc dire que l'on suppose la disponibilité d'une mesure en temps réel de la matière en suspension. L'erreur de mesure présente est générée de façon aléatoire et selon les mêmes critères que lors des tests de classe. La présence de ce terme aléatoire fait varier les plans d'action choisis et la performance du contrôle en terme de charges déversées pour une même pluie. Au total, 100 simulations sont réalisées pour ce contrôle, desquelles résultent une performance moyenne suffisamment fiable.

De façon à analyser et comparer l'efficacité des deux contrôles prédictifs intégrés, deux autres types de simulation sont ensuite réalisés : un contrôle réactif local et un contrôle prédictif intégré où les valeurs de qualité prédites sont remplacées par les mesures exactes pour l'horizon de prédiction considéré.

Ce dernier contrôle quantifie en terme de diminution de charges déversées, le maximum qu'un contrôle prédictif intégré peut espérer réaliser en comparaison d'un contrôle réactif local. Ce contrôle réussit à déterminer l'ensemble des plans

d'action optimums pour déverser des eaux moins chargées dans le cadre des simulations réalisées. Les principales caractéristiques des simulations consistent en l'application d'un nouveau plan d'action à toutes les cinq minutes, un horizon de prédiction de 20 minutes et une fonction objectif recherchant la minimisation des charges en MES.

La performance des contrôles de type prédictif intégré est analysée à partir de la différence relative des charges déversées versus un contrôle réactif local (PERF). Le rapport en pourcentage de ces différences relatives, pour un contrôle agencé au modèle de qualité développé et pour un contrôle prédictif où la variation exacte de la qualité est connue, nous confirme l'efficacité des modèles de qualité à bien informer le contrôleur (RECUP).

Le réseau fictif d'interception No 1 tel que dimensionné ne favorise pas, à notre avis, une performance notable d'un contrôle prédictif intégré en comparaison d'un contrôle réactif local. Certaines caractéristiques du réseau et de son comportement expliquent ce fait et sont explicitées lors de la présentation des essais et des résultats en annexe F. On propose d'amener diverses modifications au réseau d'interception pour avantager et obtenir des charges déversées minimales de matières en suspension. On est ainsi à même d'analyser l'efficacité des modèles de qualité à prédire l'aspect qualitatif des eaux et ainsi à bien informer le contrôleur. Les modifications permettent, de plus, d'analyser les conditions et caractéristiques d'un réseau favorisant une performance intéressante d'un contrôle prédictif intégré.

5.4 Efficacité des modèles de qualité dans le cadre d'un contrôle en temps réel

En première analyse, disons que l'utilisation de modèles de qualité permet au contrôle prédictif intégré d'obtenir une efficacité supérieure en comparaison au contrôle réactif local. Certains de ces résultats sont présentés en annexe F pour le contrôle utilisant le modèle No 24. D'autres résultats pour différents réseaux d'interception sont décrits au tableau 5.3. Lorsque comparé au contrôle prédictif intégré, dont la variation de la qualité future est connue avec précision, le contrôle prédictif intégré utilisant le modèle No 24 réussit à récupérer jusqu'à environ 75 % des charges récupérables lorsque le comportement qualitatif des eaux est connu (selon les caractéristiques du réseau, variation de 50.4 % à 80.7 %). Ceci confirme l'efficacité du modèle de qualité à bien simuler les variations temporelles de la matière en suspension. Les imprécisions générées par le modèle de qualité n'affectent pas significativement le contrôleur évitant ainsi de sélectionner des plans d'action non-compatibles avec l'objectif fixé, c'est-à-dire, minimiser les charges en MES déversées.

Tableau 5.3 Résultats des contrôles pour différents réseaux fictifs d'interception

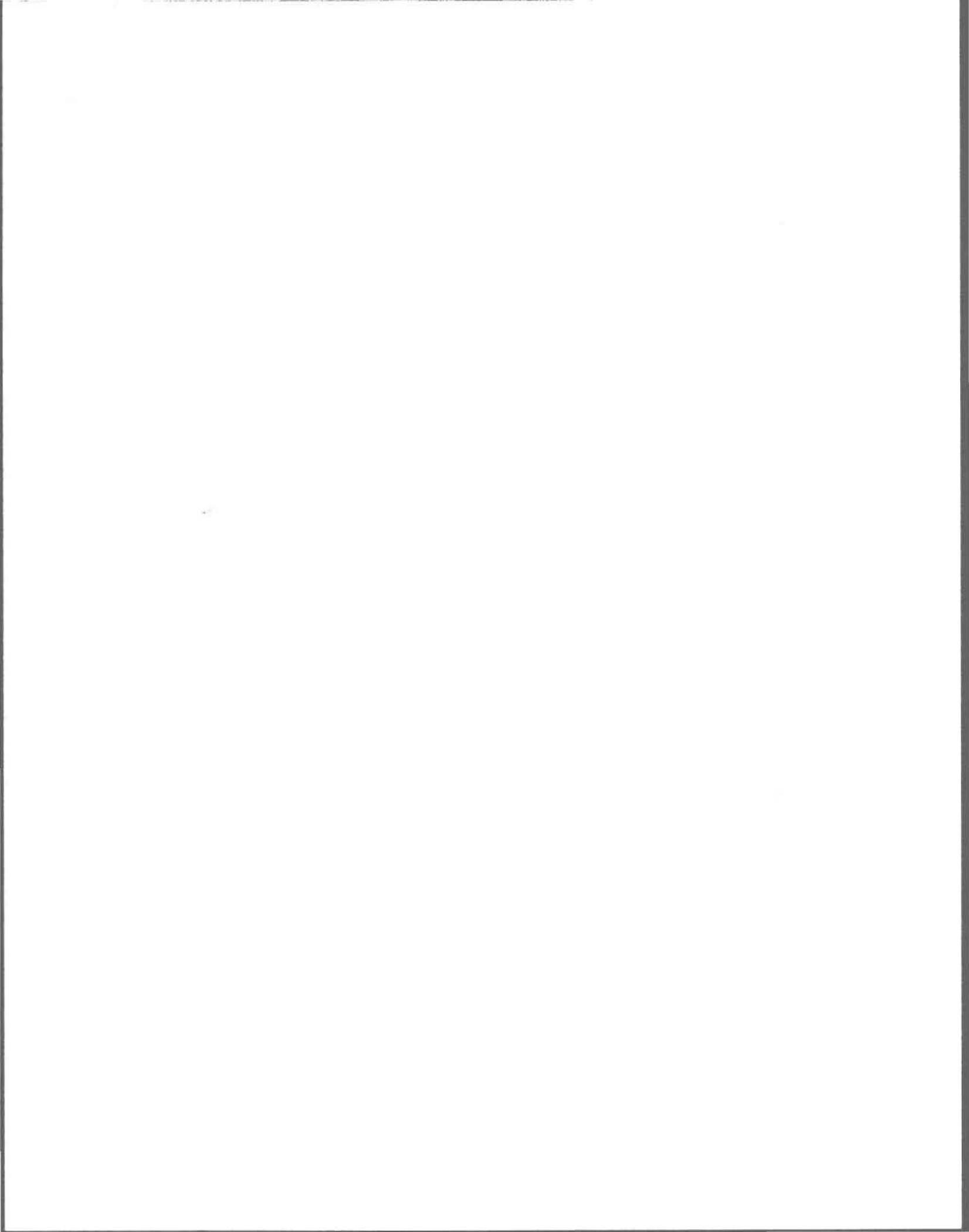
No RÉSEAU FICTIF	PARTICULARITÉS	CONTROLE RÉACTIF		CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MESURES			CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MODELE No 24			
		VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	CHARGES DÉVERSÉES [m ³]	CHARGES RÉCUPÉRÉES [kg]	PERF [%]	CHARGES DÉVERSÉES [m ³]	CHARGES RÉCUPÉRÉES [kg]	PERF [%]	RECUP [%]
2	Position des bassins modifiés	81605.6	20853.1	18991.5	1861.6	8.9%	19592.9	1260.2	6.0%	67.7%
8	Position des bassins modifiés Diamètres de l'intercepteur supérieurs de 6 pouces Hydrogrammes des bassins # 7 et # 11 retardés de 15 minutes	50833.0	14607.9	12201.6	2406.3	16.5%	12866.9	1741.0	11.9%	72.4%
9	Position des bassins modifiés Diamètres de l'intercepteur supérieurs de 12 pouces Hydrogrammes des bassins # 7 et # 11 retardés de 15 minutes	32748.3	10531.7	8416.1	2115.6	20.1%	8949.8	1581.9	15.0%	74.8%
10	Position des bassins modifiés Diamètres de l'intercepteur supérieurs de 6 pouces Hydrogrammes des bassins # 7 et # 11 retardés de 30 minutes	45020.2	13161.8	10605.0	2556.8	19.4%	11204.6	1957.2	14.9%	76.5%
11	Position des bassins modifiés Diamètres de l'intercepteur supérieurs de 12 pouces Hydrogrammes des bassins # 7 et # 11 retardés de 30 minutes	27498.0	8919.8	6761.1	2158.7	24.2%	7217.8	1702.0	19.1%	78.8%

Les modèles de qualité Nos 40-41-42 utilisant une mesure qualitative en temps réel sont appliqués aux réseaux théoriques d'interception Nos 2 et 10 (tableaux F.5 et 5.4). Résultat surprenant, le contrôle prédictif intégré utilisant une mesure en temps réel présente une performance moyenne inférieure par rapport au contrôle utilisant le modèle No 24. Cette performance inférieure n'était pas attendue considérant le potentiel supérieur de la mesure en temps réel, et des modèles Nos 40-41-42 à estimer la qualité des eaux véhiculées en comparaison au modèle No 24.

Ces résultats s'expliquent par la nature du comportement des erreurs générées par une mesure qualitative en temps réel que le simulateur de contrôle n'a pu bien représenter. Nous croyons à cet effet qu'une corrélation significative existe entre les erreurs d'estimation pour un même événement pluvieux. Des mesures qualitatives en temps réel ont tendance à sous-estimer ou surestimer la qualité véritable des eaux pendant tout un événement pluvieux ou du moins pour un certain laps de temps. Le générateur aléatoire utilisé dans les simulations ne réussit donc pas à recréer adéquatement la réalité et vient affecter la performance du contrôle lors des simulations. En pratique, nous croyons cependant que l'utilisation de la mesure qualitative en temps réel devrait permettre d'améliorer le contrôle en comparaison à un contrôle où un modèle de qualité purement prédictif est utilisé. Il n'est cependant pas possible d'estimer cette amélioration.

Tableau 5.4 Résultats des contrôles pour le réseau fictif d'interception No 10

RÉSEAU FICTIF No 10			INVERSION DES BASSINS AUGMENTATION DE LA CAPACITÉ DE L'INTERCEPTEUR (DIAMETRES SUPÉRIEURS DE 6 POUÇES) HYDROGRAMMES DES BASSINS # 7 ET # 11 RETARDÉS DE 30 MINUTES								
PLUIE	CONTROLE RÉACTIF		CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MESURES			CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MODELE No 24			CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MODELE No 40-41-42		
	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]
1	6077.4	3579.3	6388.9	3022.1	15.6%	6471.2	3038.6	15.1%	6542.6	3168.9	11.5%
2	3312.6	269.0	3568.1	172.9	35.7%	3548.1	207.9	22.7%	3963.5	219.4	18.5%
3	517.0	67.1	557.9	45.1	32.8%	602.7	48.5	27.7%	750.5	80.1	
4	48.4	5.8	68.1	5.2	9.3%	68.1	5.2	9.3%	157.7	12.2	
5	20900.8	5380.5	21483.1	4327.7	19.6%	21117.4	4464.3	17.0%	21354.6	4665.0	13.3%
6	0.0	0.0	312.6	21.1		146.6	7.6		1839.1	226.9	
7	14164.0	3860.1	14971.8	3010.8	22.0%	14674.0	3432.5	11.1%	14853.0	3346.1	13.3%
TOTAL	45020.2	13161.8	47350.4	10605.0	19.4%	46628.0	11204.6	14.9%	49461.0	11718.6	11.0%
								RECUP [%] = 76.5%			RECUP [%] = 56.4%



6. CONCLUSION

Les recherches et les études scientifiques et techniques de la dernière décennie ont permis de mieux quantifier le phénomène des débordements des réseaux d'égout unitaires en temps de pluie, et ont commencé à mettre en lumière la gravité des déversements de contaminants découlant de ces débordements.

Avec ces recherches est apparu le besoin de prédire la qualité de ces eaux afin de réaliser une gestion en temps réel basée sur la minimisation des charges déversées. Le travail réalisé ici s'inscrit dans cet axe de recherche. Plusieurs modèles dont le but est de prédire la qualité des eaux usées véhiculées par un réseau unitaire en temps de pluie, ont été développés et vérifiés.

Testés en différé, les modèles de qualité élaborés se sont montrés aptes, en particulier, à simuler la variation relative des concentrations en matières en suspension (MES) observées en temps de pluie. La recherche des variables dominantes et la mise au point des modèles ont en outre permis de confirmer le rôle majeur joué par deux des phénomènes physiques considérés :

- l'hydraulique de la lame de ruissellement en surface qui permet le décollement et le transport des particules ;
- la présence d'un important réservoir de contaminants en surface dont la disponibilité est décroissante plus le lessivage progresse.

Par contre, l'influence des diversités physiques et démographiques des bassins de drainage est moins significative qu'initialement supposé. Même l'abandon de cette influence affecte peu la performance des modèles de qualité.

La sélection des deux variables suivantes s'est révélée judicieuse lors du choix des paramètres de la relation :

- le débit

La mesure de débit est la variable principale ; elle est représentative de l'énergie hydraulique déployée en surface pour décoller et ensuite, transporter les polluants. Elle rend compte ainsi du synchronisme entre la variation du débit et de la concentration des MES, observée lors d'études de caractérisation.

- la hauteur d'eau cumulée

La hauteur d'eau cumulée est représentative de l'historique pluviométrique de la précipitation jusqu'à l'instant de la prédiction et incidemment, des effets relatifs du lessivage sur la réserve utile de contaminants en surface et de sa disponibilité.

Les premiers résultats de modélisation (modèle No 24) se sont révélés justes en termes relatifs. La disponibilité d'une mesure en temps réel est nécessaire pour préciser les concentrations prédites. Même si les erreurs pour de telles analyses sont importantes, la mesure de qualité, jointe aux paramètres de la première relation, vient préciser les concentrations en MES prédites.

Testé dans un contexte de contrôle en temps réel simulé, nous avons pu démontrer l'effet bénéfique en terme de réduction des charges débordées, de l'utilisation du modèle de qualité (modèle No 24). Cependant, l'utilisation de la mesure en temps réel (modèles Nos 40, 41 et 42) a affecté considérablement la performance du contrôleur et généré des charges débordées plus importantes. Ce déclassement s'explique par l'utilisation, dans le système, d'un terme aléatoire pour simuler l'erreur sur les mesures en temps réel. En réalité, nous croyons que la variation des erreurs répond à des cycles et des tendances prononcés et n'est donc pas affecter seulement par une variation aléatoire. Une corrélation positive entre les erreurs de mesure en fonction du temps est présente et n'a pu être considéré lors de nos tests. Seules une caractérisation et une modélisation plus élaborées des variations des erreurs générées par une mesure en temps réel pourraient permettre une meilleure évaluation des bénéfices engendrés par la mesure lors d'un contrôle qualitatif.

La performance des modèles de qualité dépend de la qualité des mesures quantitatives en temps réel et des prédictions de débits obtenues à l'aide d'un modèle de simulation pluie-ruissellement-débit. A l'aide d'appareils de mesure fiables et d'une caractérisation appropriée du comportement hydrologique et hydraulique des bassins de drainage, la performance des modèles de qualité devraient être peu affectée.

La similitude du comportement des différents éléments polluants a été notée à plusieurs reprises suite à l'étude de caractérisation de Québec. La relation proposée (modèle No 24) pourrait ainsi répondre aux besoins de modélisation de certains de ces éléments.

En résumé, les résultats obtenus avec les modèles de qualité sont suffisamment intéressants pour qu'on puisse les utiliser à des fins de planification des interventions sur les réseaux de collecte et de transport des eaux usées urbaines. Ces modèles se sont révélés suffisamment fiables pour qu'on puisse également entrevoir leur utilisation éventuelle dans un système de contrôle en temps réel ou dans un système d'aide à la décision.

Les différentes connaissances reliées à l'aspect qualitatif du ruissellement urbain restent malgré tout peu développées. L'intérêt récent pour ce champ d'expertise et la multitude de phénomènes physiques qui influencent le ruissellement urbain et le comportement des réseaux expliquent en partie cette situation. Le fait de pouvoir entrevoir, au fur et à mesure de l'avancement des connaissances, la prise en considération des aspects qualitatifs dans la conception des ouvrages et des systèmes destinés à contrôler les débordements constitue déjà en soi un changement à l'approche traditionnelle. Le développement doit se poursuivre en ce sens, principalement autour de projets d'implantation concrets, qui permettront de révéler et de surmonter d'autres difficultés rattachées à cette question.

RÉFÉRENCES

- AMMON D.C. (1979) Urban stormwater pollution buildup and washoff relationships. Master of engineering thesis, University of Florida, dept. of environmental engineering sciences, Gainesville.
- BENSON M. (1965) Spurious correlation in hydraulics and hydrology. Journal of the hydraulics division, ASCE, vol 91, No HY4, p. 35-42
- DESBORDES M. (1979) Modèles de gestion dans le domaine de l'assainissement urbain. Laboratoire d'hydrologie mathématique, Université des sciences et techniques du Languedoc, Montpellier, France, rapport no 10/1979, 17 p.
- DROZIER C. (1977) Contrôle de la pollution diffuse : corrélation entre différents paramètres de qualité des eaux d'égout mixtes en temps de pluie : MES-turbidité, BDO₅-COT. Communauté Urbaine de Montréal, Service d'assainissement des eaux, Division des intercepteurs.
- ELLIS J.B. (1986) Pollutational aspects of urban runoff. Urban runoff pollution, NATO ASI Series, Springer-Verlag, p. 1-38
- FIELD R. (1975) The dual functioning swirl combined sewer overflow regulator/concentrator. Water Research, vol 9, p. 507-512
- FIELD R. et R. TURKELTAUB (1981) Urban runoff receiving water impacts: Program overview. Journal of the environmental engineering division, ASCE, vol 107, No EE1, p. 83-100
- GEIGER W.F. (1986) Use of field data in urban drainage planning. Urban runoff pollution, NATO ASI Series, Springer-Verlag, p. 103-126

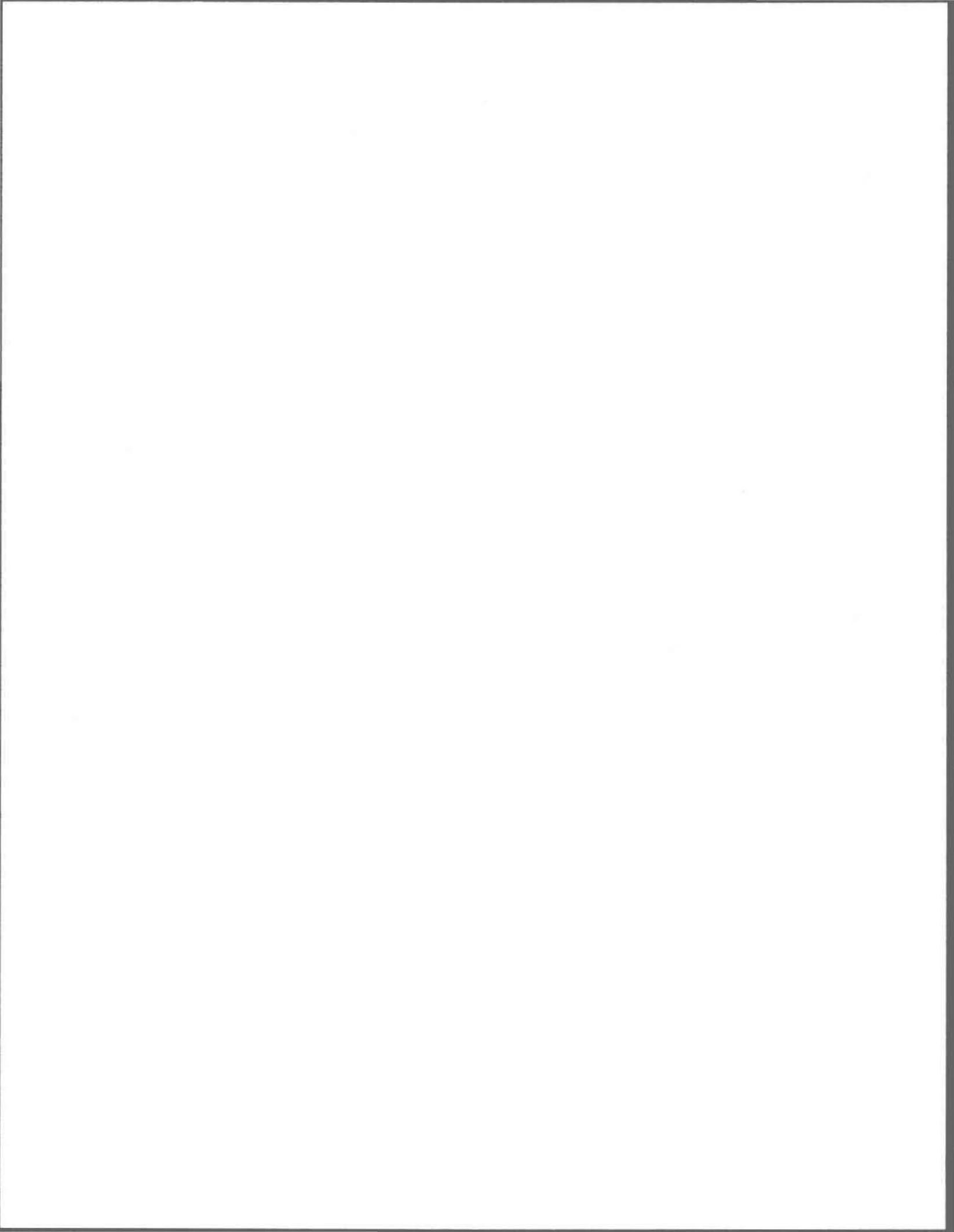
- GEIGER W.F. (1984) Characteristics of combined sewer runoff. Proceedings of the third international conference on urban storm drainage, Göteborg, Sweden, p. 851-860
- HEANEY J.P. et HUBER W.C. (1984) Nationwide assessment of urban runoff impact on receiving water quality. Water Resources Bulletin, American Water Resources Association, vol 20 No 1, p. 35-42
- HEMAIN J.C. (1984) Statistically based modelling of urban runoff quality : State of the art. Urban runoff pollution, NATO ASI Series, Springer-Verlag, p. 277-303
- HEMAIN J.C. (1980) Approche méthodologique pour l'étude de la pollution du ruissellement urbain. Thèse de doctorat, Université des sciences et techniques de l'eau du Languedoc, Montpellier, France, 137 p.
- HUBER W.C. (1986) Modeling urban runoff quality : State-of-the-art. Urban runoff quality - Impact and quality enhancement technology, Proceedings of the engineering foundation conference, Henniker, NH USA, p. 34-48
- HUBER W.C., HEANEY J.P., NIX S.J., DICKINSON R.E. et D.J. POLEMANN (1981) Storm water management model user's manual, Version III. EPI-600-2-84-109a (NTIS PB84-198232), Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH.
- ISABEL D., WILSON L. et J.P. VILLENEUVE (1987) Modèle débit-qualité dans un réseau unitaire en période de pluie. Article soumis pour publication dans la revue canadienne de génie civil.
- JEWELL T.K. et ADRIAN D.D. (1981) Improved techniques for modeling stormwater quality. Proceedings of the second international conference on urban storm drainage , Urbana, Illinois USA, p. 156-165
- LAVALLEE P. et P. LESSARD (1984) Importance de la contamination des débordements de réseau unitaire. Sciences et techniques de l'eau, vol 17, no 4, p. 353-357

- LESSARD P. et LAVALLÉE P. (1984) Combined sewer overflows : the Quebec city experience. Planning and control of urban storm drainage. Proceedings of the Third International Conference on Urban Storm Drainage, Goteborg, 4 au 8 juin 1984, Chalmers University of technology, Goteborg, pp. 831-840
- LESSARD P., BERON P., BRIERE F., ROUSSELLE J. et R. DESJARDINS (1982) Variation de la qualité des eaux en temps de pluie dans un réseau unitaire. La technique de l'eau et de l'assainissement, No 430/431, p. 9-15
- MARCHANDISE P., RUBAN G. et J.P. LEGENDRE (1987) Continuous acquisition of pollution data in sewers with optimal sensors. Proceeding of the fourth international conference on urban storm drainage, Lausanne, Suisse, p. 55-59
- MARGUARDT D.W. (1963) An algorithm for least squares estimation of non-linear parameters. Journal of the society of industrial and applied mathematics, 2:, p. 431-441
- NAKAMURA E. (1980) Mathematical model for improving combined sewer systems. WPGF Journal, 52(5), p.899-905
- NELDER J.A. et R. MEAD (1965) A simplex method for function minimization. The Computer Journal, vol 7, p. 308-313
- PATRY G.G. (1986) Operational algorithms for application in real-time control of combined sewer systems. Urban Runoff Pollution, NATO ASI Series , Springer-Verlag, p. 843-868
- PISSARO W.C., COMMICK D.J. et G.L. ARONSON (1984) Swirl and Helical bend regulator/concentrator for storm and combined sewer overflow control, US EPA report EPA-600-2-84-151, 365 p.
- POWELL, M.J.D. (1965) A method for minimizing a sum of squares of non-linear functions without calculations derivatives. The Computer Journal, vol 7, p. 303-307

- RANCHET J. ET Y. RUPERD (1983) Moyens d'action pour limiter la pollution due aux eaux de ruissellement en système séparatif et unitaire. Tribune Cebedeau, vol 470, no 36, p19-35.
- RIBSTEIN P. et M. DESBORDES (1978) Etude de la qualité du ruissellement urbain : Synthèse bibliographique. Laboratoire d'hydrologie mathématique, Université des sciences et techniques du Languedoc, Montpellier, France, rapport 45/1978, 55 p.
- SARTOR J.D. et G.B. BOYD (1972) Water pollution aspects of streets surface contaminants. U.S. EPA, Environmental Protection technology Series, rapport EDA R2-72-081, EPA Washington D.C., 246 p.
- SCHILLING W. et al. (1987) Real time control of urban drainage systems - The state-of-the-art. The IAWPRC/IAHR Joint committee on Urban Storm Drainage, Task group on real time control of urban drainage systems, 159 p.
- SERVAT E. (1986) TSS, BOD₅ and COD accumulation and transport over urban catchment surfaces : A modeling approach . Urban runoff pollution, NATO ASI Series, Springer-Verlag, p. 277-303
- TROTTA P.D., LABADIE J.W. et N.S. GRIGG (1977) Automatic control strategies for urban stormwater. Journal of the hydraulics division, vol 103, no HY 12, p. 1443-1459
- VILLENEUVE J.P. et LAVALLÉE P. (1986) Measured contribution to river quality deterioration and methodologic approach for negative influence evaluation. Urban runoff pollution, Compte rendu d'un atelier de l'Organisation du traité de l'Atlantique Nord, Montpellier, 26 au 30 Août 1985, pp 379-418
- WILSON L. (1987) Le contrôle en temps réel des réseaux d'égouts unitaires. Thèse de doctorat, INRS-Eau, Université du Québec, Québec, Canada, p. 139
- WU J. S. et R.C. AHLERT (1978) Assessment of methods for computing storm runoff loads. Water Resources Bulletin, American Water Resources Association, vol 14 No 2, p. 429-439

ANNEXE A

ASPECT QUALITATIF DES EAUX ISSUES DU RUISSELLEMENT URBAIN



A.1 Origine des éléments polluants

On désire ici s'intéresser à la pollution issue du ruissellement urbain qui désigne la dégradation de la qualité des eaux par les substances qui ont été entraînées en cours de ruissellement ou qui proviennent de la remise en suspension de dépôts dans les conduites. De façon plus précise, on peut distinguer trois origines à la pollution apportée au milieu récepteur ; la pollution atmosphérique, les contaminants de surface et les dépôts dans les réseaux d'égouts (Ribstein et Desbordes, 1978).

A.1.1 La pollution atmosphérique

Les différents éléments polluants contenus dans l'atmosphère (cendres, poussières, gaz de combustion) peuvent être captés par l'eau formant les nuages. La pollution atmosphérique se retrouve aussi sous forme de retombées sèches qui sont entraînées par les eaux de ruissellement lors de précipitations.

A.1.2 Les contaminants de surface

Le lessivage des polluants disposés en surface et l'érosion des surfaces perméables causée par les eaux de ruissellement entraînent les déchets accumulés. Dépendamment des différentes zones constituant le bassin versant, leurs origines peuvent être très variées :

zones naturelles (surfaces agricoles)

- engrais
- insecticides
- matières organiques issues de surfaces boisées

zones artificielles (surfaces imperméables surtout)

- véhicules à moteur
- activités industrielles
- chauffage des habitations
- les matériaux de déverglaçage
- déchets
- usure des revêtements de rue

Les contaminants de surface constituent l'apport le plus significatif en terme de pollution des eaux de ruissellement même s'il est difficile de chiffrer ceux-ci. On peut tout de même mettre en évidence différents facteurs influençant la quantité et le type de contaminants trouvés dans les eaux de ruissellement en un point donné :

A.2

- occupation des sols
- durée de l'épisode sec précédant la précipitation
- volume et caractère du trafic local
- type et état du revêtement des rues
- saisons

A.1.3 Les dépôts dans les réseaux d'égouts

D'importants dépôts peuvent se former dans les dispositifs de captage et de pré-traitement par temps de pluie (puisards de rue, chambre à sable, etc.), et sur les radiers de faible pente par temps sec. L'importance de cet apport reste tout de même très variable d'un réseau à l'autre ; pour un réseau bien dimensionné, la pointe de débit journalière permet normalement une vitesse d'auto-curage adéquate pour faire disparaître tout dépôts d'importance.

A.2 Paramètres qualitatifs de la pollution

La mesure d'un paramètre de qualité doit avoir pour but de définir l'impact d'un rejet sur l'environnement. On retrouve dans la littérature une classification en 5 catégories de paramètres selon leurs actions sur la qualité de l'eau :

- les matières solides
- les matières organiques
- les nutriments
- les métaux lourds
- les bactéries

A.2.1 Les matières solides

Pour mesurer la quantité de solides existants dans une eau, on utilise fréquemment trois paramètres :

- matières en suspension (MES)
- matières en suspension décantables
- turbidité

Les matières solides, en quantité importante lors du ruissellement peuvent être à l'origine de nombreuses perturbations du milieu récepteur (dépôts, réduction de

A.4

l'activité photosynthésique, ...) et servent par ailleurs de support à la matière organique et de vecteurs de transport aux substances absorbées et aux métaux lourds.

A.2.2 Les matières organiques

Le rejet d'une charge organique dans le milieu récepteur diminue de façon importante le niveau d'oxygène dissous, conséquence particulièrement néfaste pour la faune et la flore. Le mode d'évaluation de cette pollution organique s'effectue ainsi à partir de la quantité d'oxygène demandé. On distingue principalement cinq types de demandes en oxygène :

- demande chimique en oxygène (DCO)
- demande biochimique en oxygène (DBO₅)
- demande totale en oxygène (DTO)
- solides volatiles
- carbone organique total (COT)

La mesure de DBO₅ représente le mieux l'impact sur le milieu récepteur mais elle est sujette à des interférences de la part des composés toxiques et notamment des métaux lourds.

A.2.3 Les nutriments

Ce terme désigne tous les éléments nutritifs nécessaires au développement des organismes dont les deux principaux sont les composés azotés et phosphorés.

Une abondance d'éléments nutritifs affecte de manière indirecte un cours d'eau par la prolifération d'algues, laquelle peut aboutir à un processus irréversible d'eutrophisation.

A.2.4 Les métaux lourds

La toxicité des métaux lourds est très importante et ce, même à faible concentration. De plus, certains de ces métaux tels le plomb, le mercure et le cadmium sont des poisons cumulatifs de pouvoir toxique très élevé. On observe une accumulation dans les zones de déposition du milieu récepteur. Ces substances sont dangereuses puisqu'elles risquent d'être remises en suspension.

Le pouvoir toxique n'est pas seulement fonction de sa concentration, d'autres facteurs très importants entrent en ligne de compte tels la composition de l'eau en éléments dominants, la température, le pH et la composition chimique du métal.

A.6

A.2.5 Les bactéries

"L'eau destinée à l'utilisation par l'homme doit être autant que possible indemne de contamination par des bactéries ou des virus pathogènes."(Ribstein et Desbordes, 1978)

Les germes tests courants recherchés dans les eaux de ruissellement urbain sont les coliformes fécaux (FC), les coliformes totaux et les streptocopes fécaux qui comparés entre eux peuvent nous indiquer la présence prédominante ou non d'égouts sanitaires.

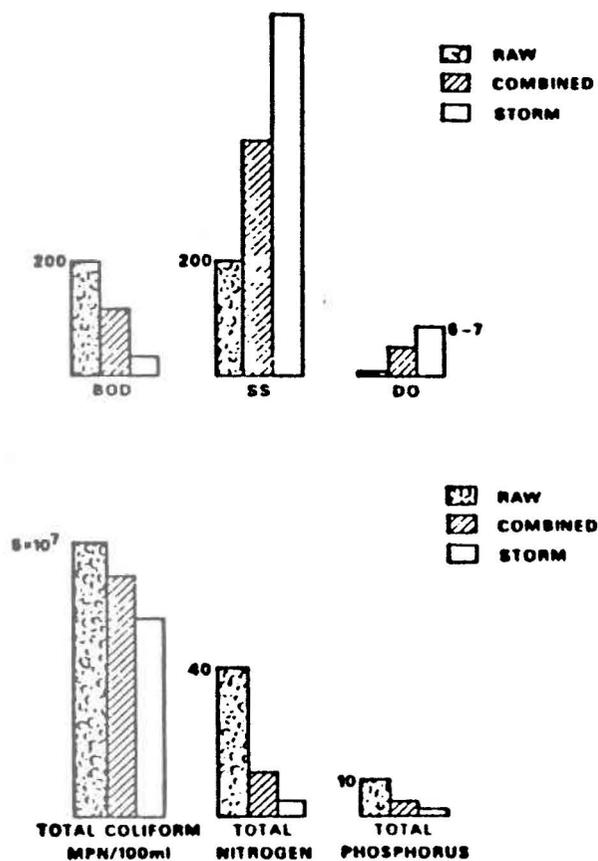
A.3 Caractérisation de l'aspect qualitatif

A.3.1 Données accumulées par l'EPA

Pour permettre de caractériser l'importance relative des différents contaminants originant du ruissellement, on présente premièrement des concentrations moyennes pour 5 paramètres qualitatifs à la figure A.1. Ceux-ci sont issus de données accumulées par l'EPA (Field et Turkeltaub, 1981) et permettent une comparaison intéressante entre les différents types de réseaux ;

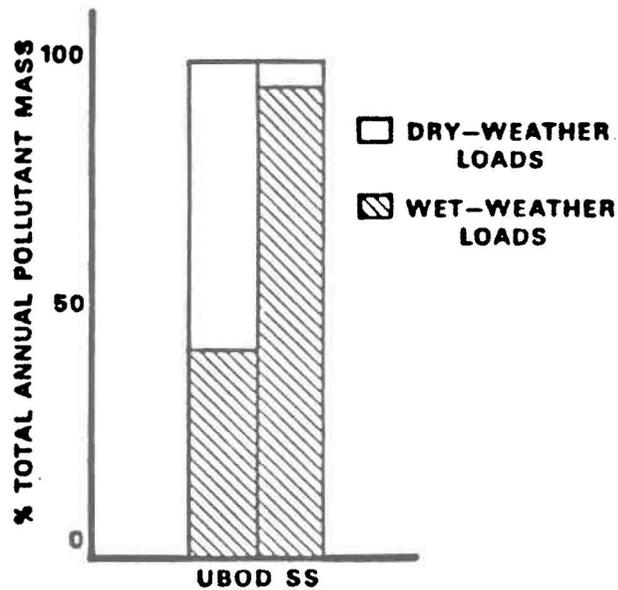
- On y remarque que la demande biochimique en oxygène d'un réseau unitaire est approximativement la moitié de celle des eaux usées d'origine sanitaire non-traitées.
- Les eaux de ruissellement présentes en grande proportion dans les réseaux combinés et pluviaux sont très chargées en matières en suspension.
- Dans tous les types de réseaux d'égouts, la contamination bactériologique est de 2 à 4 fois plus grande que la concentration considérée sécuritaire pour une activité avec contact.

Figure A.1 : Comparaison entre différents types de réseau (Field et Turkeltaub, 1981)



Sur une base annuelle, un exemple concret d'une ville de la Caroline du Nord montre l'importance de l'apport en charge annuelle des charges déversées en temps de pluie (figure A.2). Dans ce cas, le réseau est de type séparatif et la totalité des eaux sanitaires fait l'objet d'un traitement secondaire.

Figure A.2 : Comparaison entre charges en temps sec et en temps de pluie. Durham, CN (Field et Turkeltaub, 1981)



Pour un réseau unitaire, l'importance des impacts sur le milieu récepteur est encore plus grande. Présents en région urbaine où l'on retrouve des territoires densément peuplés et d'importantes surfaces imperméables, les réseaux unitaires véhiculent par temps de pluie d'importantes charges polluantes récoltées en surface.

A.3.2 Etudes de Mantes-La-Ville (France)

Une étude effectuée à Mantes-La-Ville en France (Ranchet et Ruperd, 1983) où un réseau combiné assure le captage des eaux usées, permet de nombreuses observations intéressantes sur les caractéristiques qualitatives des eaux usées ;

- Les concentrations moyennes lors des pluies en DBO_5 , DCO, azote Kjeldahl et ammoniacal, phosphates totaux, hydrocarbures et détergents sont pour la plupart des pluies, inférieures aux valeurs moyennes correspondantes des eaux usées en temps sec. Pour d'autres paramètres analysés (MES, Nitrate, Plomb et Cadmium), c'est l'inverse qui a été mesuré (voir tableau A.1).

- Rapport des concentrations

$$\text{DCO/DBO}_5 \text{ en temps de pluie} = 2.9 \text{ à } 6.3$$

$$\text{DCO/DBO}_5 \text{ en temps sec} = 1.9$$

Ceci signifie que la biodégradabilité des effluents lors des pluies est moins bonne que par temps sec.

- Les MEST sont constituées d'une part plus importante d'éléments minéraux (61.1%) lors des pluies que par temps sec (28.7%).

Tableau A.1 : Caractéristiques physico-chimiques des eaux usées par temps sec et lors des pluies dans un collecteur de Mantes-la-Ville

Paramètres de pollution analysés	Concentrations moyennes journalières de temps sec (mg/l) (1)	Concentrations des eaux usées véhiculées lors des pluies (mg/l)		
		Valeurs moyennes (2)	Valeurs maximales (3)	Valeurs minimales (3)
DBO ₅ (EB)	397	116	270	19
DBO ₅ (Ad2)	299	54,9	178	10
DCO (EB)	734	436,9	845	95
DCO (Ad2)	497	188,7	561	36
MEST (EB)	379	572,5	1760	129
MEST (Ad2)	164	132	299	38
N Kjeldahl	71,7	23,7	72,7	6,1
NO ₃ ⁻	< 0,04	1,2	7,6	< 0,04
NH ₄ ⁺	73,2	15,3	83,8	2,7
PO ₄ ³⁻ totaux	74,2	21,4	56,7	3,4
Détergents	11,1	2,3	12	0,025
Hydrocarbures	9,2	6,1	37,5	0,50
Pb	0,16	0,44	0,83	0,14
Zn	1,0	1,40	6,27	0,35
Cd	0,005	0,007	0,028	0,003

- Après une décantation de 2 heures, un abattement important des teneurs en polluants est notable ;

en moyenne, 53% pour la DBO₅

57% pour la DCO

72% pour les MEST

Pour les eaux usées urbaines, l'abattement moyen est de l'ordre de 30% pour la DBO₅.

Une comparaison d'ordre générale a été faite par certains auteurs (Ranchet et Ruperd, 1983) entre les charges annuelles polluantes rejetées par une station d'épuration et celles déversées par les déversoirs d'orage du réseau en temps de pluie :

charges dues aux surverses d'orages
charges des effluents épurés

MEST	1 à 3 fois
DCO	0.5 à 1.5 fois
DBO ₅	0.2 à 1 fois

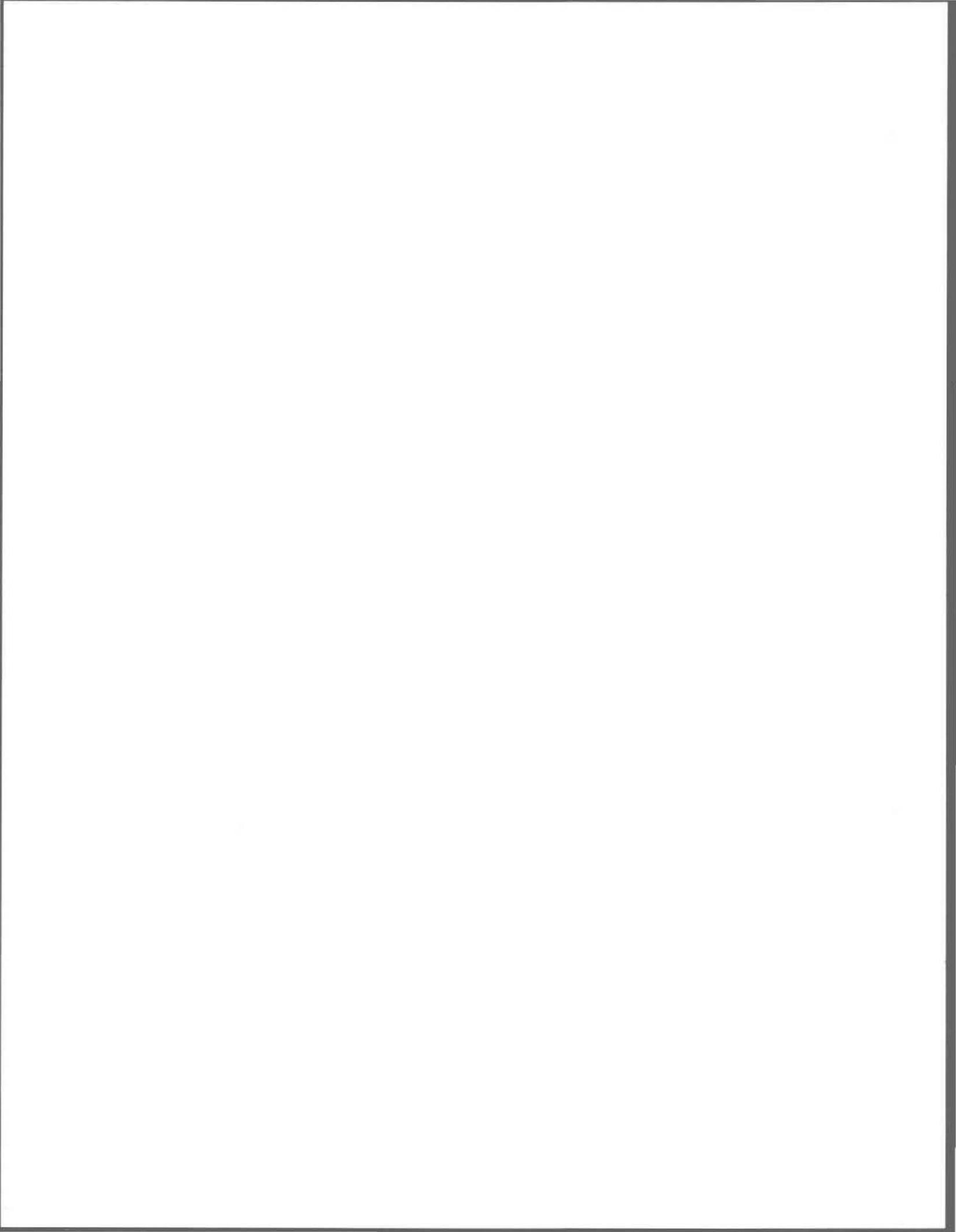
A.3.3 Bilan des connaissances

A l'examen de la documentation accumulée, plusieurs constatations se vérifient et semblent acceptées dans chaque cas :

- Les eaux de ruissellement sont très chargées en MES ; charges annuelles comparables ou supérieures à celles des eaux usées.
- La pollution des eaux pluviales est principalement inorganique.
- Les métaux lourds sont toujours présents à des degrés variables et non-négligeables.
- Les coliformes fécaux sont présents et en densité suffisantes pour dépasser les standards.

ANNEXE B

MOYENS D'ACTION POUR LIMITER LA POLLUTION DUE AUX EAUX DE RUISSELLEMENT URBAIN



Les moyens d'actions à utiliser sont présentés suivant leur lieu de mise en oeuvre:

- Actions possibles à l'amont des réseaux
- Actions possibles au niveau et à l'aval des réseaux

B.1 Actions possibles à l'amont des réseaux

La lutte à la source contre les problèmes dus aux eaux de ruissellement présentent des avantages techniques et économiques intéressants. Plutôt que d'avoir à traiter ou à évacuer des débits importants lors des orages, on s'attaque aux problèmes avant leur introduction dans le réseaux.

B.1.1 Réduction de l'accumulation de polluants

Certaines mesures d'ordre réglementaire ou incitatif peuvent être préconisées pour limiter l'apport de certains polluants spécifiques ;

- Limiter l'utilisation de certains produits chimiques (fertilisants, pesticides, ...).
- Réduire l'émission de polluants atmosphériques.

- Réduire les déversements de produits polluants par certaines industries ou particuliers.

La mise en oeuvre de telles mesures s'avère difficile et l'efficacité non vérifiable.

Une partie importante des éléments polluants entraînés par les eaux de ruissellement provient des dépôts et déchets accumulés sur les chaussées (routes et stationnements). Certaines mesures techniques peuvent réduire cette accumulation:

- Augmentation du nombre de poubelles.
- Nettoyage des chaussées par balayage manuel (n'enlève que les éléments grossiers) ou par un balayage mécanique. Ceci peut s'effectuer par différentes techniques (aspersion d'eau, brosses rotatives, aspiration des dépôts).

Le succès de telles méthodes semblent résider dans le pouvoir d'enlever une grande fraction des particules les plus fines, responsables d'une part importante de la pollution.

- L'apport dû à l'érosion des sols peut être problématique dans certaines situations et ainsi justifier une intervention ;
 - rétablir la végétation sur les pentes dénudées,
 - ralentir la vitesse des eaux de ruissellement par la mise en place de digues, surfaces herbeuses, ... ,
 - contrôler l'érosion dans les chantiers de construction.

B.1.2 Limiter l'introduction d'éléments polluants

L'installation de dispositifs à l'amont des collecteurs peut récolter une certaine part des éléments polluants véhiculés :

- Les grilles

Leur but est d'arrêter les particules de dimensions supérieures à l'espacement des barreaux.

- Les bouches d'égouts

Celles-ci peuvent être munies de paniers perforés amovibles qui bloquent les particules de dimensions supérieures à celles des orifices de passage. Une zone de décantation peut même être présente pour piéger les éléments les plus lourds en plus d'une cloison pour retenir les flottants.

En pratique, l'efficacité est limitée, les polluants étant entraînés du fait des remous et des temps de sédimentation trop faibles. De plus, un entretien fréquent est nécessaire pour vider les paniers et le fond des bouches d'égouts.

- Le sélecteur d'engouffrement

Constitué de différents canaux séparés par des plaques, cet appareil a pour but de réduire principalement les polluants suivants ; hydrocarbures et flottants. Ses dimensions importantes en fonction du débit traité limitent son utilisation pour

des sites sur lesquels de faibles débits d'eaux de ruissellement sont susceptibles de se charger fortement ; stationnements, aire de stockage de produits industriels.

B.1.3 Réduction des débits de pointe et/ou des volumes de ruissellement

En tentant de résoudre des problèmes de nature hydraulique, les moyens d'action auront en sus des effets bénéfiques vis-à-vis de la pollution de l'eau :

- Erosion plus faible.
- Entraînement d'éléments polluants moindre.
- Atténuation de l'effet de choc des déversements pollués.

En terme de mesures réglementaires, plusieurs limitations peuvent être exigées pour s'assurer de la présence de surfaces perméables ;

- Pourcentage minimum de surfaces perméables pour les nouvelles constructions.
- Normes de densité de population.

Nombres d'actions techniques peuvent être envisagées à différents niveaux :

- Déconnecter les gouttières pour que les eaux de pluie ruisselant sur les toitures ne se déversent plus dans le réseau mais plutôt sur des surfaces perméables.

B.4

- Stockage des eaux de pluie sur les toits plats avec un dispositif à orifices calibrés limitant les débits évacués.
- Utilisation de matériaux poreux (asphalte ou béton) avec une épaisseur de gravier pouvant emmagasiner un certain volume d'eau.

Un phénomène de colmatage en surface semble se produire montrant ainsi la nécessité d'études supplémentaires pour se prononcer sur l'intérêt de ces matériaux.

- Pour les stationnements de centres commerciaux, création de dépression où l'eau de pluie s'accumule et est évacuée par des conduites de faible diamètre.

B.1.4 Bilan

Les moyens d'action mentionnés précédemment présentent un certain intérêt dans le cas de constructions neuves et de nouveaux développements.

Les études manquent cependant pour chiffrer les bénéfices réels. Plusieurs de ces moyens abordés n'influencent que le débit maximum et très peu le volume ruisselé. Il est difficile de prédire les conséquences sur les apports en polluants.

B.2 Actions possibles au niveau et à l'aval des réseaux

B.2.1 Amélioration du fonctionnement des réseaux

Pour le réseau unitaire, certains travaux entrepris au niveau du réseau auront un effet bénéfique vis-à-vis de la pollution due aux eaux de ruissellement :

- L'élimination dans la mesure du possible des eaux parasites présentes ; eaux de refroidissement, eaux de source, de drainage ou d'infiltration. Celles-ci avec un apport généralement négligeable en polluants provoquent tout de même une augmentation de la fréquence et de la durée des déversements.
- Le curage fréquent des collecteurs limite les dépôts sur les radiers et par la suite les quantités d'éléments polluants remis en suspension lors des pluies.
- Un entretien et un réglage adéquats des régulateurs ou déversoirs d'orage en fonction des capacités hydrauliques du réseau.

B.2.2 Techniques et dispositifs de traitement

Plusieurs techniques et dispositifs sont employés pour effectuer le traitement des eaux de ruissellement. Les deux premiers dispositifs sont des opérations de filtrage rudimentaires :

- **Dégrillage**

Le but de cette opération est de protéger d'éventuels ouvrages en aval et d'éliminer une portion de la pollution dite esthétique véhiculée par les eaux de ruissellement. On met en place un grillage qui arrête tous les éléments de dimensions supérieures à l'écartement des barreaux.

- **Dessablage**

Cette opération a pour but de piéger essentiellement des particules de graviers et de sables (granulométrie supérieure à 200 microns). Ceci permet de diminuer les problèmes de déposition fréquents au lieu de déversement et dans certaines parties du réseau d'écoulement (ex: bassin de détention).

Le principe de piègeage des particules est basé sur le potentiel de décantation des particules. La diminution de la vitesse horizontale de l'eau provoquée par une augmentation de la section transversale du collecteur entraîne, étant donné la présence des forces de gravité, la chute des sables (type : dessableur longitudinal).

Un autre type de dessableur, le dessableur tangentiel est un ouvrage cylindrique au fond duquel les sables se déposent sous l'action des forces centrifuge et de gravité.

Bon nombre de dispositifs de traitement physique conventionnel ont été appliqués pour tenter de réduire la pollution véhiculée par les eaux de ruissellement;

- Décantation
- Déshuilage
- Filtration

Cependant l'application de tel traitement physique au contrôle des réseaux unitaire et pluvial demande des équipements avec des coûts d'investissement et d'opération très élevés lorsque l'on considère le volume d'eau à traiter.

B.2.3 Moyen de stockage

Le stockage partiel des effluents véhiculés lors des événements pluvieux permet d'éviter les inondations et de réduire les quantités d'eaux polluées déversées au milieu récepteur. Les volumes stockés sont évacués vers la station d'épuration par temps sec.

La capacité de stockage des collecteurs peut être utilisée pour emmagasiner temporairement un certain volume d'eau. La mise en place de barrage gonflable ou de vannes automatiques peut permettre cette rétention. D'autres ouvrages tels conduites à étranglement, régulateur de flots ont été expérimentés.

Généralement positionnés en aval des déversoirs d'orage, les bassins de détention sont utilisés pour le stockage des effluents unitaires. Ils se trouvent à stocker les premiers flots d'orage supposés les plus pollués.

Les différences entre les types de bassins sont fonction de l'agencement de ceux-ci avec le régulateur de débits, c'est-à-dire que l'emmagasinement peut se faire à l'intérieur ou hors du système de collection. Il peut être à ciel ouvert ou non. Il peut même avoir des fonctions auxiliaires telles qu'une sédimentation ou même le laminage du débit de temps sec.

B.2.4 Nouveaux dispositifs de traitement

Dans la classe des séparateurs de solides, l'avènement de nouveaux dispositifs tels le séparateur statique tourbillonnaire (SST) et le régulateur de forme hélicoïdale sont à considérer. De forme simple, de dimension réduite et nécessitant aucune pièce mobile, ces appareils permettent de régulariser le débit véhiculé en temps de pluie et simultanément réaliser l'enlèvement d'une partie

des matières décantables et flottantes (figure B.1). Ceci peut d'ailleurs être obtenu avec des temps de rétention qui équivalent à des fractions des temps de rétention requis par les bassins de sédimentation conventionnels. Le SST en particulier, aurait démontré qu'il peut fonctionner efficacement malgré les fortes variations de débits caractérisant les eaux de déversement (Field, 1975). Les applications réelles de ces ouvrages sont par contre peu nombreuses à l'heure actuelle.

B.2.5 La gestion automatisée des réseaux unitaires

La gestion automatisée s'efforce de faire une meilleure utilisation du système d'assainissement. Il s'agit en fait de maximiser le potentiel de détention et de rétention d'un réseau de façon à minimiser les impacts créés par les déversements dans le milieu récepteur.

La gestion automatisée nécessite la connaissance d'un certain nombre de paramètres recueillis à partir d'un système d'acquisition de données :

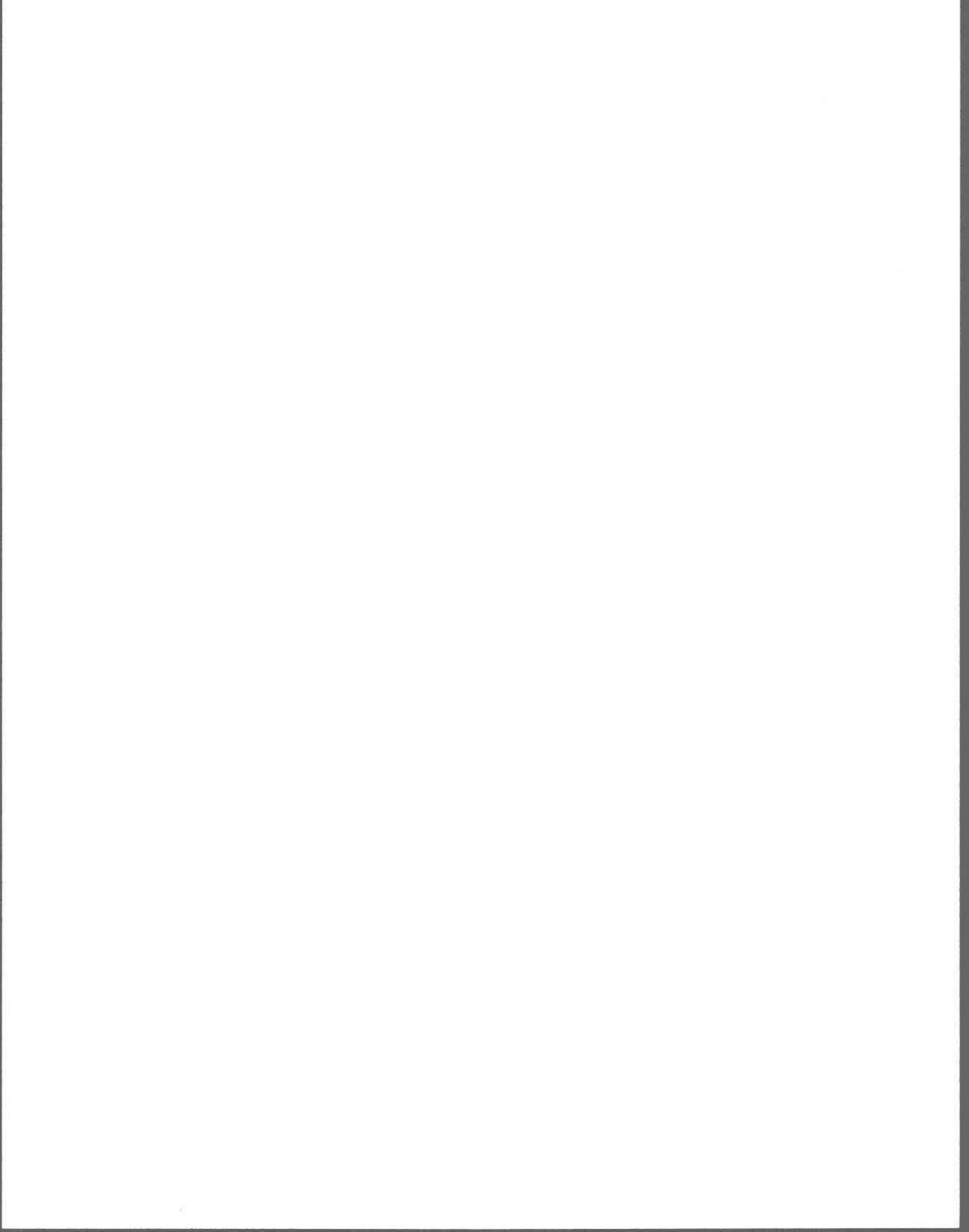
- l'état de remplissage des collecteurs et des bassins de détention;
- La pluviométrie dans tout le bassin versant;
- L'état de fonctionnement des ouvrages de régulation.

Il faut disposer d'un modèle mathématique de simulation permettant de calculer dans un temps relativement court, les conséquences au niveau du réseau des pluies enregistrées par les pluviographes. Un logiciel d'optimisation peut alors définir le rôle que doivent jouer les différents ouvrages de régulation pour une utilisation optimale du réseau et les manoeuvres qui doivent être télécommandées depuis le central.

En supplément de l'aspect hydraulique, la considération des paramètres qualitatifs dans les différentes phases du contrôle (mesure en temps réel, simulation des concentrations véhiculées et des impacts sur le milieu récepteur et prise de décision) sont actuellement à l'étude.

ANNEXE C

**DONNEES ISSUES DE L'ÉTUDE DE
CARACTÉRISATION DE QUÉBEC EN 1982**



BASSIN No 2

7 PLUIES

PLUIE DU 7 JUILLET 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	609	782
5	1484	1130
10	1484	697
15	903	574
20	507	420
25	456	362
45	589	217
65	148	100
75	59	31

PLUIE DU 28 JUILLET 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	1090	372
5	890	242
15	515	117
35	218	66
55	331	58
65	244	17
110	96	46
130	266	91
135	784	82
140	515	70
155	320	19
170	241	27
180	357	46
190	581	48
235	464	30

PLUIE DU 25 AOUT 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	27	12
25	41	113
55	86	205
80	106	141
95	236	126
100	241	200
105	314	191
120	405	138
130	447	118
140	490	84
145	334	71
155	292	80
170	303	75
190	343	74
230	371	54

PLUIE DU 21 JUIN 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	98	139
25	137	143
30	151	132
35	165	121
40	178	110
45	167	101
50	156	92
55	145	83
120	71	72

PLUIE DU 16 JUIN 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	34	19
55	142	42
70	176	45
80	190	101
85	337	202
90	634	329
95	852	352
100	1028	257
105	994	316
110	963	273
115	932	221
120	892	173
125	852	126
130	921	112
135	994	98
145	1419	204
150	1368	204
165	1147	132
175	1065	99

PLUIE DU 22 JUIN 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	33	82
15	52	59
20	215	88
25	303	243
30	334	191
35	391	158
40	416	114
50	351	134
60	222	94
90	105	27

BASSIN No 7

8 PLUIES

PLUIE DU 29 JUIN 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	65	127
5	122	278
10	816	637
15	1314	434
20	1498	368
30	1110	268
55	1130	167
75	490	91
80	413	93
85	595	116
130	303	54
150	230	41
195	139	26
210	178	107
215	456	434
220	745	429
230	725	239
240	368	108
260	207	40

PLUIE DU 7 JUILLET 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0		55
5	439	88
10	1963	472
20	1328	639
25	963	590
30	830	546
40	1382	153
50	886	159
70	535	254
110	142	92
170	78	47

PLUIE DU 23 AOUT 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	467	92
65	467	77
110	510	242
135	623	256
210	212	101

PLUIE DU 25 AOUT 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	85	80
20	113	69
40	175	209
55	270	109
85	368	166
95	481	167
105	680	185
115	878	174
125	935	206
135	850	188
140	793	142
150	756	125
160	742	84
175	651	79
200	651	60
250	691	53
280	821	51

PLUIE DU 28 JUILLET 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	99	255
5	425	458
10	1303	408
20	1501	354
30	1246	320
40	708	126
55	821	102
70	821	73
120	368	71
145	1104	45
160	779	97
170	779	94
180	850	24
250	1020	24

BASSIN No 11

7 PLUIES

PLUIE DU 21 JUIN 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	238	110
10	245	104
15	253	98
20	268	111
25	283	124
45	248	91
65	209	84
195	178	51

PLUIE DU 16 JUIN 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	97	54
30	229	57
60	334	42
80	397	49
85	572	145
90	858	535
95	1456	250
100	1528	255
105	1600	260
110	1634	251
115	1545	253
120	1456	255
125	1395	212
130	1334	170
145	1719	133
155	1779	181
160	1719	144
180	1532	89

PLUIE DU 22 JUIN 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	84	96
15	113	104
25	213	952
30	283	61
35	340	154
40	748	178
45	615	186
50	640	186
60	566	138
70	265	63
80	464	121
100	222	57

PLUIE DU 29 JUIN 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	102	176
10	385	319
15	697	309
20	949	362
25	1173	291
40	1150	267
50	1173	173
55	1495	206
60	1535	205
70	1150	213
85	830	116
110	674	47
130	433	45
195	215	32
200	326	161
210	1391	373
220	949	240
240	572	179
260	295	77

PLUIE DU 7 JUILLET 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	22	52
10	196	194
20	224	335
25	1818	768
30	1662	761
35	1136	736
40	739	780
50	385	436
70	176	111
180	86	15

PLUIE DU 28 JUILLET 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	1144	320
5	600	430
10	456	327
20	261	188
35	241	134
50	266	93
75	122	30
100	147	40
115	295	59
120	549	94
125	549	88
135	530	115
165	379	50
190	663	51
220	419	25

PLUIE DU 25 AOUT 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	73	51
15	66	51
25	141	61
35	160	84
40	176	119
60	124	122
70	86	95
80	194	112
90	202	107
110	374	171
115	374	178
125	484	151
135	459	155
160	442	133
170	408	130
185	382	75
195	459	73
220	396	76

PLUIE DU 16 JUIN 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	90	14
35	166	32
65	206	48
80	234	33
95	326	71
100	467	158
105	739	341
110	1354	346
115	1415	407
120	1476	471
125	1623	478
130	1476	509
135	1388	439
140	1295	369
145	1204	298
160	2135	248
180	1980	223

PLUIE DU 29 JUIN 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	139	79
10	476	115
25	844	306
45	884	222
50	1427	222
55	2419	428
60	2138	447
65	1391	290
70	1031	251
80	629	279
105	348	81
140	252	20
190	57	28
200	110	241
205	1113	279
210	1209	377
215	943	454
220	654	448
230	408	256

PLUIE DU 21 JUIN 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	207	95
30	220	84
50	235	76
80	179	90
230	140	18

PLUIE DU 22 JUIN 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	62	31
10	208	138
20	208	199
25	371	178
30	371	177
35	314	147
45	202	116
55	159	83
65	428	123
75	504	179
80	521	204
85	530	165
90	456	159
100	320	144
125	239	49
130	202	42

BASSIN No 12

8 PLUIES

PLUIE DU 7 JUILLET 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	242	309
5	433	388
10	1527	300
15	2790	641
20	6117	788
25	2974	532
30	2076	239
50	405	187
70	215	133
170	88	99

PLUIE DU 28 JUILLET 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0		98
5		67
15		68
50	329	49
95	195	41
110	302	79
120	1226	41
125	1294	90
130	1226	77
140	932	55
150	739	37
160	818	47
170	1294	27
195	739	30
220	1164	36

PLUIE DU 25 AOUT 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	151	125
50	135	98
70	360	224
85	354	156
115	306	100
125	394	119
130	513	139
140	756	137
150	875	167
155	996	135
170	966	110
180	932	94
195	700	89
210	634	61
240	634	64
280	666	62

PLUIE DU 21 JUIN 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	484	140
10	589	179
15	2388	119
25	464	66
55	425	75
105	274	164
130	155	68

PLUIE DU 16 JUIN 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	158	51
35	351	61
80	490	46
90	629	80
95	827	225
100	2317	344
105	2889	376
110	2790	340
115	2691	304
120	3024	278
125	3257	252
130	2795	252
135	2345	253
140	2460	228
145	2575	201
150	2691	170
155	4163	267
160	3823	274
180	2860	167

PLUIE DU 22 JUIN 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	71	333
10	1090	288
15	1051	200
25	827	124
35	581	100
40	666	101
55	581	84
60	745	72
65	935	119
85	997	89
90	717	79
95	660	75
105	479	56
130	306	45

BASSIN No 14

8 PLUIES

PLUIE DU 29 JUIN 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	416	451
5	1056	242
15	1852	103
25	1473	152
35	1787	127
40	2328	190
45	4531	380
50	4786	406
55	3455	329
60	2505	263
65	1563	197
100	481	73
145	346	62
185	272	53
190	555	337
195	1022	328
200	3512	335
205	2685	225
210	1725	213
215	1325	170
220	926	128
240	481	63

PLUIE DU 7 JUILLET 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	82	912
5	127	837
10	609	555
15	1102	594
20	1314	525
25	1062	507
30	535	407
40	357	258
60	55	126
70	21	51

PLUIE DU 25 AOUT 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	28	68
10	28	131
20	34	469
25	38	777
30	42	277
40	42	275
50	42	178
60	42	106
70	42	87
80	57	106
95	130	180
100	156	150
110	184	139
115	218	114
140	224	93
160	159	66
175	144	65
220	147	68
250	173	64

PLUIE DU 28 JUILLET 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	105	57
15	139	33
25	91	28
60	54	45
90	88	66
95	198	64
100	399	75
105	399	34
115	306	49
125	235	54
140	235	42
150	382	33
185	200	24
205	348	40
220	334	19

PLUIE DU 21 JUIN 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	121	110
25	110	84
40	123	48
70	62	95
140	46	39

PLUIE DU 16 JUIN 1982

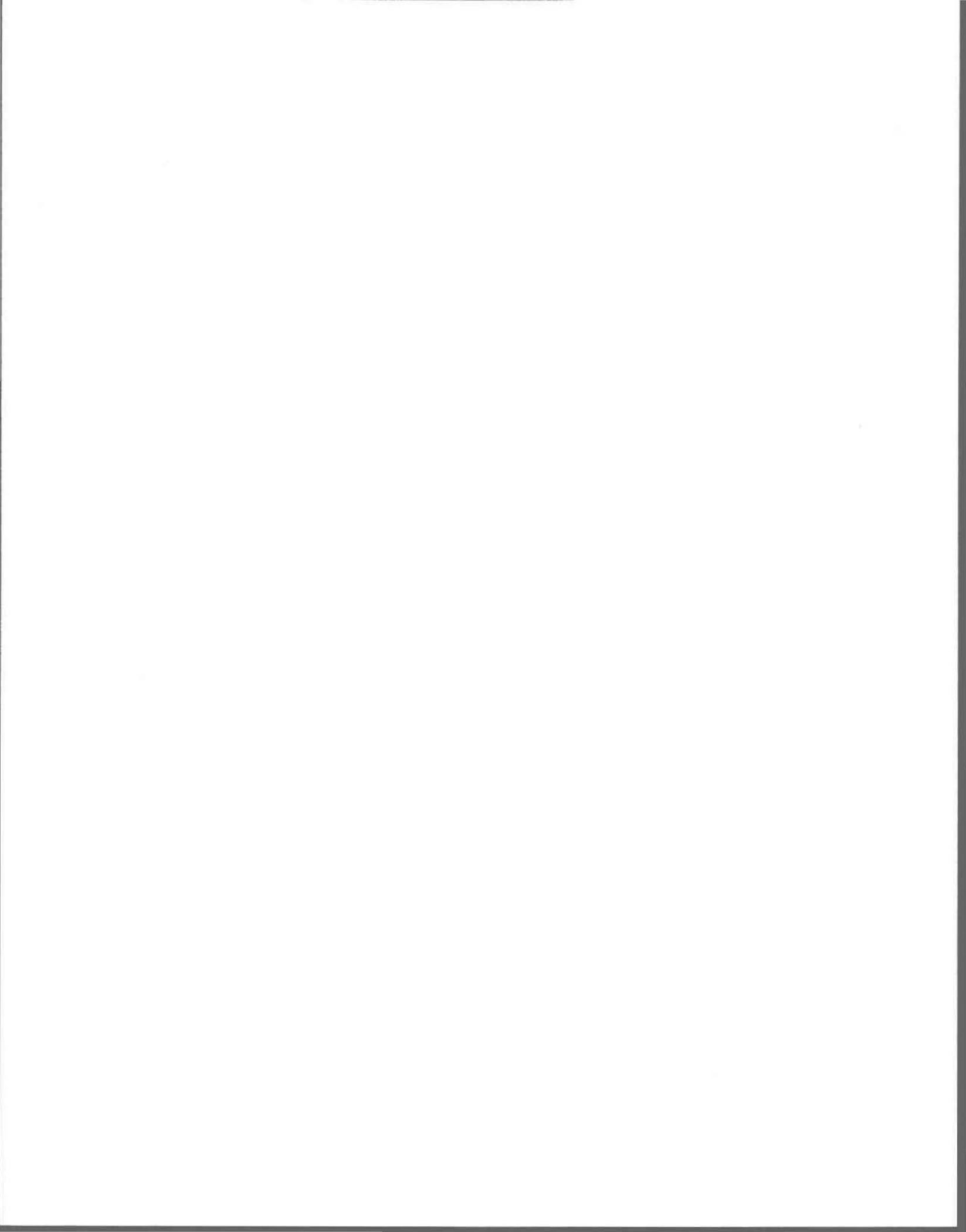
TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	25	34
45	47	57
50	91	42
55	103	40
70	110	39
75	115	48
80	124	43
85	188	109
90	317	203
95	510	252
100	680	372
105	753	453
110	779	290
115	816	298
120	753	249
125	693	265
130	629	277

PLUIE DU 29 JUIN 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	201	283
5	331	302
10	405	457
15	436	367
20	326	90
35	314	86
40	487	107
45	776	177
50	1306	92
55	1240	250
60	751	278
65	365	172
110	91	53
135	91	21
180	48	31
190	320	259
195	476	162
200	626	202

PLUIE DU 22 JUIN 1982

TEMPS [min]	DEBIT [l/s]	MES [mg/l]
0	55	71
5	116	176
10	195	468
15	139	177
20	187	234
30	202	139
35	230	113
40	233	106
45	162	84
50	203	82
60	303	80
65	453	97
70	549	105
75	643	130
80	532	107
90	314	89
120	125	45



ANNEXE D

RÉSULTATS DE LA CALIBRATION ET PERFORMANCES DES MODELES DÉVELOPPÉS



MODELE # 1

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.91	0.92	78.6	117.3	0.492	0.01642460 1.48047972
7	0.58	0.73	57.3	78.2	0.305	1.52458549 0.72141325
11	0.66	0.74	56.2	100.9	0.493	0.23435368 1.07621920
12	0.88	0.37	69.8	52.7	0.257	1.14981353 0.71137571
14	1.20	0.50	77.2	57.8	0.230	0.70686972 0.92758089

0.85 0.65 67.8 81.4 0.355

MODELE # 2

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.70	0.51	63.1	68.3	0.594	1.44299173 1.07265830 0.85028470
7	0.53	0.58	54.1	68.2	0.353	2.82430863 0.78962010 0.35676408
11	0.59	0.72	48.5	63.3	0.572	2.31725121 0.88048702 0.44296715
12	0.68	0.48	55.9	52.7	0.378	8.07956600 0.62198704 0.53257048
14	0.79	0.62	64.0	64.3	0.408	4.81169987 1.00750685 1.16281402

0.66 0.58 57.1 63.4 0.461

MODELE # 3

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.68	0.71	49.5	55.3	0.761	23.15975761 0.54368520 0.70523477
7	0.46	0.61	46.4	66.9	0.511	17.54950905 0.47474122 0.30772340
11	0.49	0.74	44.2	69.4	0.570	7.30261040 0.64986074 0.50139600
12	0.51	0.63	43.6	72.9	0.644	22.27772903 0.47272003 0.69001615
14	0.71	0.77	62.9	115.3	0.633	0.56965482 1.59738171 2.28281116

0.57 0.69 49.3 76.0 0.624

MODELE # 4

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.70	0.58	56.5	51.7	0.641	10.42149067 0.91829485 0.40188479
7	0.44	0.64	47.3	68.8	0.471	6.21092319 0.79043168 0.23886491
11	0.56	0.78	49.3	70.0	0.546	2.24192882 0.94916517 0.20151559
12	0.80	0.39	63.7	43.5	0.358	7.81225538 0.72586435 0.25806087
14	0.71	0.57	68.0	61.7	0.453	10.72785664 1.25778520 0.77278900

0.64 0.59 57.0 59.1 0.494

MODELE # 5

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.79	0.89	28.4	112.3	0.878	0.00000160 2.81334114
7	0.74	0.67	38.7	91.2	0.762	0.00004079 2.25207877
11	0.64	0.69	23.6	149.7	0.895	0.00013014 2.16392589
12	0.83	0.33	44.3	127.8	0.953	0.00017262 1.96878040
14	1.22	0.51	19.4	30.3	0.917	0.00057741 1.96659398
	0.84	0.62	30.9	102.3	0.881	

MODELE # 6

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.67	0.71	26.8	82.0	0.892	0.00000571 2.81476355 0.55196494
7	0.82	0.83	39.0	127.0	0.770	0.00000510 2.59745407 -0.49987209
11	0.63	0.74	22.6	100.8	0.895	0.00090872 1.99646533 0.16576947
12	0.80	0.32	43.2	120.1	0.953	0.00035929 1.97285903 0.07681511
14	1.51	1.00	17.4	30.8	0.949	0.02349021 1.76376152 1.11758804
	0.89	0.72	29.8	92.1	0.892	

MODELE # 7

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.85	0.50	23.2	53.0	0.947	0.00107093 1.96948719 0.27835956
7	0.77	0.99	30.8	53.5	0.851	0.16576737 1.16155446 0.43753314
11	0.72	1.18	22.6	87.4	0.799	0.03558597 1.42536962 0.77742851
12	0.95	1.02	52.2	253.9	0.976	0.01974877 1.45161474 24.68613625
14	1.32	1.09	14.6	39.2	0.967	0.01736679 1.85331285 1.31184185

MODELE # 8

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
	0.92	0.96	28.7	97.4	0.908	
2	0.68	0.44	25.8	59.5	0.878	0.00037508 2.30757236 0.29100946
7	0.49	0.72	32.7	53.4	0.786	0.00942818 1.72940707 0.23497353
11	0.70	0.73	24.2	196.4	0.897	0.00003474 2.26448655 -0.08876169
12	0.77	0.30	41.7	89.7	0.954	0.00041890 1.97050822 0.11598870
14	1.14	0.49	16.6	22.0	0.946	0.00903535 1.89957571 0.34861472
	0.76	0.54	28.2	84.2	0.892	

MODELE # 9

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.90	3.41	71.4	438.6	0.587	218.89970398 1.13767052 -0.00000948
7	0.52	3.90	51.7	369.6	0.536	155.64114380 0.52699113 -0.00054066
11	0.73	4.40	53.5	495.7	0.642	257.69833374 0.80414790 -0.00007482
12	0.77	0.71	90.4	119.8	0.539	57.17805099 1.10147107 -0.00000590
14	1.30	2.76	73.3	225.6	0.338	291.08715820 0.54377729 -0.00034790

0.84 3.04 68.1 329.9 0.528

MODELE # 10

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.75	2.85	48.6	180.6	0.794	285.74371338 0.35612991 -0.00371295 0.58555883
7	0.43	2.84	44.6	234.9	0.610	198.10310364 0.35487249 -0.00290052 0.13606407
11	0.67	4.01	49.7	352.0	0.677	158.85942078 0.64065737 -0.00067349 0.12476209
12	0.45	1.47	36.5	114.8	0.779	126.91723633 0.34392300 -0.00800376 0.63966340
14	0.55	3.01	37.8	255.1	0.880	999.95617676 0.84557378 -0.00028278 1.54587173

0.57 2.84 43.4 227.5 0.748

MODELE # 11

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.82	12.17	69.8	1455.0	0.652	0.00007061 0.94622374 2.04138970
7	0.52	4.09	51.9	388.7	0.537	0.08361952 0.52556068 0.99843299
11	0.79	9.51	57.6	1044.7	0.675	0.00210493 0.73967618 1.59618318
12	0.74	4.76	56.0	561.0	0.456	0.02013403 0.45945102 1.36713207
14	0.65	85.24	59.3	9584.3	0.598	0.00000004 0.20203494 4.74879456

0.70 23.15 58.9 2606.7 0.584

MODELE # 12

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.75	3.53	48.2	222.5	0.796	1.60140264 0.34467018 0.88868409 0.58668548
7	0.42	2.29	42.2	183.7	0.611	2.15397739 0.34422949 0.68692106 0.17093606
11	0.72	7.01	53.3	659.8	0.688	0.02104966 0.64367139 1.36257696 0.08488352
12	0.45	1.84	36.4	147.3	0.780	2.87536216 0.34318376 0.69169754 0.64329636
14	0.46	15.26	27.7	1027.9	0.942	0.00847258 0.55619657 2.07648849 1.25737917

0.56 5.99 41.6 448.2 0.763

MODELE # 13

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	1.06	0.67	76.6	82.7	0.396	0.51148617 -0.14813897
7	0.70	0.73	67.9	91.3	0.354	0.12762463 0.11465476
11	0.71	0.81	56.6	96.0	0.515	0.23954517 0.15812090
12	0.83	0.33	71.1	57.5	0.378	0.12099630 0.01565464
14	1.16	0.46	69.4	57.0	0.374	0.47448492 -0.04249219

0.89 0.60 68.3 76.9 0.403

MODELE # 14

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.87	0.83	0.7	120.1	0.547	0.00829596 0.00338681 1.57856452
7	0.62	0.74	61.1	83.6	0.326	0.86433935 -0.08286285 0.80921841
11	0.66	0.74	57.1	127.2	0.560	0.07721590 -0.24307206 1.25366104
12	0.88	0.36	68.5	45.3	0.275	1.32414448 0.01347318 0.68995517
14	1.13	0.46	69.4	58.1	0.380	0.30443868 0.03150439 1.05426037

0.83 0.63 51.4 86.9 0.418

MODELE # 15

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.83	0.86	76.3	124.4	0.382	0.00421236 0.67096251
7	0.64	0.77	64.3	91.2	0.318	0.53489918 -0.12152632
11	0.65	0.73	55.1	99.0	0.459	0.20671165 0.09420235
12	0.78	0.28	72.3	49.4	0.136	0.53483456 -0.20359692
14	1.04	0.47	69.4	63.7	0.296	0.14434609 0.16172636

0.79 0.62 67.5 85.5 0.318

MODELE # 16

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.87	0.76	72.6	108.7	0.552	0.01350173 1.71417499 -0.21429889
7	0.68	0.72	66.5	88.0	0.332	0.34185040 0.67745030 0.27125463
11	0.67	0.77	57.9	123.5	0.510	0.11919859 1.01590538 0.17335846
12	0.85	0.30	69.3	47.2	0.321	0.52545989 0.86000985 -0.04270027
14	1.10	0.45	67.3	54.9	0.407	0.45628130 1.41307414 -0.43502003

0.83 0.60 66.7 84.5 0.424

MODELE # 17

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.87	0.83	74.0	120.4	0.547	0.00814943 0.00000004 1.58126378 1.55022061
7	0.65	0.74	64.7	98.7	0.433	0.30107313 0.00000000 0.94843704 4.88287592
11	0.64	0.84	52.8	123.7	0.558	0.73729229 0.00001342 0.86034191 2.3132031
12	0.75	0.33	61.7	49.4	0.400	0.00000042 3.09293509 2.42214660 0.53536874
14	1.06	0.48	69.1	62.1	0.394	0.16463670 0.00026177 1.12892401 1.81927824

0.79 0.64 64.5 90.9 0.466

MODELE # 18

CASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.63	0.71	47.7	63.1	0.744	37.67230225 0.64132279 0.40091828 0.79696387
7	0.44	0.62	45.0	69.3	0.577	40.67082977 0.15583493 0.30443856 0.36059502
11	0.42	0.60	37.1	64.3	0.740	2.75192142 0.42509592 0.74101686 0.60222697
12	0.51	0.64	43.6	72.3	0.639	25.19894028 0.00807803 0.45508361 0.70097792
14	0.56	0.70	47.7	82.8	0.704	2.01423788 -0.49799560 1.25936639 1.64635348

0.51 0.65 44.2 70.4 0.681

MODELE # 19

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.63	0.67	48.4	62.0	0.732	16.64848137 0.23273060 0.30151525 0.81133950
7	0.45	0.63	45.4	70.3	0.584	20.56607246 0.15549167 0.31198940 0.40870401
11	0.41	0.61	36.6	66.2	0.752	2.04159236 0.54694337 0.34377593 0.63392842
12	0.51	0.64	43.6	72.3	0.640	23.85232353 0.43902600 0.02709181 0.70438588
14	0.56	0.70	47.9	84.5	0.714	1.47106409 1.46318913 -0.15178508 1.72304165

0.51 0.65 44.4 71.1 0.684

MODELE # 20

MODELE # 21

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS	BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.62	0.66	47.7	60.7	0.741	24.40049568 1.21664557 0.45799235 0.91205025 0.78802985	2	0.67	0.81	48.7	66.9	0.744	41.91912079 1.17983687 0.44039208 0.15242808
7	0.44	0.61	44.7	68.7	0.584	14.84305286 4.94102240 0.39432871 0.58563244 0.38054830	7	0.48	0.63	47.1	70.5	0.599	39.02880478 0.80414915 0.31940508 0.12198041
11	0.42	0.60	37.2	64.3	0.740	2.14840293 0.69089758 0.77153754 0.93572527 0.60658431	11	0.50	0.74	39.2	72.1	0.779	3.60048795 1.45259035 0.71412635 0.23215067
12	0.51	0.63	43.7	71.8	0.640	22.12759781 6.23722219 0.47255093 0.07390680 0.69678801	12	0.51	0.65	43.7	84.9	0.640	23.69712067 0.68446583 0.46932891 -0.00636783
14	0.57	0.70	48.4	81.6	0.700	2.00297356 0.00239388 1.24325657 1.84866667 1.63528764	14	0.73	0.67	51.1	130.5	0.793	0.00558229 3.71413827 2.56826997 0.23280494
								0.58	0.70	46.0	85.0	0.711	

0.51 0.64 44.3 69.4 0.681

MODELE # 22

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.66	0.58	57.2	79.0	0.607	3.01695156 -1.43162394 1.04656470 0.92374611
7	0.51	0.55	51.8	73.1	0.572	0.00000001 1.58318269 3.25153136 0.88882512
11	0.58	0.66	47.1	65.8	0.634	0.83248162 0.54836661 0.95775205 0.46861726
12	0.68	0.46	55.7	48.2	0.392	7.60655212 0.05512913 0.61617267 0.53092080
14	0.78	0.55	53.1	59.2	0.505	3.58726660 -0.35556340 1.00594497 0.93225002

0.64 0.56 53.0 65.1 0.542

MODELE # 23

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.54	0.76	46.1	64.7	0.720	20.95402908 1.37260807 1.02527320 0.60075420
7	0.45	0.76	46.1	83.0	0.621	10.42049408 2.99997568 0.77558130 0.38550547
11	0.49	0.79	43.5	89.6	0.693	0.02401909 5.02988482 1.67418838 0.38602471
12	0.83	0.47	63.2	46.3	0.386	15.11797619 0.43934524 0.71609557 0.34832293
14	0.94	0.57	60.8	53.7	0.561	12.16816044 9.99933147 1.08241296 0.63857478

0.65 0.67 51.9 67.5 0.596

MODELE # 24

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.61	0.72	46.7	61.0	0.751	17.62044144 9.24857903 0.52663445 0.77456409
7	0.43	0.61	42.5	70.9	0.690	2.65039825 19.81307602 0.45351902 0.44631076
11	0.43	0.64	37.5	68.6	0.736	2.28969288 1.80542970 0.76312178 0.61659145
12	0.51	0.64	43.4	72.7	0.642	21.16325378 2.66391516 0.46602616 0.70755845
14	0.59	0.70	50.2	89.0	0.711	0.83647758 0.10841861 1.42486608 1.87937665

0.51 0.66 44.1 72.4 0.706

MODELE # 25

MODELE # 26

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.62	0.73	46.6	59.6	0.756	37.22977066 0.00022046 0.45385528 0.73415607 1.95644462
7	0.43	0.62	42.4	71.3	0.692	0.00812668 28.13249397 1.19551933 0.44327933 0.40999347
11	0.43	0.64	37.5	68.4	0.736	2.53809547 1.55276644 0.75001109 0.61477447 0.78259164
12	0.50	0.51	41.8	55.8	0.696	0.00870331 110.22696686 1.35893440 0.56319952 0.16519421
14	0.80	0.93	60.2	156.4	0.779	0.03683324 0.00189976 2.13697720 3.15056896 2.53189373

0.56 0.69 45.7 82.3 0.732

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.63	0.72	47.0	60.9	0.758	37.60528183 0.51355404 0.69903195 0.36537853 0.37562752 0.28506863 0.93654710
7	0.41	0.53	41.4	68.8	0.731	6.30856657 0.66545552 1.09469044 0.23392543 0.00000003 0.38623592 0.23393752
11	0.44	0.70	34.4	75.3	0.827	1.02695322 0.86599714 1.30081391 0.98391253 0.21606980 0.72575438 0.03480668
12	0.50	0.65	43.7	74.8	0.653	25.60837173 0.46806788 0.66889834 0.99857330 0.38274416 0.00000285 0.99862432
14	0.62	0.69	50.5	94.8	0.745	47.62036896 1.52012813 1.93000865 0.06289501 0.95744747 0.03554389 0.76195163

0.52 0.66 43.4 74.9 0.743

MODELE # 40

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.20	0.22	18.9	26.5	0.969	1.76295030 0.79108816 0.77646660 191.51473999
7	0.10	0.26	13.9	39.2	0.945	0.00134915 0.88271457 1.63971530 1.48432755
11	0.12	0.20	11.2	25.5	0.975	0.48125222 0.72452176 0.92947626 0.81252360
12	0.16	0.17	20.6	27.8	0.846	0.29432622 0.83551824 0.82938324 5.67965984
14	0.16	0.25	13.0	37.4	0.974	0.00000022 0.82495356 2.85693860 0.04966233

0.15 0.22 15.5 31.3 0.942

MODELE # 41

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.28	0.45	20.1	46.0	0.917	133.99479675 0.63801575 0.00194688 0.51883566
7	0.18	0.36	22.3	56.0	0.876	15.38741398 0.68810636 0.36691871 0.67340356
11	0.21	0.33	17.2	43.3	0.954	0.60443878 0.68980294 0.91510314 0.83173203
12	0.33	0.42	32.4	52.0	0.754	12.61012077 0.39258605 0.49630231 0.75127828
14	0.22	0.27	12.3	39.7	0.983	1.10577524 0.68380803 0.95097780 0.97221291

0.24 0.37 20.9 47.4 0.897

MODELE # 42

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.33	0.51	23.7	53.3	0.844	72.06905365 0.78307891 0.00000033 0.72737539
7	0.18	0.34	24.7	60.4	0.810	0.09086420 0.88474357 1.05756891 1.68155253
11	0.27	0.42	19.5	55.6	0.953	0.80463320 0.68494993 0.88412201 0.88398844
12	0.35	0.32	38.9	52.0	0.745	0.12400155 0.77654833 0.92827278 194.60617065
14	0.26	0.31	15.1	43.4	0.968	26.66708755 0.88845545 0.00032037 0.87666446

0.28 0.38 24.4 52.9 0.864

MODELE # 43

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.37	0.54	25.9	57.9	0.755	70.59969330 0.78168255 0.00000001 0.67780530
7	0.19	0.38	27.5	67.3	0.724	0.54773390 0.85552138 1.00703883 5.13532734
11	0.29	0.44	20.3	59.3	0.953	0.38234088 0.70585239 0.98024529 0.77892041
12	0.47	0.53	38.7	63.4	0.657	22.13217163 0.21426585 0.44623145 0.69823086
14	0.28	0.35	15.6	47.7	0.962	0.12770571 0.76447088 1.28756380 1.24270511

0.32 0.45 25.6 59.1 0.810

MODELE # 44

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.40	0.54	26.5	59.9	0.700	51.95882416 0.84548104 0.00164973 0.78313214
7	0.30	0.50	32.4	66.4	0.592	29.19083786 0.58954334 0.26737016 0.37353671
11	0.30	0.43	20.1	61.8	0.960	0.15328908 0.72571170 1.10239851 0.71710908
12	0.47	0.52	36.2	67.3	0.466	149.47149658 0.48002973 0.00002402 0.34830236
14	0.28	0.34	15.8	50.0	0.939	33.66403961 0.80370855 0.05469077 0.57023263

0.35 0.47 26.2 61.1 0.731

MODELE # 45

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2	R ²	COEFFICIENTS
2	0.40	0.54	26.7	63.1	0.647	85.63360596 0.92277354 0.04421497 3.29653621
7	0.34	0.54	33.9	60.7	0.413	23.87655449 0.60566866 0.26051250 0.35805795
11	0.31	0.44	20.1	64.4	0.954	0.38089696 0.74512100 0.95020217 0.75746244
12	0.44	0.50	35.1	69.5	0.279	0.00000461 0.91976243 0.15301701 4.30676603
14	0.26	0.34	14.4	53.0	0.923	23.04291344 0.78078967 0.09058795 0.49930334

0.35 0.47 26.0 62.1 0.643

MODELE # 40

avec génération d'une erreur de mesure

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2
2	0.38	0.42	43.0	53.0
7	0.39	0.54	47.4	73.9
11	0.34	0.37	35.9	56.5
12	0.38	0.41	44.3	60.1
14	0.39	0.45	39.8	57.3
	0.38	0.44	42.1	60.2

MODELE # 41

avec génération d'une erreur de mesure

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2
2	0.37	0.54	32.5	58.0
7	0.31	0.48	37.1	71.7
11	0.31	0.41	29.4	56.9
12	0.36	0.45	35.7	56.1
14	0.34	0.39	30.1	51.8
	0.34	0.45	33.0	58.9

MODELE # 42

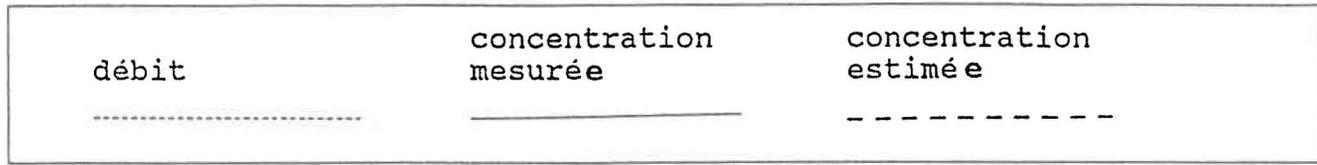
avec génération d'une erreur de mesure

BASSIN No	MER1	MER2	DIFF1	DIFF2
2	0.38	0.57	30.8	60.8
7	0.31	0.45	36.9	73.3
11	0.32	0.46	26.1	61.9
12	0.36	0.42	40.4	61.9
14	0.35	0.41	29.0	51.5
	0.34	0.46	32.6	61.9

ANNEXE E

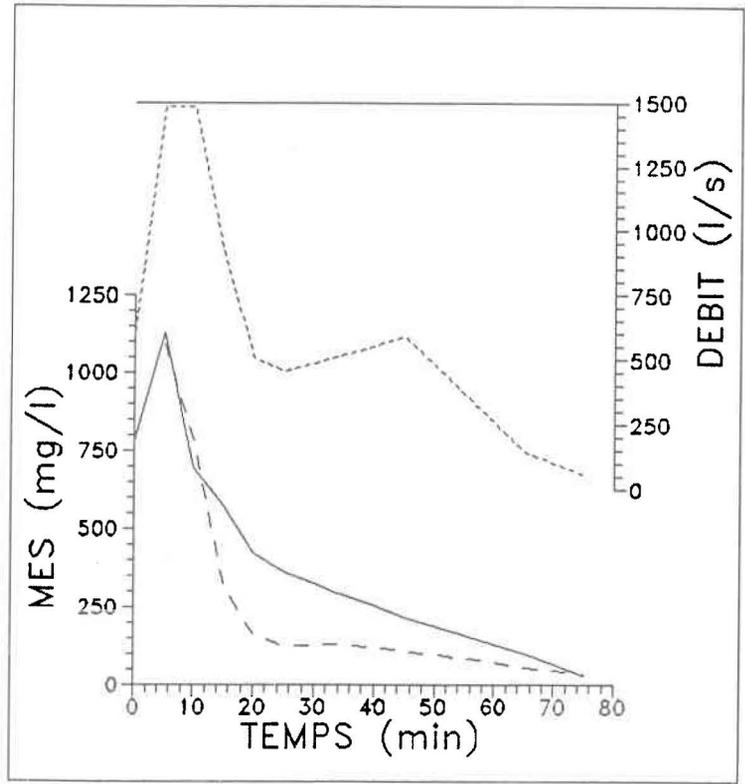
POLLUTOGRAMMES MESURÉS ET ESTIMÉS





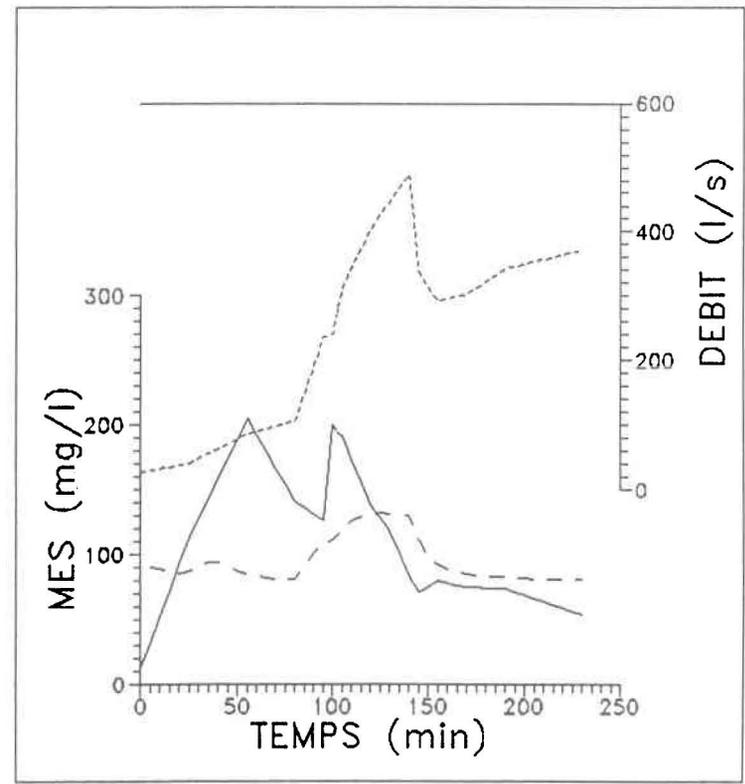
Pluie du 7 juillet 1982

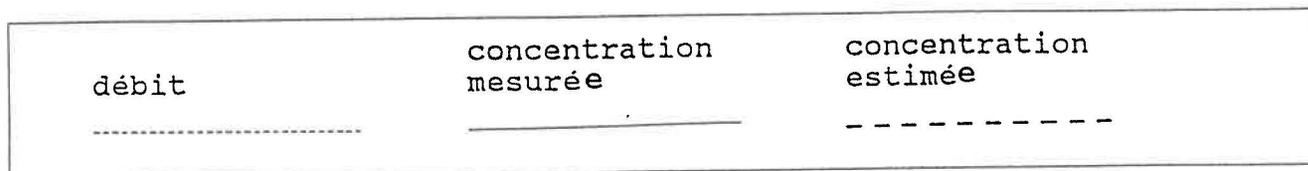
Bassin No 2



Pluie du 25 août 1982

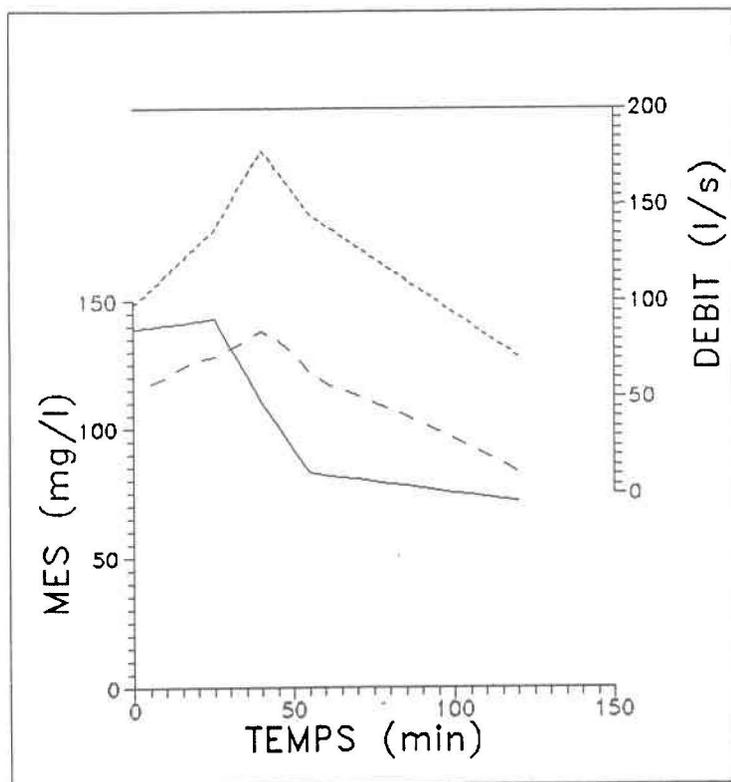
Bassin No 2





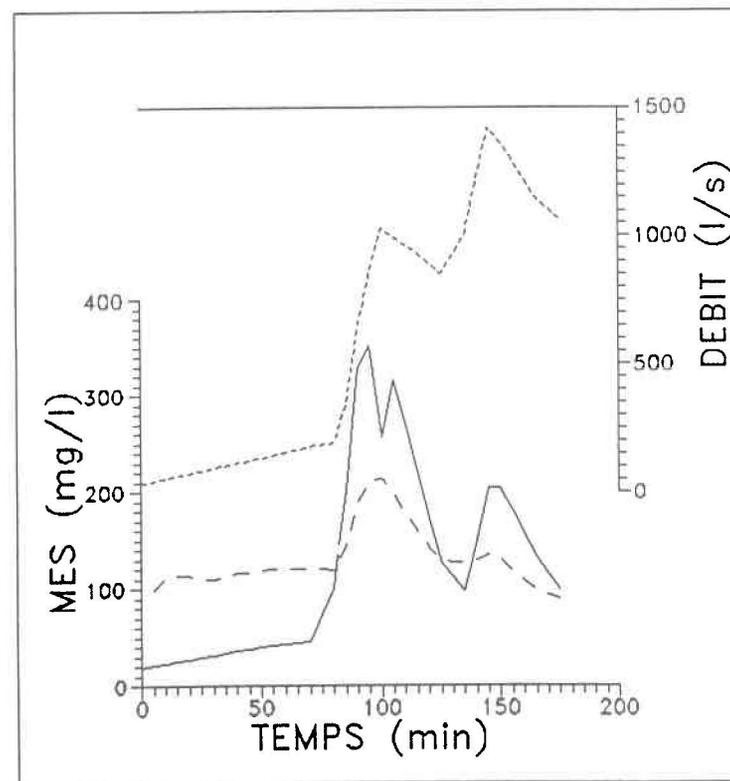
Pluie du 21 juin 1982

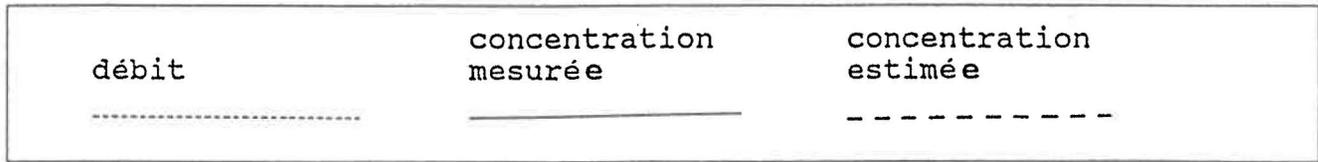
Bassin No 2



Pluie du 16 juin 1982

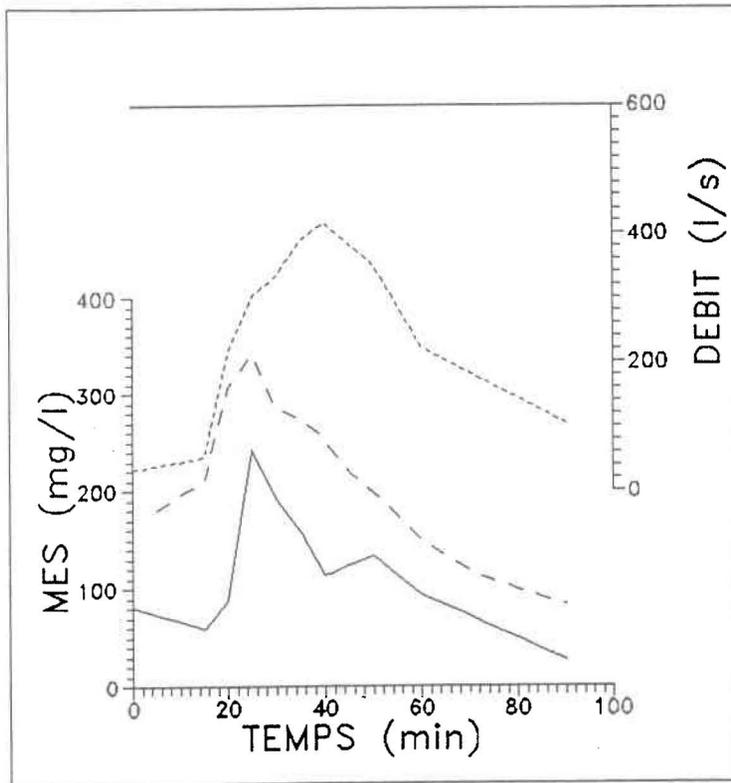
Bassin No 2





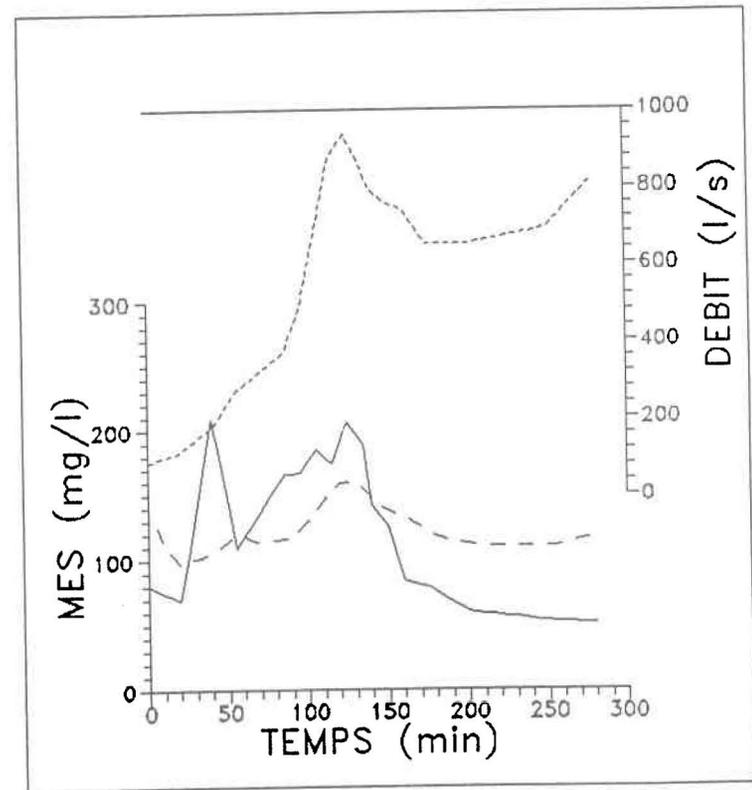
Pluie du 22 juin 1982

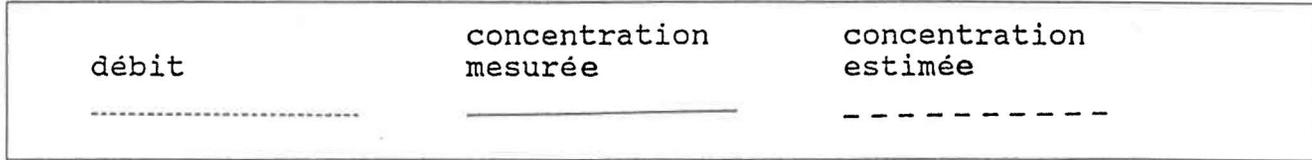
Bassin No 2



Pluie du 28 juillet 1982

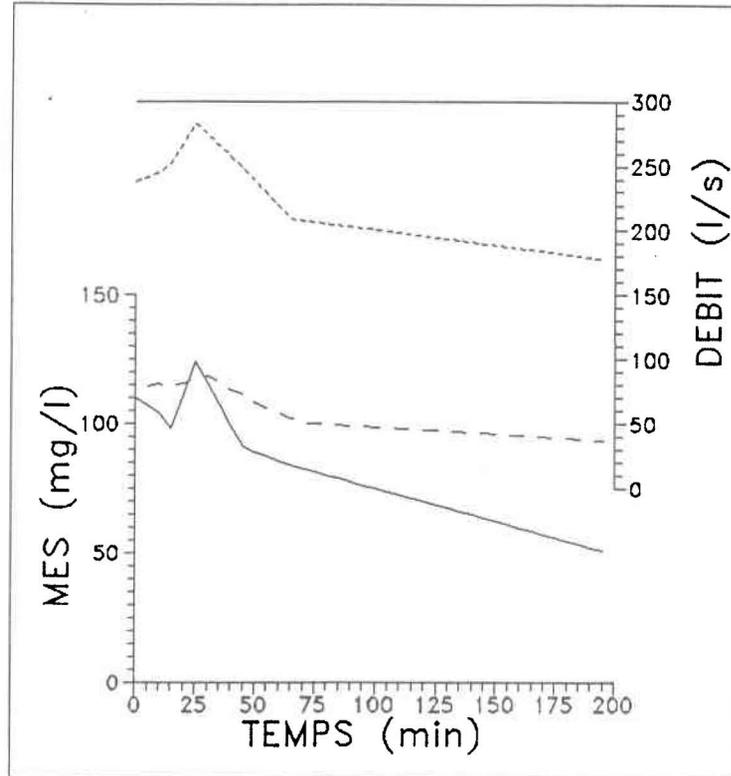
Bassin No 7





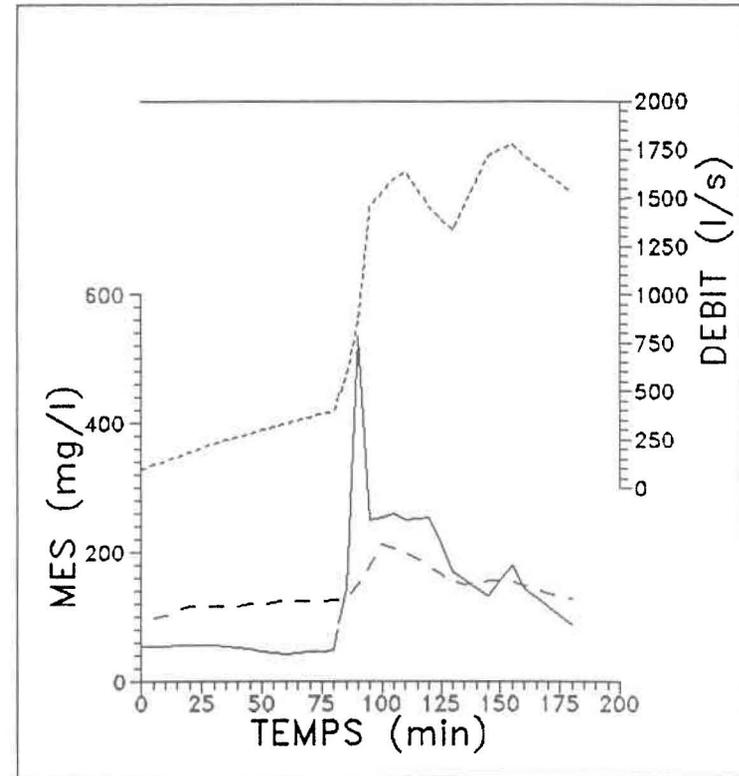
Pluie du 21 juin 1982

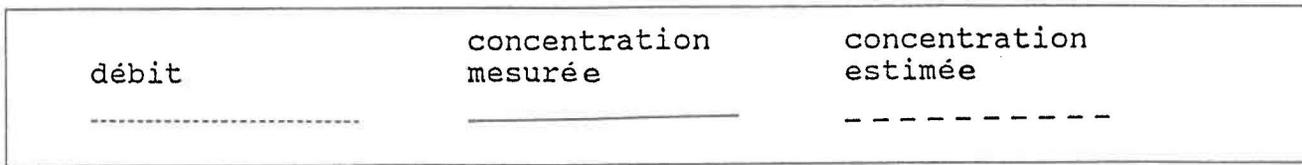
Bassin No 7



Pluie du 16 juin 1982

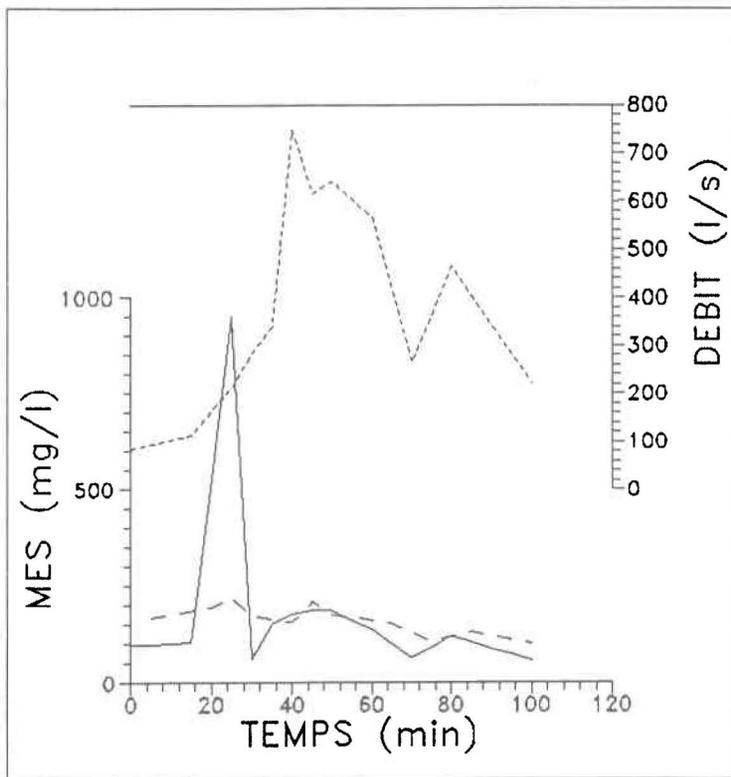
Bassin No 7





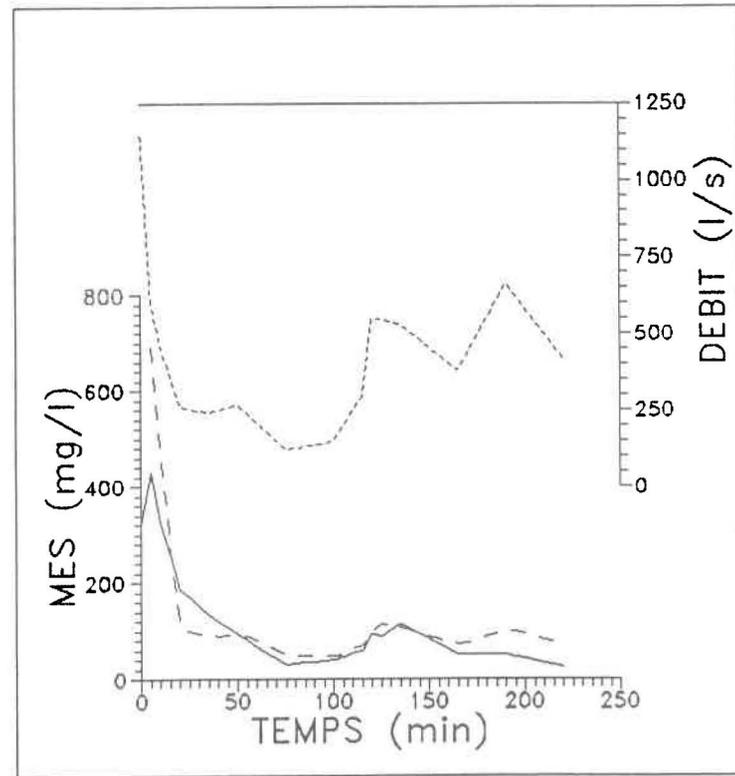
Pluie du 22 juin 1982

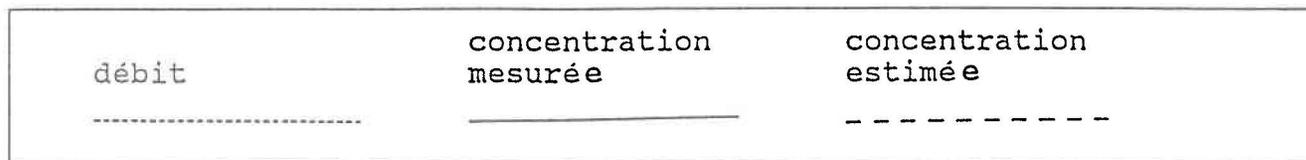
Bassin No 7



Pluie du 28 juillet 1982

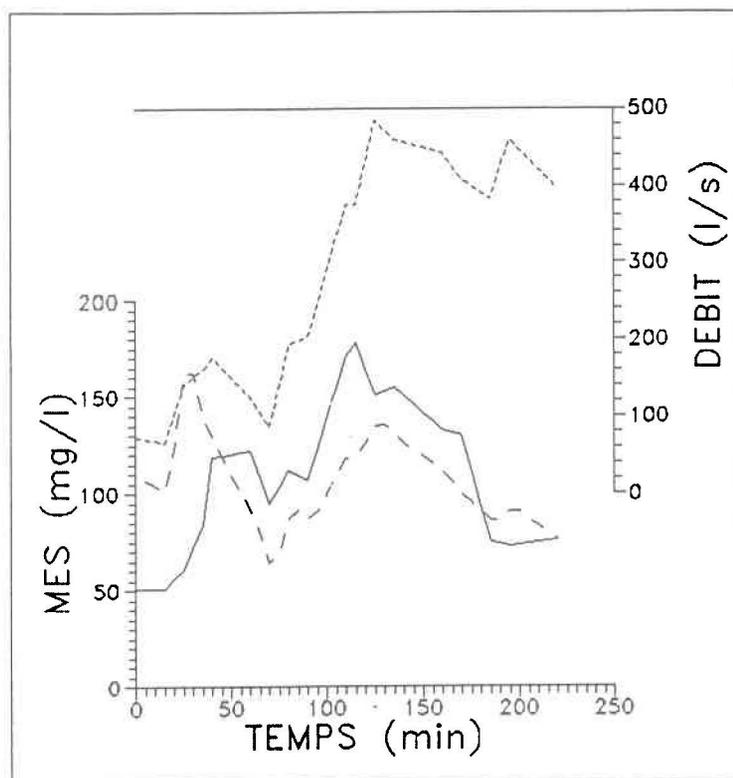
Bassin No 11





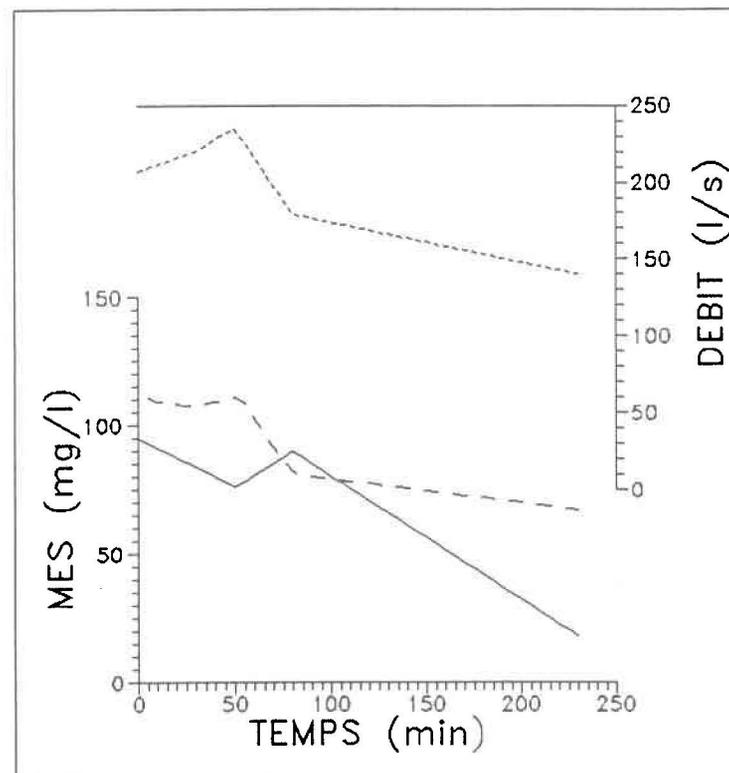
Pluie du 25 août 1982

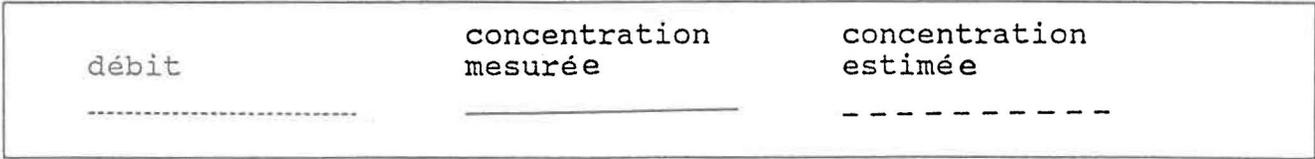
Bassin No 11



Pluie du 21 juin 1982

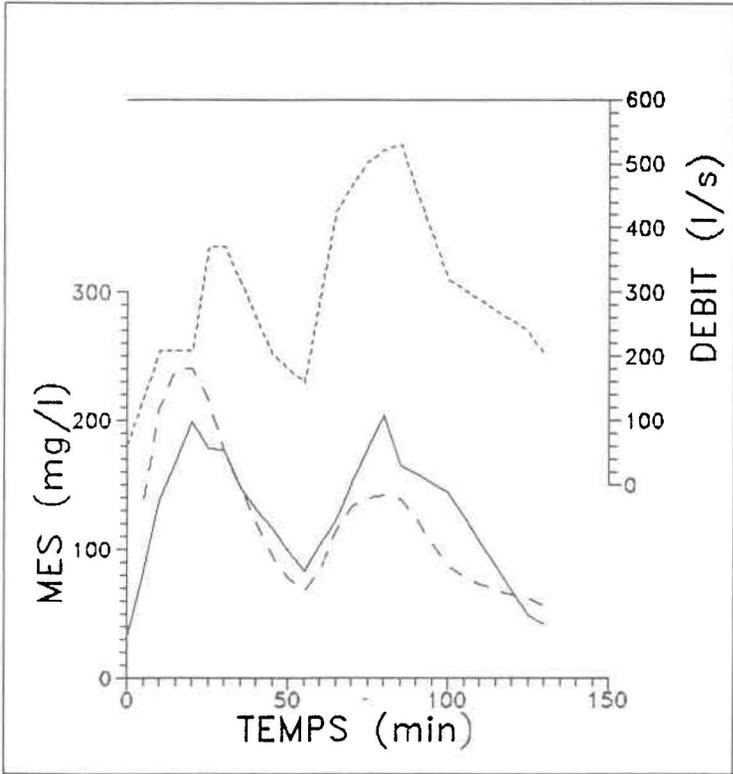
Bassin No 11





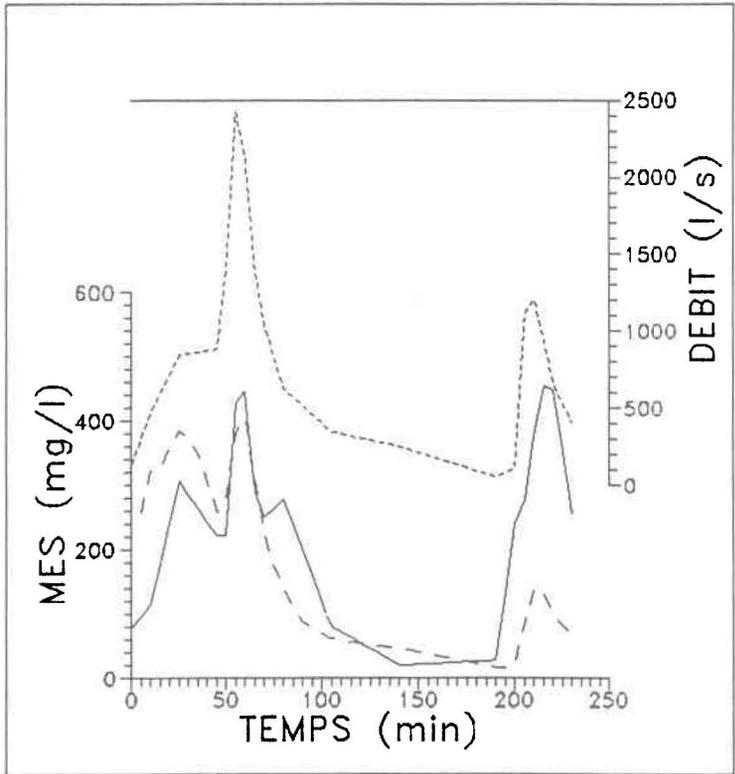
Pluie du 22 juin 1982

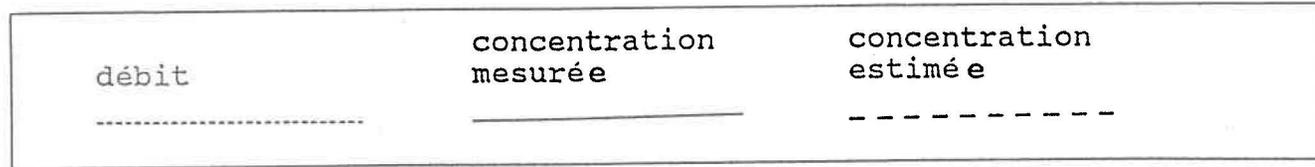
Bassin No 11



Pluie du 29 juin 1982

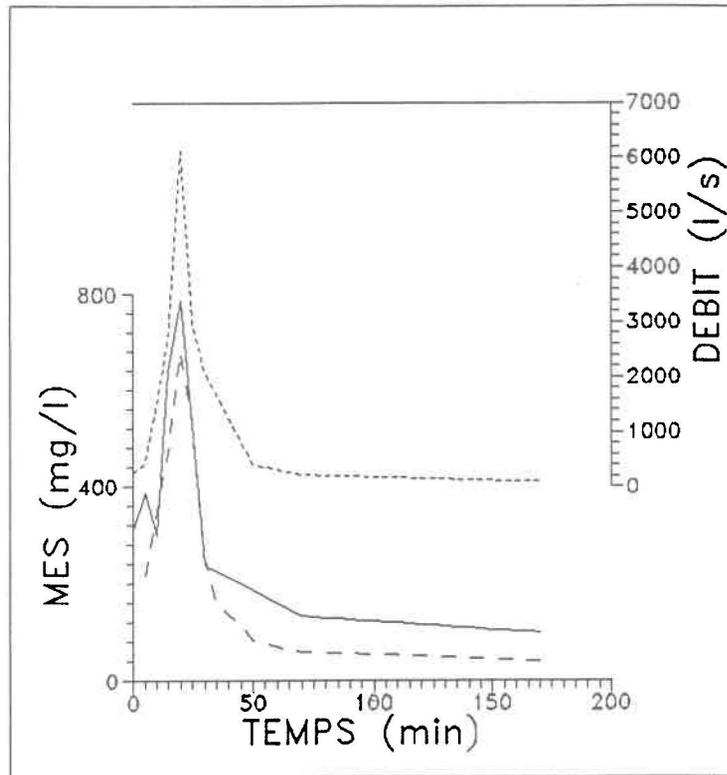
Bassin No 11





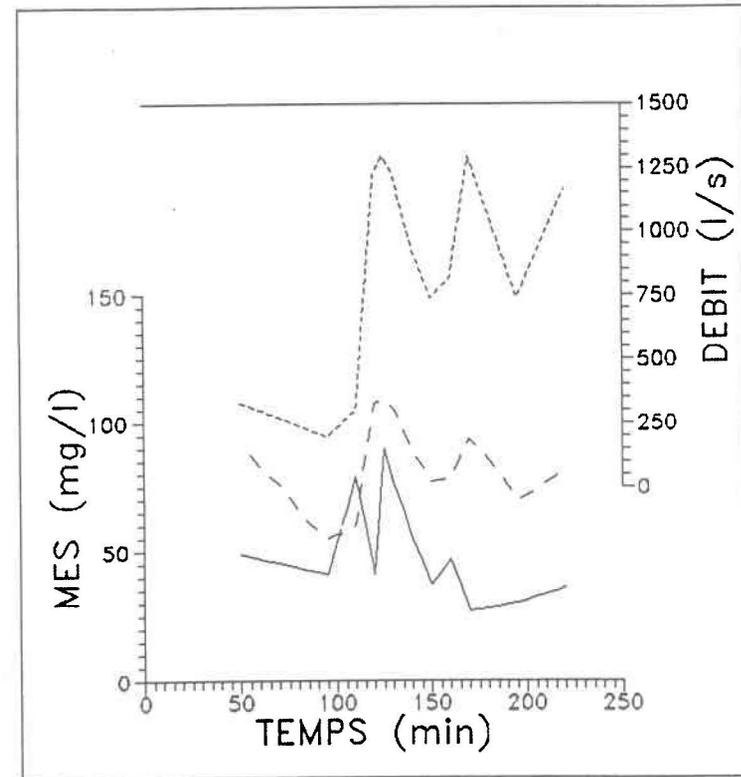
Pluie du 7 juillet 1982

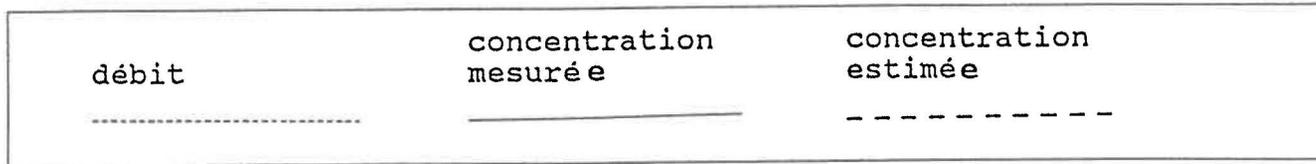
Bassin No 12



Pluie du 28 juillet 1982

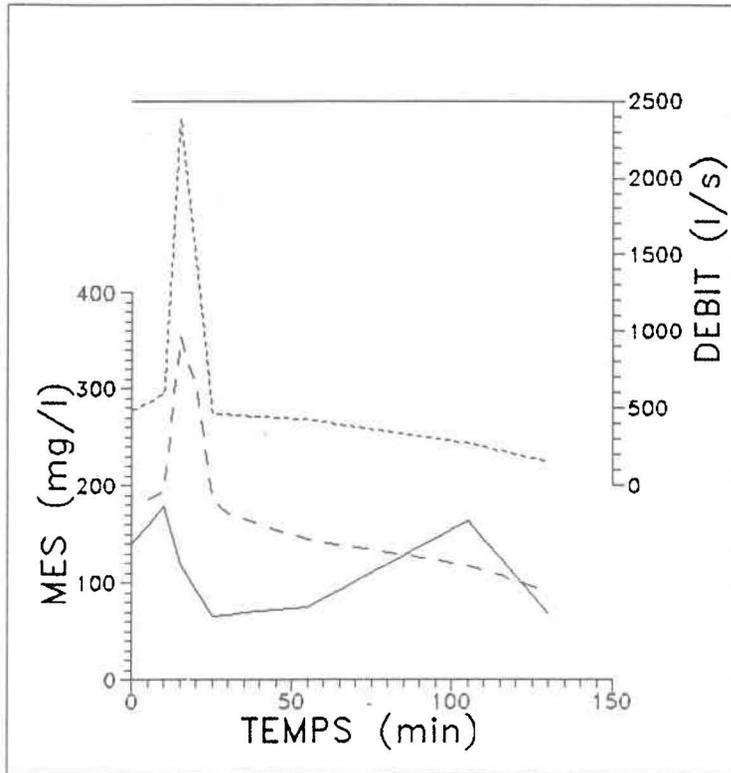
Bassin No 12





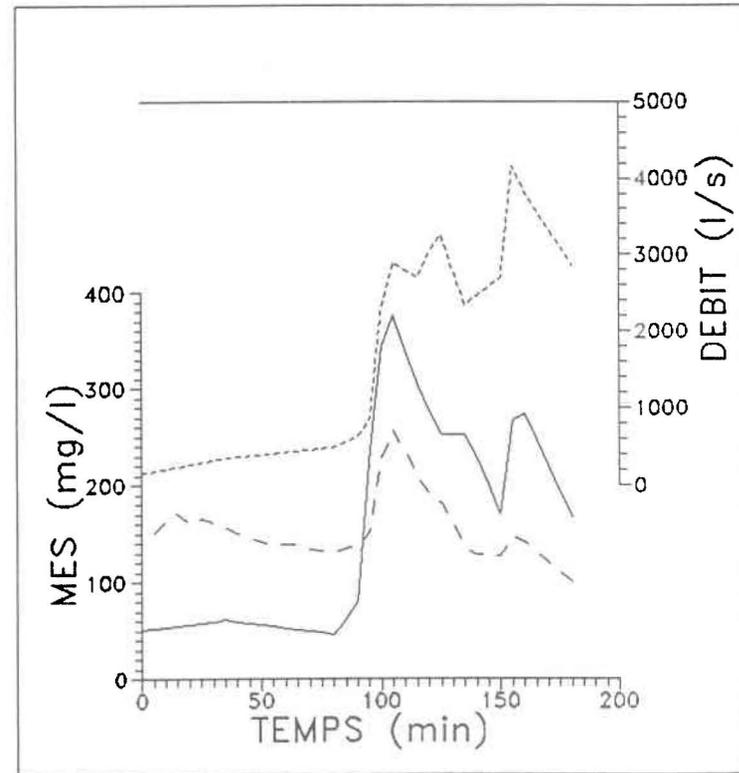
Pluie du 21 juin 1982

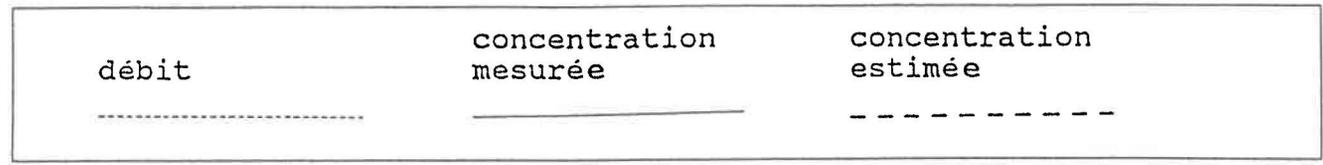
Bassin No 12



Pluie du 16 juin 1982

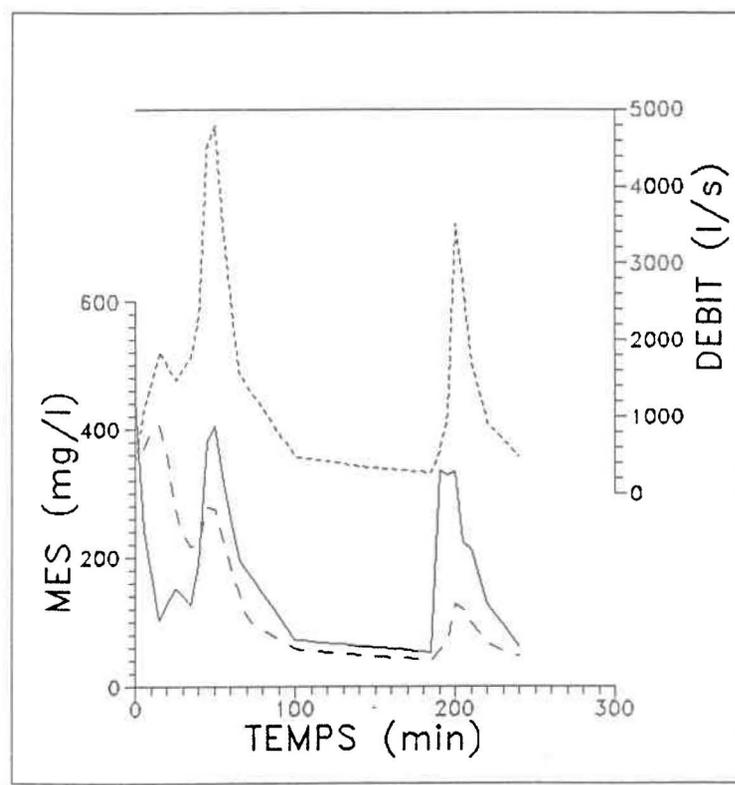
Bassin No 12





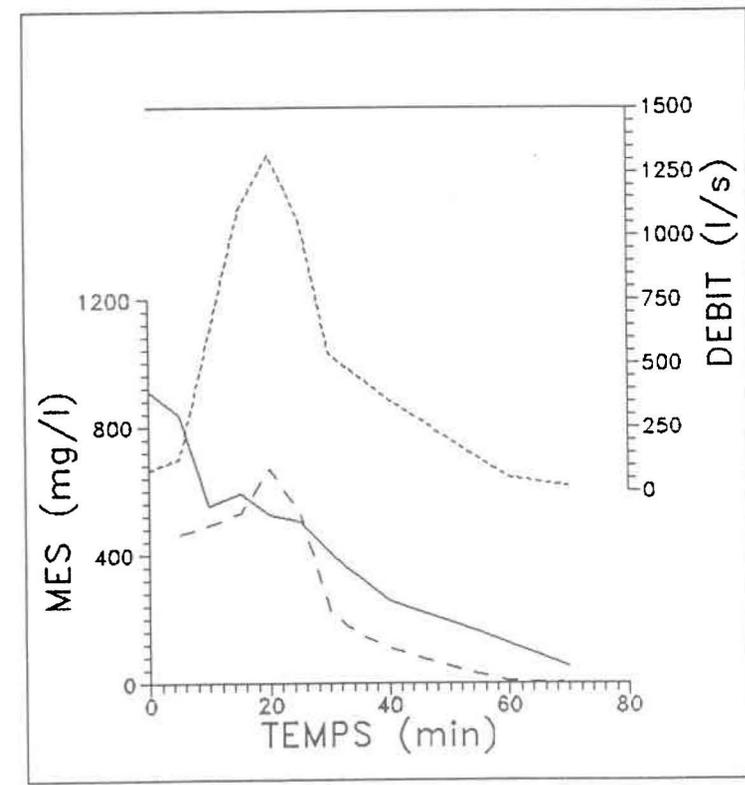
Pluie du 29 juin 1982

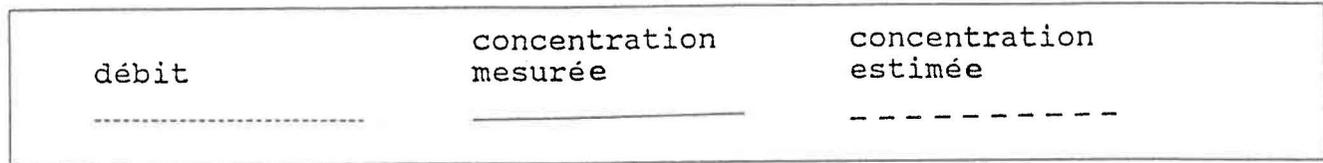
Bassin No 12



Pluie du 7 juillet 1982

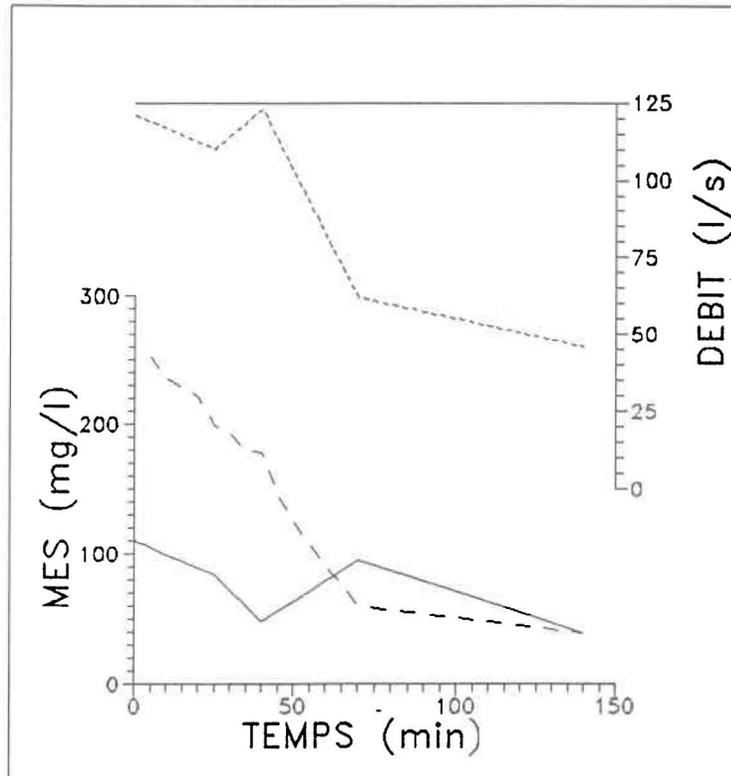
Bassin No 14





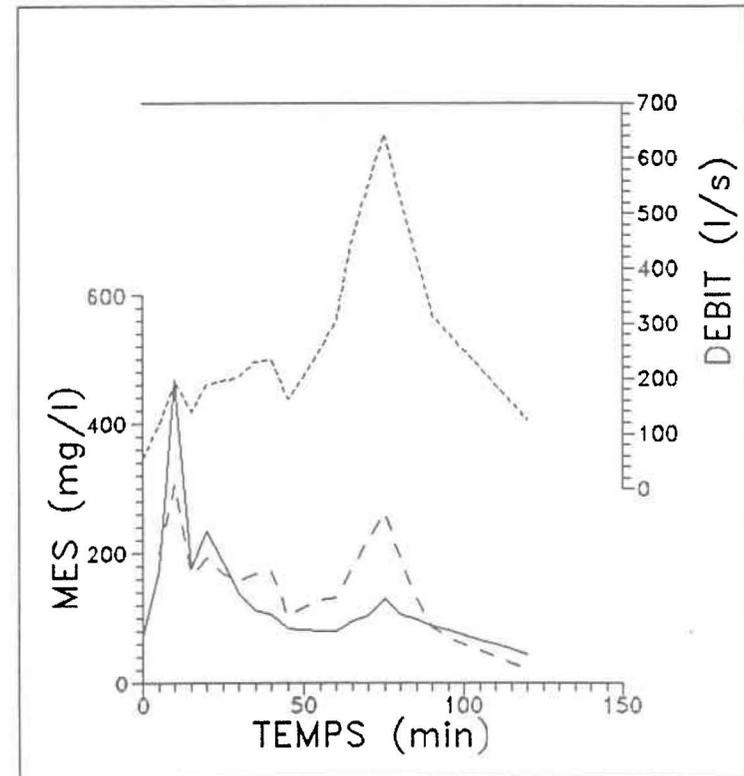
Pluie du 21 juin 1982

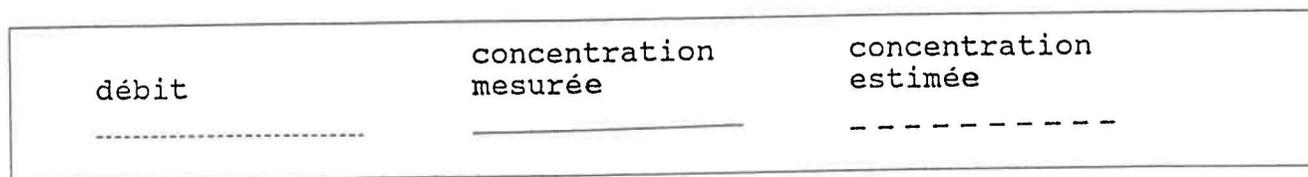
Bassin No 14



Pluie du 22 juin 1982

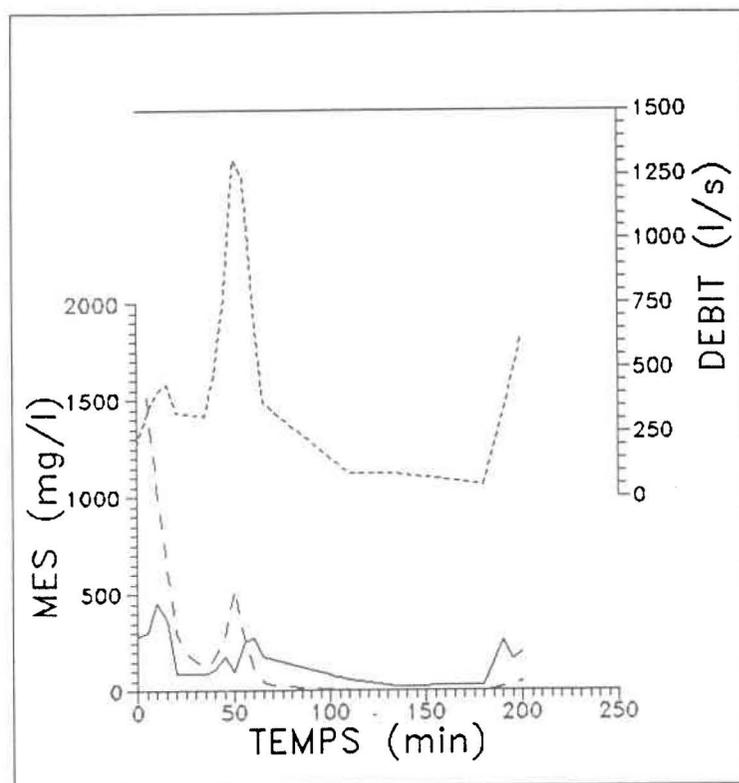
Bassin No 14





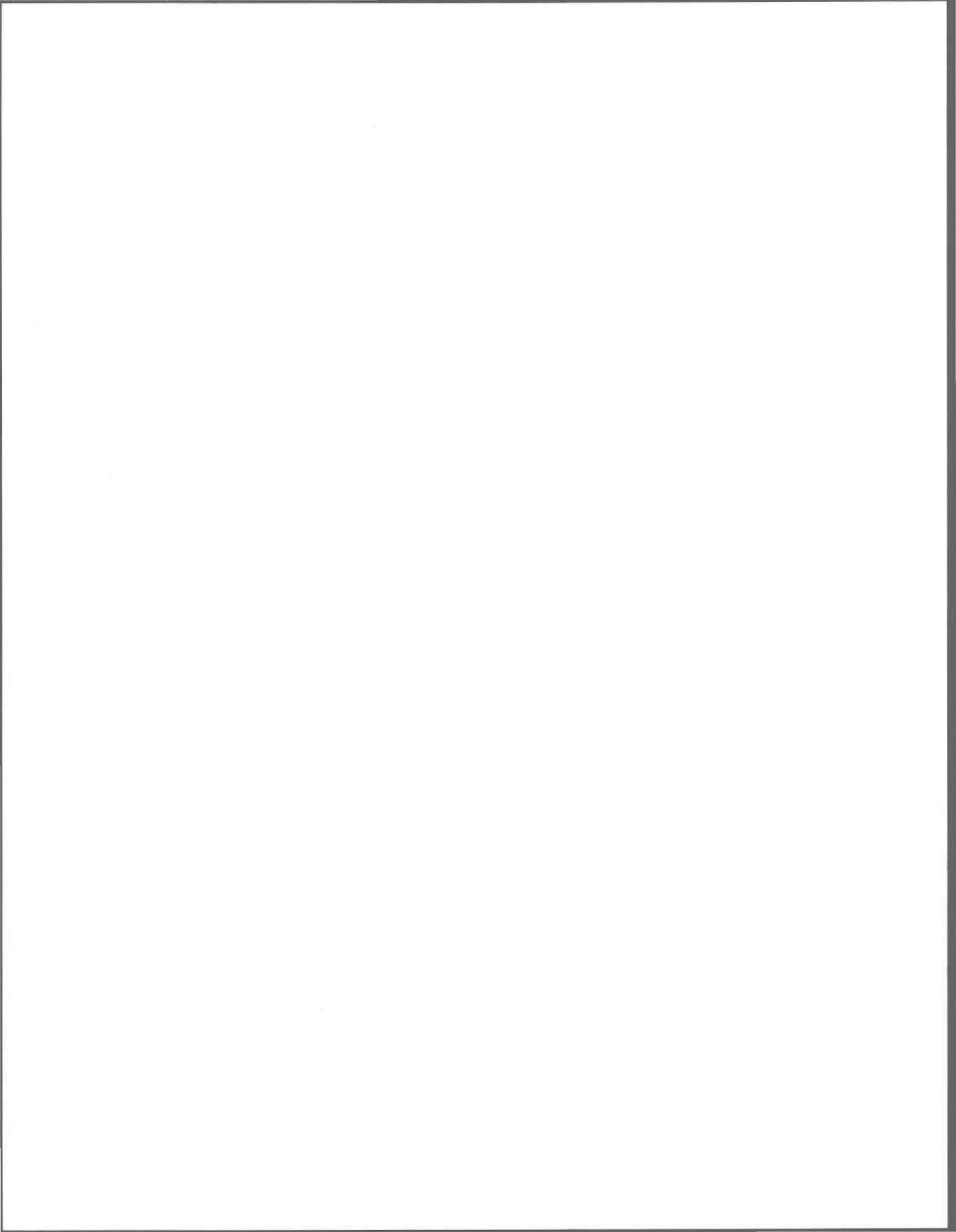
Pluie du 29 juin 1982

Bassin No 14



ANNEXE F

PRÉSENTATION DES RÉSULTATS DES SIMULATIONS DE CONTROLE EN TEMPS RÉEL



On présente les simulations de contrôle en temps réel dans l'ordre successif où elles ont été réalisées ; ceci pour permettre de justifier successivement les modifications effectuées au réseau fictif d'interception.

Dans un premier temps, le contrôle prédictif intégré requérant une mesure qualitative en temps réel n'est pas considéré. La présence du terme aléatoire dans la prédiction de la qualité, exige un grand nombre de simulations. Ces simulations ne seront réalisées que pour quelques réseaux choisis ; on analyse d'abord l'influence des caractéristiques du réseau d'interception sur la performance des autres contrôles prédictifs mentionnés.

F.1 Le réseau théorique d'interception No 1

Les résultats des contrôles appliqués pour les sept pluies étudiées sur le réseau fictif d'interception No 1 sont présentés au tableau F.1 en terme de volumes totaux et de charges totales déversés pendant l'événement.

Tableau F.1 Résultats des contrôles pour le réseau fictif d'interception No 1

RÉSEAU FICTIF No 1								
PLUIE	CONTROLE RÉACTIF		CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MESURES			CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MODELE No 24		
	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]
1	9486.1	5240.0	9607.5	5001.9	4.5%	9566.5	5023.3	4.1%
2	9495.3	691.9	9568.8	636.4	8.0%	9665.1	686.9	0.7%
3	3847.2	442.3	3889.8	378.4	14.5%	4004.3	418.0	5.5%
4	703.7	78.2	712.8	77.7	0.7%	813.9	88.8	-13.6%
5	29224.0	7382.8	29417.7	7119.9	3.6%	23394.4	7245.8	1.9%
6	2128.7	308.2	2664.5	270.1	12.4%	2371.0	295.1	4.3%
7	24173.9	6339.4	24392.0	5851.5	7.7%	24305.9	6146.7	3.0%
TOTAL	79058.9	20482.8	80253.1	19335.9	5.6%	74121.0	19904.6	2.8%
RECUP [%] = 50.4%								

On y observe une faible performance des contrôles prédictifs intégrés en terme de charges déversées versus un contrôle réactif local. La connaissance des apports à court terme ne suffit pas au contrôleur pour choisir une succession de plans d'action permettant de diminuer significativement les charges déversées au milieu récepteur.

Une analyse plus détaillée du comportement du réseau pour les contrôles considérés confirme le caractère restrictif du réseau qui a été pressenti lors de son dimensionnement et qui contraint le contrôle prédictif à de faibles performances, par exemple;

- Les transferts entre les points de déversement sont très limités : seulement 5 points de déversements sont présents, dont le premier pour lequel la capacité en amont de l'intercepteur est considérée atteinte en tout temps.
- La capacité de rétention de l'intercepteur est très limitée. Les transferts ne peuvent donc pas être importants en terme de volumes véhiculés et temporairement emmagasinés.
- Les bassins de drainage présentent des temps de concentration relativement équivalents. On observe un synchronisme des hydrogrammes pour tous les bassins, dans la majorité des cas. Les pointes de débit se produisent en même temps, et la capacité de l'intercepteur étant limitée; la majorité des déversements sont concomitants à d'autres aux régulateurs voisins. C'est une situation fréquemment observée qui restreint les possibilités et les avantages d'un transfert d'un volume d'eaux déversées d'un régulateur à un autre.

Pour le contrôle réactif local, le tableau F.2 nous montre plus spécifiquement la somme des charges déversées aux différents régulateurs. On y remarque que 84 % des charges sont déversées aux trois régulateurs amonts.

Tableau F.2 Réseau fictif No 1 - Contrôle local réactif
Importance des charges déversées aux différents régulateurs

RÉGULATEUR No	CHARGES DÉVERSÉES [kg]					TOTAL
	1	2	3	4	5	
PLUIE						
1	1000.6	1131.9	2442.4	357.2	307.8	5339.9
2	233.4	214.9	118.9	0.0	124.7	691.9
3	61.5	170.6	139.6	0.0	70.6	442.3
4	0.0	0.0	78.2	0.0	0.0	78.2
5	789.8	2154.1	3168.3	191.1	1079.5	7382.8
6	23.7	87.8	110.6	13.1	72.9	308.1
7	1110.1	1657.5	2558.3	127.8	885.7	6339.4
TOTAL	3219.1	5416.8	8616.3	689.2	2541.2	20482.6

Or, lors de l'application d'un contrôle prédictif intégré, les transferts de volumes débordés entre deux régulateurs ne sont possible que de l'amont vers l'aval lorsque ceux-ci déversent de l'eau simultanément. En effet, avec l'information supplémentaire disponible, le contrôle prédictif intégré choisit des plans d'action générant des déversements supplémentaires en amont du réseau pour récupérer à l'aval des volumes d'eaux plus chargés en polluants qui seraient autrement déversés.

L'action contraire, c'est-à-dire déverser un volume d'eau supplémentaire en aval pour récupérer des eaux plus chargées en amont n'est cependant pas possible si la capacité de l'intercepteur est déjà atteinte. Ainsi, le fait que les déversements soient très importants en amont du réseau restreint les possibilités de transfert et l'amélioration du contrôle lorsqu'on passe d'un niveau réactif local à prédictif intégré.

La répartition inégale des charges et des volumes déversés s'explique par le critère de dimensionnement de notre intercepteur. En effet, on peut remarquer que l'importance relative des charges déversées à chacun des régulateurs est du même ordre que le rapport entre le débit maximum observé pour toutes les pluies et le débit maximum de la pluie du 22 juin de chacun des bassins de drainage (tableau F.3).

Tableau F.3 Comparaison des débits maximums générés aux régulateurs

BASSIN	RÉGULATEUR ASSIGNÉ	DÉBIT MAXIMUM		Q _{max} /Q _{max} du 22 juin
		de la pluie du 22 juin [l/s]	de toutes les pluies [l/s]	
2	1	416.0	1484.0	3.6
11	2	530.0	2419.0	4.6
12	3	1090.0	6117.0	5.6
14	4	643.0	1314.0	2.0
7	5	640.0	1963.0	3.1

F.2 Modification de la position des bassins le long de l'intercepteur

Suite à la précédente analyse, on propose de modifier l'ordre des bassins pour favoriser l'occurrence de la majeure partie des déversements en aval. Les bassins sont redispesés d'amont en aval en ordre croissant d'importance selon le rapport Q_{\max}/Q_{\max} du 22 juin. Les tronçons de l'intercepteur ont de plus été redimensionnés de la même façon que précédemment.

Figure F.1 Représentation schématique du réseau fictif d'interception No 2

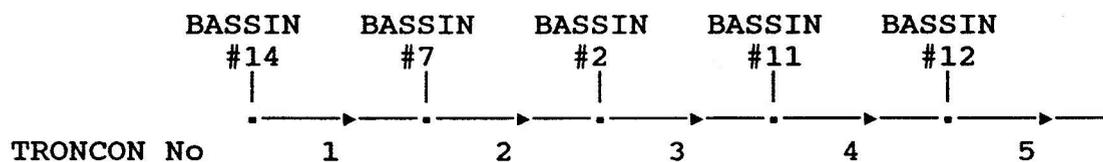


Tableau F.4 Caractéristiques du réseau fictif d'interception No 2

TRONCON	LONGUEUR [m]	DIAMETRE [mm]	PENTE [%]	CAPACITÉ [l/s]
1	500	750	0.39	695.0
2	500	750	0.31	1007.0
3	500	1200	0.20	1221.5
4	500	1350	0.15	1483.8
5	500	1350	0.15	2066.1

En comparaison au réseau fictif No 1, on réussit dans ce cas à presque doubler les charges non-déversées lorsqu'on a recours à un contrôle prédictif intégré versus du réactif local. La nouvelle disposition des bassins semble favoriser un plus grand nombre de transferts positifs de volumes déversés permettant de diminuer les charges rejetées au milieu récepteur.

Tableau F.5 Résultats des contrôles pour le réseau fictif d'interception No 2

RÉSEAU FICTIF No 2		MODIFICATION DE LA POSITION DES BASSINS										
PLUIE	CONTROLE RÉACTIF		CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MESURES			CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MODELE No 24			CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MODELE No 40-41-42			
	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]	
1	10395.2	5633.9	10476.8	5199.1	7.7%	10500.4	5245.2	6.9%	10616.5	5387.8	4.4%	
2	11244.3	1036.0	11333.4	928.0	10.4%	11421.2	1046.2	-1.0%	11558.5	1000.5	3.4%	
3	5008.0	566.9	5022.1	485.2	14.4%	5036.3	514.8	9.2%	5229.9	546.4	3.6%	
4	365.2	42.2	365.2	42.2	0.0%	455.6	51.6	-22.3%	497.2	52.3	-23.8%	
5	29450.7	7341.5	29908.4	6734.4	8.3%	29648.1	6831.0	7.0%	29806.8	7045.0	4.0%	
6	1680.0	231.4	2060.2	201.7	12.8%	1832.4	236.0	-2.0%	1839.1	226.9	2.0%	
7	23462.2	6001.2	22697.4	5400.9	10.0%	23753.5	5668.1	5.6%	23818.6	5699.0	5.0%	
TOTAL	81605.6	20853.1	81863.5	18991.5	8.9%	82647.5	19592.9	6.0%	83366.5	19957.7	4.3%	
								RECUP [%] = 67.7%			RECUP [%] = 48.1%	

F.3 Augmentation de la capacité de l'intercepteur

Une autre contrainte qui a été soulignée est l'incapacité du réseau à véhiculer et emmagasiner temporairement des volumes d'eau importants. Rappelons que le dimensionnement a tout d'abord été contraint par la nécessité du réseau à générer des volumes débordés pour toutes les pluies à l'étude. Une conséquence néfaste est l'importance relative des volumes déversés pour les pluies importantes en comparativement à la capacité de transport et de rétention du réseau. Cette condition affecte grandement l'efficacité d'un contrôle prédictif intégré qui ne peut effectuer des transferts de volumes d'importance d'un point d'interception à un autre.

On propose donc d'analyser de nouveaux réseaux d'interception où la capacité de chacun des tronçons est quelque peu supérieure. Seul le diamètre des tronçons est augmenté, les autres caractéristiques des réseaux sont semblables au réseau fictif d'interception No 2.

Les résultats des simulations en ce qui a trait aux sommes des charges et volumes pour chacune des pluies sont présentés pour les différents réseaux à la fin de cette annexe. Le tableau F.6 présente plus simplement le total pour l'ensemble des événements pluvieux.

On y remarque en premier lieu l'importante diminution des volumes et charges déversés lorsque la capacité de l'intercepteur est accrue ; quatre des sept pluies à l'étude ne génèrent plus de déversements pour le réseau fictif d'interception No 5. Les charges récupérées par le contrôle prédictif intégré, c'est-à-dire la différence entre les charges déversées lors d'un contrôle prédictif intégré et réactif local, restent relativement constantes. L'occurrence de déversement moins important ne semble en rien affecter les possibilités de transfert et leurs résultats. On y observe ainsi des performances grandement supérieures en terme de pourcentage de charges récupérées du contrôle prédictif intégré.

Tableau F.6 Résultats des contrôles en considération d'une variation de la capacité de l'intercepteur

RÉSEAU FICTIF	PARTICULARITÉS	CONTROLE RÉACTIF		CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MESURES			CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MODELE No 24			
		VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	CHARGES RÉCUPÉRÉES [kg]	PERF [%]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	CHARGES RÉCUPÉRÉES [kg]	PERF [%]	RECUP [%]
2	Position des bassins modifiés	81605.6	20853.1	18991.5	1861.6	8.9%	19592.9	1260.2	6.0%	67.7%
3	Position des bassins modifiés Diamètres de l'intercepteur supérieurs de 6 pouces	54998.8	15809.9	13710.8	2099.1	13.3%	14515.7	1294.2	8.2%	61.7%
4	Position des bassins modifiés Diamètres de l'intercepteur supérieurs de 12 pouces	36558.8	11681.8	9757.7	1924.1	16.5%	10490.3	1191.5	10.2%	61.9%
5	Position des bassins modifiés Diamètres de l'intercepteur supérieurs de 18 pouces	24082.9	8120.3	6523.4	1596.9	19.7%	7132.4	987.9	12.2%	61.9%

F.4 Désynchronisation des hydrogrammes aux jonctions

On a déjà souligné que la synchronisation des hydrogrammes générés aux exutoires contraignait les possibilités de transfert des volumes déversés. Les pollutogrammes étant eux-mêmes synchronisés de façon générale aux hydrogrammes, les eaux les plus chargées en polluants sont véhiculées en même temps jusqu'aux jonctions. Les transferts possibles sont alors limités ou, même s'ils se réalisent, les caractéristiques qualitatives des volumes gérés sont peu différentes en un même instant et les charges effectivement récupérées très minimes.

De façon à diminuer l'occurrence simultanée des déversements très chargés en polluants, on propose de déplacer dans le temps les hydrogrammes réels de deux des bassins de drainage sans en modifier leurs formes. Cette modification de l'hydrologie constitue une altération simpliste et ne peut être considérée comme représentative de particularités du réseau ou du bassin pouvant générer de tels désynchronismes. Ceci peut par contre nous informer sur l'influence relative qu'elles génèrent sur l'applicabilité et l'efficacité d'un contrôle prédictif intégré.

Retenons que la présence de bassins de drainage avec des temps de concentration variables génère des hydrogrammes aux jonctions dont les pointes de débit ne sont pas simultanées. Aussi, la forte variation spatiale des intensités

de pluie pour des pluies de type orageuse (forte intensité, faible durée) peut générer d'importants désynchronismes entre les hydrogrammes aux jonctions.

Enfin, un désynchronisme des hydrogrammes peut aussi être créé par l'installation de bassins de rétention à certaines jonctions de l'intercepteur ; on peut ainsi retarder les débits véhiculés pendant une période de temps significative. Cependant, l'hydrogramme ne pourrait subir un simple décalage temporelle et sa forme serait tout autre.

Pour les réseaux fictifs Nos 6 et 7, des retards de 15 et 30 minutes sont attirés aux bassins Nos 7 et 11. Les résultats de ces simulations sont présentés au tableau F.7.

En désynchronisant ces deux bassins, les volumes et les charges déversés pour le contrôle réactif local ne diminuent que très légèrement tandis que les charges récupérées par le contrôle prédictif intégré augmentent significativement. Il en résulte ainsi une performance accrue et intéressante du contrôle prédictif intégré.

Tableau F.7 Résultats des contrôles en considération d'une désynchronisation des hydrogrammes

RÉSEAU FICTIF	PARTICULARITÉS	CONTROLE RÉACTIF		CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MESURES			CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MODELE No 24			
		VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	CHARGES DÉVERSÉES [m ³]	CHARGES RÉCUPÉRÉES [kg]	PERF [%]	CHARGES DÉVERSÉES [m ³]	CHARGES RÉCUPÉRÉES [kg]	PERF [%]	RECUP [%]
2	Position des bassins modifiés	81605.6	20853.1	18991.5	1861.6	8.9%	19592.9	1260.2	6.0%	67.7%
6	Position des bassins modifiés Hydrogrammes des bassins # 7 et # 11 retardés de 15 minutes	78593.5	20144.1	17702.7	2441.4	12.1%	18358.1	1786.0	8.9%	73.2%
7	Position des bassins modifiés Hydrogrammes des bassins # 7 et # 11 retardés de 30 minutes	72710.1	18942.5	16212.2	2730.3	14.4%	16737.8	2204.7	11.6%	80.7%

RÉSEAU FICTIF No 3

MODIFICATION DE LA POSITION DES BASSINS
AUGMENTATION DE LA CAPACITÉ DE L'INTERCEPTEUR
(DIAMETRES SUPÉRIEURS DE 6 POUCES)

PLUIE	CONTROLE RÉACTIF		CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MESURES			CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MODELE No 24		
	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]
1	7950.0	4513.8	8053.5	3926.8	13.0%	8038.4	4008.0	11.2%
2	4275.2	405.6	4370.9	341.3	15.9%	4516.3	432.3	-6.6%
3	453.1	63.1	476.3	49.8	21.1%	538.7	52.5	16.8%
4	103.2	12.3	103.2	12.3	0.0%	134.6	14.0	-13.8%
5	24987.0	6310.0	25489.5	5498.1	12.9%	25217.3	5667.8	10.2%
6	283.3	38.5	651.1	53.7	-39.5%	417.1	44.9	-16.6%
7	16947.0	4466.6	17200.7	3828.8	14.3%	17305.4	4296.2	3.8%
TOTAL	54998.8	15809.9	56345.2	13710.8	13.3%	56167.8	14515.7	8.2%
								RECUP [%] = 61.7%

RÉSEAU FICTIF No 4			MODIFICATION DE LA POSITION DES BASSINS AUGMENTATION DE LA CAPACITÉ DE L'INTERCEPTEUR (DIAMETRES SUPÉRIEURS DE 12 POUCES)					
PLUIE	CONTROLE RÉACTIF		CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MESURES			CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MODELE No 24		
	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]
1	5475.6	3379.8	5801.8	2894.3	14.4%	5777.2	2933.9	13.2%
2	98.9	30.6	129.6	26.5	13.5%	103.2	29.4	3.9%
3	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	
5	19854.0	5167.6	20307.6	4325.2	16.3%	20114.6	4509.6	12.7%
6	0.0	0.0	320.4	16.1		67.1	2.5	
7	11130.3	3103.8	11361.8	2495.7	19.6%	11575.4	3014.9	2.9%
TOTAL	36558.8	11681.8	37921.1	9757.7	16.5%	37637.5	10490.3	10.2%
						RECUP [%] = 61.9%		

RÉSEAU FICTIF No 5

MODIFICATION DE LA POSITION DES BASSINS
AUGMENTATION DE LA CAPACITÉ DE L'INTERCEPTEUR
(DIAMETRES SUPÉRIEURS DE 18 POUCES)

PLUIE	CONTROLE RÉACTIF		CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MESURES			CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MODELE No 24		
	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]
1	3227.2	2082.8	3397.2	1897.8	8.9%	3652.5	1915.0	8.1%
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0%	0.0	0.0	
3	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	
5	14457.3	3919.5	14936.5	3092.4	21.1%	14759.4	3389.1	13.5%
6	0.0	0.0	86.2	4.2		0.0	0.0	
7	11130.3	3103.8	11361.8	2495.7	19.6%	11575.4	3014.9	2.9%
TOTAL	24082.9	8120.3	25267.1	6523.4	19.7%	25250.6	7132.4	12.2%
						RECUP [%] = 61.9%		

RÉSEAU FICTIF No 6			MODIFICATION DE LA POSITION DES BASSINS HYDROGRAMMES DES BASSINS # 7 ET # 11 RETARDÉS DE 15 MINUTES					
PLUIE	CONTROLE RÉACTIF		CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MESURES			CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MODELE No 24		
	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]
1	9872.3	5339.4	9983.4	4826.3	9.6%	10014.9	4885.3	8.5%
2	11568.4	1083.4	11709.8	922.7	14.8%	11687.4	1024.3	5.5%
3	4828.6	560.5	4836.9	464.8	17.1%	4879.2	485.8	13.3%
4	321.8	37.6	321.8	37.6	0.0%	354.5	41.4	-10.1%
5	28301.8	7164.9	28672.8	6326.8	11.7%	28525.7	6439.0	10.1%
6	1312.8	183.8	1807.1	173.0	5.9%	1551.2	174.8	4.9%
7	22387.8	5774.5	22676.0	4951.5	14.3%	22638.0	5307.5	8.1%
TOTAL	48593.5	20144.1	80007.5	17702.7	12.1%	79650.9	18358.1	8.9%
						RECUP [%] = 73.2%		

RÉSEAU FICTIF No 7

MODIFICATION DE LA POSITION DES BASSINS
HYDROGRAMMES DES BASSINS # 7 ET # 11
RETARDÉE DE 30 MINUTES

PLUIE	CONTROLE RÉACTIF		CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MESURES			CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MODELE No 24		
	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]
1	9081.6	5034.2	9281.7	4472.2	11.2%	9241.0	4489.1	10.8%
2	11029.3	1052.5	11244.9	835.5	20.6%	11144.2	916.0	13.0%
3	4524.9	532.7	4542.0	424.6	20.3%	4587.1	442.0	17.0%
4	261.5	31.1	281.2	30.6	1.6%	291.2	30.9	0.6%
5	25392.3	6546.6	25868.7	5641.1	13.8%	25608.1	5736.6	12.4%
6	875.8	123.0	1222.4	105.2	14.5%	11191.0	99.1	19.4%
7	21544.7	5622.8	22147.6	4703.0	16.4%	21896.1	5024.1	10.6%
TOTAL	72710.1	18942.5	74588.5	16212.2	14.4%	83958.7	16737.8	11.6%
						RECUP [%] = 80.7%		

RÉSEAU FICTIF No 8			MODIFICATION DE LA POSITION DES BASSINS AUGMENTATION DE LA CAPACITÉ DE L'INTERCEPTEUR (DIAMETRES SUPÉRIEURS DE 6 POUCES) HYDROGRAMMES DES BASSINS # 7 ET # 11 RETARDÉS DE 15 MINUTES						
PLUIE	CONTROLE RÉACTIF		CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MESURES			CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MODELE No 24			
	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]	
1	7193.0	4077.0	7333.3	3528.3	13.5%	7374.4	3580.6	12.2%	
2	3986.8	328.4	4149.8	243.4	25.9%	4246.4	322.7	1.7%	
3	550.3	72.8	596.1	53.3	26.8%	604.8	59.9	17.8%	
4	84.1	10.0	80.1	10.0	0.0%	114.8	12.0	-20.4%	
5	23810.4	6060.2	24262.0	5021.8	17.1%	24058.0	5168.3	14.7%	
6	16.9	1.5	467.0	41.7		214.8	17.0		
7	15191.7	4057.2	15535.6	3303.2	18.6%	15525.4	3706.5	8.6%	
TOTAL	50833.0	14607.9	52423.8	12201.6	16.5%	52138.6	12866.9	11.9%	
							RECUP [%]	=	72.4%

RÉSEAU FICTIF No 9

MODIFICATION DE LA POSITION DES BASSINS
 AUGMENTATION DE LA CAPACITÉ DE L'INTERCEPTEUR
 (DIAMETRES SUPÉRIEURS DE 12 POUCES)
 HYDROGRAMMES DES BASSINS # 7 ET # 11
 RETARDÉS DE 15 MINUTES

PLUIE	CONTROLE RÉACTIF		CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MESURES			CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MODELE No 24			
	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]	
1	4834.1	2962.5	5214.6	2538.9	14.3%	5104.7	2554.8	13.8%	
2	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0		
3	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		
5	18573.7	4797.6	19177.2	3758.7	21.7%	18834.4	3959.4	17.5%	
6	0.0	0.0	450.1	40.2		67.1	2.6		
7	9340.5	2771.6	9812.5	2078.3	25.0%	9809.1	2433.1	12.2%	
TOTAL	32748.3	10531.7	34654.4	8416.1	20.1%	33815.2	8949.8	15.0%	
								RECUP [%] =	74.8%

RÉSEAU FICTIF No 11			MODIFICATION DE LA POSITION DES BASSINS AUGMENTATION DE LA CAPACITÉ DE L'INTERCEPTEUR (DIAMETRES SUPÉRIEURS DE 12 POUCES) HYDROGRAMMES DES BASSINS # 7 ET # 11 RETARDÉS DE 30 MINUTES					
PLUIE	CONTROLE RÉACTIF		CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MESURES			CONTROLE PRÉDICTIF AVEC MODÈLE No 24		
	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]	VOLUMES DÉVERSÉS [m ³]	CHARGES DÉVERSÉES [kg]	PERF [%]
1	3498.7	2186.5	3856.9	1836.9	116.0	4131.9	1909.8	12.7%
2	7.0	0.3	7.0	0.3	0.0%	26.4	0.8	
3	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	
5	15686.2	4135.7	16314.1	3075.2	25.6%	15895.9	3148.4	23.9%
6	0.0	0.0	150.4	6.9		29.6	0.9	
7	8306.1	2597.4	8888.2	1841.8	29.1%	8787.9	2158.0	16.9%
TOTAL	27498.0	8919.8	29216.5	6761.1	24.2%	28871.8	7217.8	19.1%
						RECUP [%] = 78.8%		